

- Geração de catálogos sintéticos de sismos para a avaliação probabilista do perigo de tsunamis
- Comportamento dinâmico de paredes de frontal Pombalino reforçadas
- Assessing scenario seismic risk of transportation networks
- Modelação numérica do escorregamento de armaduras em elementos de betão armado
- Uma nova metodologia para a distribuição ótima de dissipadores em edifícios altos
- Períodos de recorrência de sismos para Portugal continental: uma análise crítica
- Modelação e avaliação sísmica de estruturas metálicas com pórticos contraventados centrados
- O desafio da previsão do comportamento fora-do-plano de edifícios existentes em alvenaria
- Simulação numérica da instabilidade de paredes finas de betão armado usando elementos de viga sujeitos a tração-compressão
- Avaliação da segurança sísmica de edifícios de betão armado segundo o EC8-3: uniformização entre objetivos de desempenho e condições de estado limite
- Modelos de interação dinâmica água-estrutura na análise sísmica de barragens abóbada em regime elástico-linear. Aplicação à barragem de Luzzone
- Industrial disruption index. Concepts and applications



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

editorial	3	Nota prévia
	5	Editorial
artigos científicos^(*)	7	Geração de catálogos sintéticos de sismos para a avaliação probabilista do perigo de tsunamis L. M. Matias ∞ M. A. Baptista ∞ R. Omira ∞ J. M. Miranda
	13	Comportamento dinâmico de paredes de frontal Pombalino reforçadas Ana Gonçalves ∞ Paulo Candeias ∞ Luís Guerreiro ∞ Alfredo Campos Costa ∞ João Ferreira
	23	Assessing scenario seismic risk of transportation networks Catarina Costa ∞ Vitor Silva ∞ Paolo Bazzurro
	33	Modelação numérica do escorregamento de armaduras em elementos de betão armado Romain Sousa ∞ António A. Correia ∞ João P. Almeida ∞ Rui Pinho
	43	Uma nova metodologia para a distribuição ótima de dissipadores em edifícios altos Isabel Brás ∞ Luís Guerreiro
	51	Períodos de recorrência de sismos para Portugal continental: uma análise crítica Alexandra Carvalho ∞ Nuno Malfeito
	63	Modelação e avaliação sísmica de estruturas metálicas com pórticos contraventados centrados Rita Peres ∞ José Miguel Castro ∞ Rita Bento
	72	O desafio da previsão do comportamento fora-do-plano de edifícios existentes em alvenaria Alexandre A. Costa ∞ Nuno Mendes ∞ Alfredo Campos Costa ∞ Paulo B. Lourenço
	83	Simulação numérica da instabilidade de paredes finas de betão armado usando elementos de viga sujeitos a tração-compressão Angelica Rosso ∞ João P. Almeida ∞ Katrin Beyer
	93	Avaliação da segurança sísmica de edifícios de betão armado segundo o EC8-3: uniformização entre objetivos de desempenho e condições de estado limite Nuno Pereira ∞ Xavier Romão
	103	Modelos de interação dinâmica água-estrutura na análise sísmica de barragens abóbada em regime elástico-linear. Aplicação à barragem de Luzzone S. Oliveira ∞ A. Alegre ∞ M. Espada ∞ R. Câmara
	117	Industrial disruption index. Concepts and applications Mónica Amaral Ferreira ∞ Carlos Sousa Oliveira ∞ Francisco Mota de Sá
divulgação		Entidades apoiantes e parceiros

(*) Sujeitos a revisão por pares académicos

Administração

José Manuel Catarino

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes

(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Manuel Pipa

(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

Aníbal Costa

(SPES - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Helena Cruz

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Humberto Varum

(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Direção Executiva: Sandra Neves

Secretariado: Marta Rodrigues

Design Gráfico: Helder David

Administração

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.

Departamento de Estruturas

Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA

tel: (+351) 21 844 32 60 | fax: (+351) 21 844 30 25

rpee@lneec.pt | http://rpee.lneec.pt

Edição e divulgação eletrónica

LNEC | Divisão de Divulgação Científica e Técnica

Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA

tel: (+351) 21 844 36 95 | fax: (+351) 21 844 30 18

livraria@lneec.pt | www.lneec.pt

ISSN 2183-8488

Painel de Revisores (*)

Alfredo Campos Costa

LNEC, Portugal

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes

Univ. Industrial de Santander, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa

UA, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

Antonio Mari

Univ. Politécnica de Catalunya, Espanha

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Pinto

ELSA Laboratory - JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, SA, Portugal

Carlito Calil Júnior

Univ. de São Paulo, Brasil

Dinar Camotim

IST, Portugal

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

Univ. Federal Fluminense, Brasil

Enrico Spacone

Univ. Chieti Pescara, Itália

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Filipe Teixeira-Dias

Univ. of Edinburgh, Reino Unido

Francisco Antônio Rocco Lahr

Univ. de São Paulo, Brasil

Francisco Javier Crisafulli

Univ. Nacional de Cuyo, Argentina

Galo Valdebenito

Univ. Austral de Chile, Chile

Giorgio Monti

Univ. di Roma, Itália

Giuseppe Mancini

Politecnico di Torino, Itália

Gustavo Ayala

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR Ingenieros Consultores, Espanha

Hugo Rodrigues

IPLeiria, Portugal

Joan Ramon Casas

Univ. Politécnica de Catalunya, Espanha

João Casaca

LNEC, Portugal

João Correia

IST, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

Univ. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

José Luiz Rangel Paes

Univ. Federal de Viçosa, Brasil

José Turmo

Univ. Politécnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Júlio Flórez-López

Univ. de los Andes, Venezuela

Ka-Veng Yuen

Univ. of Macau, República Popular da China

Lídia Shehata

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Luís Oliveira Santos

LNEC, Portugal

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Univ. Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

Pontificia Univ. Católica del Perú, Peru

Mário Castanheta

LNEC, Portugal

Mario Ordaz

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Mary Mun

LNEC, Portugal

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Oscar A. López

Univ. Central de Venezuela, Venezuela

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Lourenço

UM, Portugal

Paulo Roberto Lopes Lima

Univ. Estadual de Feira de Santana, Brasil

Paulo Vila Real

UA, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Rui Calçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Sergio Lagomarsino

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

Univ. de São Paulo, Brasil

Vítor Leitão

IST, Portugal

(*) A Coordenação Científica da rpee poderá recorrer a outros revisores quando necessário

nota prévia

Neste segundo número da nova série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**), a exemplo do que se fez na série II, desde 2007, a administração mantém a tradição de alternância entre números temáticos e generalistas.

Os números temáticos estarão normalmente associados a reuniões científicas promovidas pelos parceiros da revista, das quais são selecionados para publicação na **rpee** os artigos com maior impacto, representativos das temáticas dessas reuniões.

Nestes casos, a qualidade científica dos números temáticos é assegurada pela colaboração da coordenação da comissão científica da **rpee** com representantes da comissão científica dessas reuniões.

O presente número, associado ao congresso **SÍSMICA 2016 - 10º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica**, teve assim a contribuição dos Professores João Azevedo e Xavier Romão, ficando aqui expresso o reconhecimento da administração da **rpee** pelo trabalho por eles desenvolvido.

A administração da **rpee**

José Manuel Catarino (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Manuel Pipa (GPBE)

Aníbal Costa (SPES)

editorial

A revigorada Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas decidiu que o seu segundo número da nova série III seria dedicado a temas de Engenharia Sísmica, levando a uma mais vasta comunidade técnica e científica um conjunto de publicações que têm como base uma seleção de trabalhos apresentados no **SÍSMICA 2016 - 10º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica**, organizado pelo Laboratório Regional de Engenharia Civil (LREC) dos Açores em conjunto com a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES).

Com profundo agradecimento e respeito pelos que há seis décadas tiveram a visão da relevância e da necessidade de gerar saberes e competências nesta área, aqui coletivamente lembrados na figura de Júlio Ferry Borges, e com profunda esperança na jovem, numerosa e promissora comunidade científica portuguesa que por todo o país e na diáspora cimenta hoje um padrão de qualidade, aqui ficam exemplos das contribuições que vão sendo dadas neste domínio.

Sendo a segurança sísmica do edificado e das populações uma preocupação de sempre dos engenheiros de estruturas, ela é hoje entendida como um desígnio que tem de ser abraçado em interação com outros setores da comunidade técnico-científica, razão pela qual os temas incluídos neste número extravasam a área restrita da engenharia de estruturas. Com efeito, para além de tópicos como a análise e dimensionamento de estruturas metálicas, de betão armado e de alvenaria, bem como estudos sobre barragens e ainda sobre o uso de dispositivos de dissipadores de energia, este número inclui temas como a caracterização da ação sísmica, estudos de perigosidade sísmica, análise da vulnerabilidade e risco sísmico de infraestruturas, e indicadores de interrupção de atividade industrial originada por eventos sísmicos.

Espera-se, assim, que a comunidade científica e técnica que se preocupa com a segurança sísmica, e em particular os engenheiros de estruturas, saiba continuar este esforço de décadas ou mesmo séculos, focando a sua ação na busca coletiva de soluções técnica, económica e socialmente implementáveis para a minimização do risco sísmico.

João Azevedo

Xavier Romão

Coordenadores do número temático

engenharia sísmica e sismologia

Geração de catálogos sintéticos de sismos para a avaliação probabilista do perigo de tsunamis

Generation of synthetic earthquake catalogues for probabilistic tsunami hazard assessment studies

L. M. Matias
M. A. Baptista
R. Omira
J. M. Miranda

Resumo

A avaliação probabilista do perigo de tsunamis requer a geração de um catálogo de sismos que obedeça às características sismo-tectónicas da área de geração e um modelo de falha para cada evento. A distribuição da magnitude dos eventos segue uma distribuição de Gutenberg-Richter truncada e os epicentros distribuem-se de forma aleatória no domínio de geração. Considerar um deslizamento uniforme no plano de falha, eventualmente sujeito a uma condição de fecho simples, tem como consequência que o deslizamento sobre o domínio vai extravasar a zona fonte ou que a distribuição de deformação no domínio é heterogénea, contrariando as considerações sismotectónicas na base do seu estabelecimento. Apresentamos uma metodologia para a criação de catálogos sintéticos e sua aplicação à falha da Glória no Atlântico, à qual são associados três tsunamis instrumentais 08.05.1939, 25.11.1941 e 26.05.1975 [1]. Propomos também uma lei de escala e um modelo de falha para grandes sismos tsunamigénicos.

Abstract

Probabilistic Tsunami Hazard Assessment requires the existence of a synthetic earthquake catalogue obeying the geodynamic framework of the source area and a fault model for each event. Usually, we assume a constant fault displacement, eventually filtered by a simple closure condition. The distribution of events by magnitude classes follows a truncated Gutenberg-Richter law with epicentres uniformly distributed in the source domain. This approach makes that the slip on the source structures will extend beyond the generation domain being heterogeneous inside that domain. This contradicts the assumption that the slip is caused by geodynamic constraints. Here, we propose a methodology for creating synthetic earthquake catalogues and we apply it to the Gloria Fault in the Atlantic. With three instrumental tsunamis recorded: 08.05.1939, 25.11.1941 and 26.05.1975 [1]. Additionally, we propose a semi-empirical scaling law for the generation of the tsunamigenic earthquakes.

Palavras-chave: Perigosidade de tsunami / Catálogos sísmicos / PTHA

Keywords: Tsunami Hazard / Earthquake Catalogues / PTHA

L. M. Matias

Professor Associado
Instituto D. Luiz
Lisboa, Portugal
lmmatias@fc.ul.pt

M. A. Baptista

Professora Coordenadora
ISEL
Lisboa, Portugal
mavbaptista@gmail.com

R. Omira

Investigador
IPMA
Lisboa, Portugal
omirarachid10@yahoo.fr

J. M. Miranda

Professor Catedrático
IPMA
Lisboa, Portugal
miguel.miranda@ipma.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.

MATIAS, L. M. [et al.] – Geração de catálogos sintéticos de sismos para a avaliação probabilista do perigo de tsunamis. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 7-12.

1 Introdução

Na avaliação probabilista do perigo de tsunamis (PTHA – *Probabilistic Tsunami Hazard Assessment*) começa-se por considerar uma lista de sismos (um catálogo sintético). Para cada um dos eventos nesse catálogo calcula-se a geração do tsunami, a sua propagação e impacto junto à costa. A avaliação do perigo pode ser feita considerando vários parâmetros característicos da inundaçã, a amplitude máxima da onda na linha de costa (ou num ponto de referência), a profundidade máxima de inundaçã, o *run-up*, a velocidade de corrente máxima, etc. O modelo mais corrente, por ser o mais simples, que é usado na geração do tsunami por uma falha é o da falha retangular, como se mostra na Figura 1a.

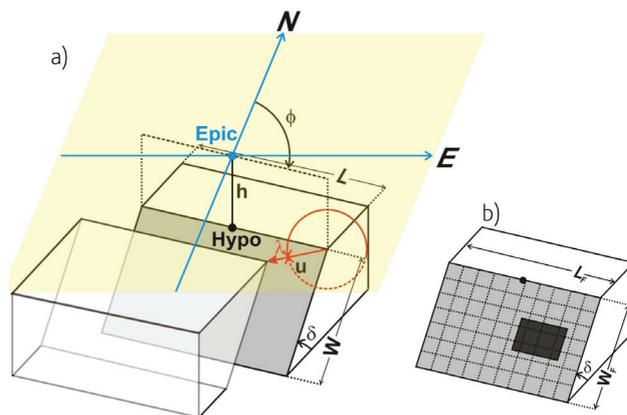


Figura 1 a) Modelo de falha retangular para a geração de tsunamis em PTHA. b) Modelo simplificado de um PBS, segmento de fronteira de placas

Neste exemplo definimos o hipocentro do evento no centro do bordo superior da falha de forma que o epicentro estará no meio do traço da falha como seria representado numa carta geológica. O sismo seria assim localizado pelas coordenadas do epicentro e pela profundidade h . Uma vez que a geração do tsunami assume que a deformação inicial do oceano reproduz a deformação do fundo do mar causada pelo deslocamento sobre a falha, o parâmetro h relevante é o da profundidade do foco sob o fundo do mar. O sismo deve ainda ser caracterizado pela sua magnitude de momento, M_w . Para além destes parâmetros, habituais num catálogo sísmico, para gerar um tsunami é ainda necessário propor para cada evento os parâmetros seguintes que caracterizam completamente a geometria da falha e o movimento sofrido:

- Largura W
- Comprimento L
- Inclinação δ
- Azimute ϕ
- Deslizamento médio u
- Ângulo de deslizamento (*rake*) λ

Estes parâmetros não são todos independentes, uma vez que eles estão relacionados com a magnitude de momento através do módulo de rigidez (μ):

$$M_0 = \mu L W u \quad M_w = \frac{2}{3} (\log M_0 - 9,5) \quad (SI) \quad (1)$$

Os modelos mais simples de geração de tsunamis em PTHA, e também no cálculo determinista de cenários, consideram que o deslizamento sobre a falha é uniforme. Neste trabalho iremos mostrar que este modelo simples de geração aplicado a um segmento de fronteira de placas, sujeito a constrangimentos geodinâmicos, gera resultados para o deslizamento acumulado inaceitáveis. Face a este resultado, iremos propor um modelo de geração alternativo que se destina a mitigar os defeitos identificados. Dada a sua simplicidade, exemplificamos a aplicação do modelo com a fronteira de placas definida pela Falha da Glória.

2 Geração uniforme de tsunamis ao longo de um segmento de fronteira de placas

2.1 PBS: Segmento de fronteira de placas

Vamos considerar que a fronteira de placas onde pretendemos gerar tsunamis e fazer um estudo de PTHA tem a forma de um retângulo, como se mostra na Figura 1a. Uma fronteira de placas complexa pode ser considerada formada por uma associação de segmentos mais simples ou PBS (*Plate Boundary Segment*). A geração de tsunamis ocorre pelo movimento em falhas no PBS, como se ilustra na Figura 1b. É importante aqui salientar que cada PBS está inserido num contexto geodinâmico que impõe à escala geológica uma cinemática para o movimento acumulado, ou para o deslizamento médio sofrido. Vejamos agora o que acontece quando são gerados de forma aleatória sismos neste PBS. Sem perda de generalidade vamos considerar os efeitos ao longo do traço do PBS, tomando este como uma linha sem largura. Os mesmos efeitos irão também ocorrer com a distribuição do deslizamento com a profundidade.

2.2 Geração de tsunamis segundo a largura do PBS

Começamos por considerar que toda a sismicidade tem a mesma magnitude de momento M e que os seus epicentros se distribuem ao longo do PBS que tem um comprimento total L_f . Sejam ainda

- $L(M)$ Comprimento da falha que rompe com magnitude M
- $u(M)$ Deslizamento médio na falha de magnitude M
- $N(M)$ Número de sismos por ano com magnitude M
- \dot{u}_f Deslizamento médio no PBS constrangido pelo contexto geodinâmico

Se o modelo de geração de tsunamis no PBS for consistente com a geodinâmica, então deveríamos obter no final a identidade

$$\dot{u}_f = \dot{N} \frac{L}{L_f} \quad (2)$$

Vejamos então o que ocorre. Na Figura 2 mostramos a rotura de um PBS por sismos de pequena magnitude e por sismos de grande magnitude. Uma vez que admitimos que toda a rotura sísmica está

contida no PBS, a localização epicentral tem de estar limitada ao intervalo $\left] \frac{L}{2}, L_f - \frac{L}{2} \right[$

Se admitirmos que neste intervalo a distribuição dos epicentros é aleatória (distribuição uniforme) então obtemos um deslizamento acumulado (ou médio) não uniforme, representado na Figura 3.

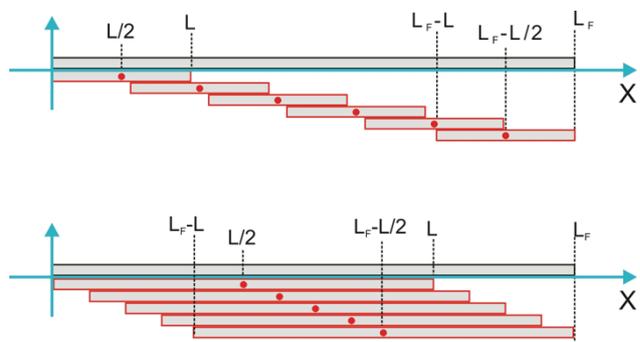


Figura 2 Rotura de um PBS linear por sismos de pequena e grande magnitude

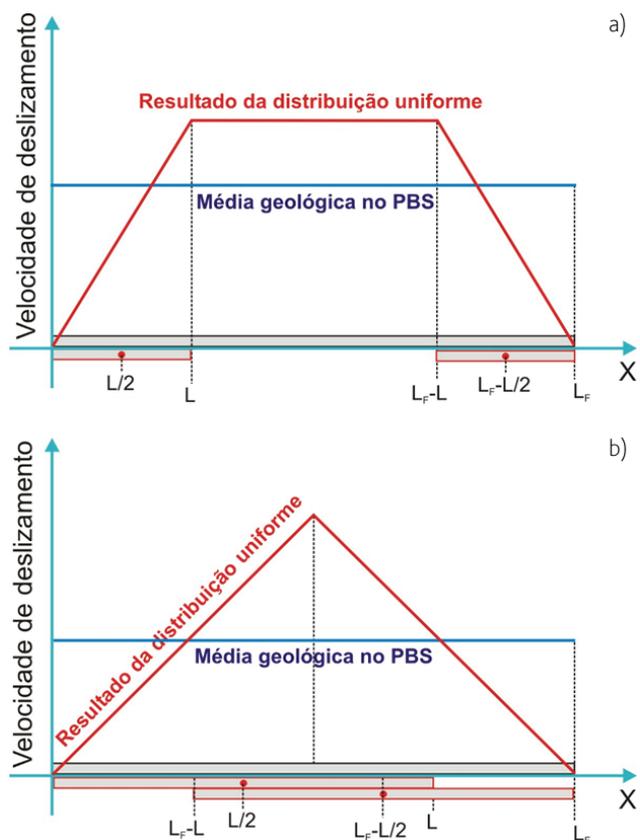


Figura 3 Distribuição do deslizamento médio que resulta de uma distribuição uniforme de epicentros no PBS: a) para sismos de pequena magnitude; b) para sismos de grande magnitude

Podemos assim constatar que o modelo de geração aleatório, usado habitualmente nos estudos probabilistas de perigosidade de sismos (PSHA – *Probabilistic Seismic Hazard Assessment*) falham no caso da avaliação da perigosidade de tsunamis, pois dão resultados inconsistentes com o forçamento geodinâmico. Para grandes sismos o centro do PBS tem um deslizamento médio que é o dobro do esperado pelos constrangimentos geológicos. Este efeito é um pouco atenuado para o caso dos pequenos sismos, mas subsiste o problema de nos bordos do PBS não haver qualquer deslizamento capaz de gerar um tsunami.

Este efeito que detetamos para o caso de sismos com uma única magnitude subsiste mesmo no caso de uma distribuição de sismos que siga uma lei truncada de Gutenberg-Richter, como se ilustra na Figura 4. Neste caso temos uma velocidade de deslizamento no meio do PBS que é 1,5x superior ao valor geológico. Essa velocidade reduz-se a zero nos bordos do PBS.

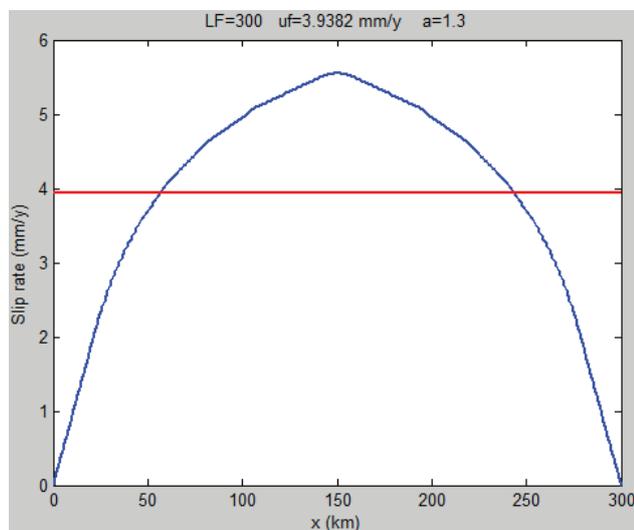


Figura 4 Distribuição do deslizamento médio que resulta de uma distribuição uniforme de epicentros no PBS, com as magnitudes distribuídas segundo uma lei truncada de Gutenberg-Richter

3 Geração dependente de sismos

Tal com antes (Figura 1b), consideramos que o PBS está dividido em células, cuja dimensão é inferior à rotura sísmica do menor sismo a ser considerado. Partimos de um catálogo de sismos cuja distribuição segue a lei truncada de Gutenberg-Richter. Os parâmetros da lei são ajustados de tal forma que, juntamente com a lei de escala, se deve ter em média um ajuste entre a velocidade de deformação sísmica e a velocidade geológica. Em seguida, para mitigar os efeitos indesejáveis causados por uma geração aleatória de sismos numa fronteira de placas, ilustrados na secção anterior, propomos a seguinte metodologia:

- Inicializar o PBS com uma distribuição aleatória de deslizamentos, filtrada, com média nula;

- Para cada evento do catálogo é calculada a posição no PBS com menor deslizamento acumulado. Essa é a posição da nova rotura.

Desta forma a distribuição de epicentros não será aleatória, mas seguirá uma distribuição dependente da história das roturas anteriores.

4 Aplicação à falha da Glória

A falha da Glória, entre as longitudes de 16°W e 24°W, é uma estrutura linear que representa a fronteira de placas entre a Eurásia e a África (Núbia). No século XX ocorreram nesta estrutura e suas vizinhanças dois grandes sismos que geraram tsunamis observados nas zonas costeiras, 25/11/1941 ($M_w \sim 8,4$) e 26/05/1975 ($M_w \sim 7,9$). Este segundo sismo localiza-se fora do traço morfológico da falha da Glória. Por isso teremos de considerar para este troço da fronteira de placas Açores-Gibraltar um conjunto de 3 segmentos. O 1.º segmento (GF1), associado ao sismo de 1941, acumula toda a deformação do movimento relativo das placas. Os restantes 2 (GF2 e GF3) partilham metade dessa deformação, permitindo o 3.º segmento justificar o sismo de 1975. A localização dos epicentros destes dois sismos assim como a definição dos segmentos estão ilustradas na Figura 5.

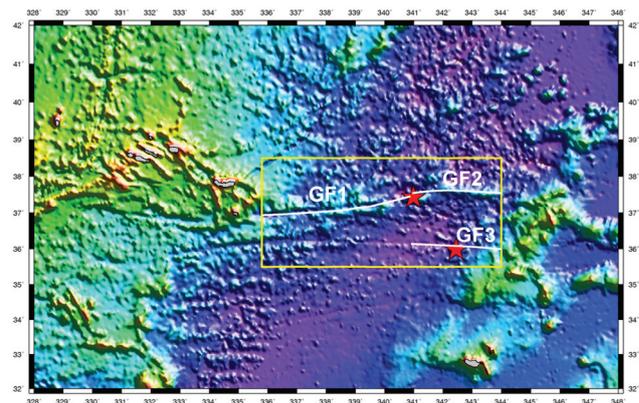


Figura 5 Definição da área de trabalho (retângulo amarelo). Localização dos epicentros dos 2 principais sismos tsunamigénicos ocorridos na Falha da Glória e definição dos segmentos de fronteira de placas usados na simulação

A Falha da Glória é uma estrutura tectónica bastante atípica no Globo pois se trata de uma falha com um movimento do tipo transformante que no entanto não separa dois segmentos de dorsal, como ocorre mais frequentemente. Além disso trata-se de uma estrutura que se mantém ativa praticamente desde a origem do Atlântico Norte, com mais de 100 MA. No segmento que pretendemos investigar trata-se de uma falha que separa dois oceanos com idades bastante diferentes mas muito antigos, ~40 MA a norte e ~60 MA a sul. Não podemos por isso usar leis de escala retiradas de compilações globais pois não existem análogos adequados.

Começamos por considerar que a espessura sismogénica da litosfera é de 40 km, o que é adequado à idade da litosfera na região [2]. Pela mesma razão usamos para o módulo de rigidez um valor de $5,0 \times 10^{10}$ Pa mais apropriado para uma litosfera com uma componente importante de manto. Em seguida usamos os dados dos grandes sismos nesta região para propor uma lei de escala semiempírica baseada no modelo de [3]:

$$D_{\max} \rightarrow \begin{cases} L \leq 2W_{\text{sat}} & D_{\max} = \alpha \frac{L}{2} \\ L > 2W_{\text{sat}} & D_{\max} = \alpha \frac{1}{\frac{1}{L} + \frac{1}{2W_{\text{sat}}}} \end{cases} \quad (3)$$

Nesta lei D_{\max} é o deslizamento máximo sobre a falha (usualmente considerado como sendo duas vezes o deslizamento médio), L é o comprimento da falha e W_{sat} é a espessura sismogénica. Acrescentando um fator de forma para relacionar o comprimento e a largura da falha podemos obter para cada magnitude as dimensões da falha e o deslizamento médio.

Dispondo desta lei de escala podemos obter os parâmetros da lei truncada de Gutenberg-Richter de tal forma que em média eles correspondam a uma deformação geológica de 4 mm/ano para GF1 e de 2 mm/ano para GF2 e GF3. Nos 3 PBS a magnitude mínima é de 6,0, sendo a magnitude máxima de 8,5 para GF1 e de 8,1 para GF2 e GF3.

Seguindo a metodologia proposta, começamos por inicializar o deslizamento sobre cada um dos PBS de forma aleatória, mas suavizada. Os padrões iniciais de deslizamento (com média nula) estão ilustrados na Figura 6.

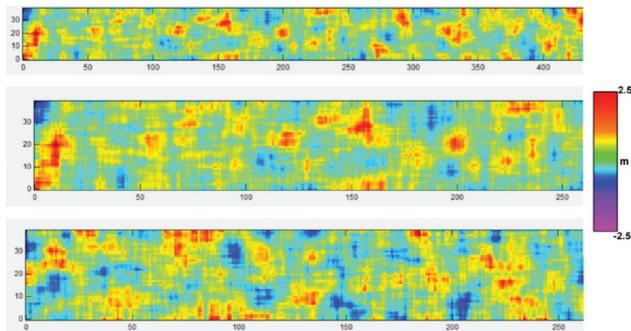


Figura 6 Distribuição inicial do deslizamento sobre os 3 segmentos, GF1, GF2 e GF3. Escala horizontal e vertical em km

A distribuição de deslizamento acumulado ao fim de 20 mil anos de um catálogo sísmico encontra-se na Figura 7.

Para o segmento GF1, onde seria expectável um total acumulado de 80 m, obtemos uma distribuição irregular entre 67 e 97 (extremos absolutos). Para o segmento GF2 onde seria expectável um total acumulado de 40 m, obtemos uma distribuição irregular entre 31 e 53 (extremos absolutos). Para o segmento GF3 onde seria expectável um total acumulado de 40 m, obtemos uma distribuição irregular entre 24 e 56 (extremos absolutos).

Podemos então concluir que esta metodologia permite de facto atenuar os efeitos de uma distribuição de hipocentros aleatória e independente, apontados na secção 3.

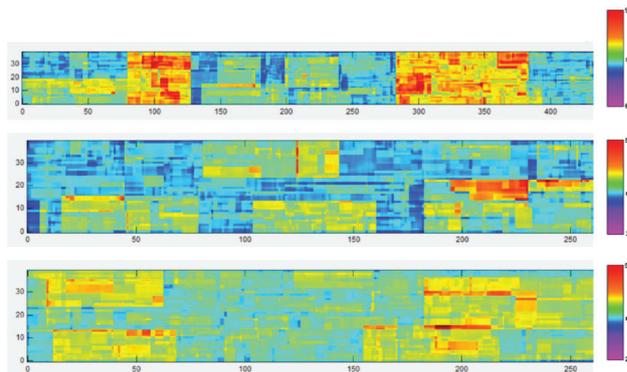


Figura 7 Distribuição acumulada do deslizamento sobre os 3 segmentos, GF1, GF2 e GF3, após 20 mil anos de catálogo sísmico. A escala de cores maximiza as diferenças. Ver comentários no texto. Escala horizontal e vertical em km

5 Discussão

Para grandes sismos regionais a amplitude com que o tsunami atinge a costa é diretamente influenciada pelo deslizamento verificado na falha, num domínio específico definido pela diretividade da propagação. Esta constatação aplica-se a eventos simples para avaliação determinista e também a estudos probabilistas de perigosidade (PTHA). É por isso importante que nesses estudos os modelos de geração de tsunamis sejam os mais consentâneos possíveis com os constrangimentos geodinâmicos do segmento de fronteira de placas em jogo (PBS). Neste trabalho mostrámos como é que uma distribuição uniforme de eventos de um catálogo ao longo de uma PBS dá origem a uma grande distorção na distribuição da velocidade de deformação, aumentando o perigo numas zonas em detrimento de outras. Para mitigar esse problema propusemos uma metodologia para a geração de tsunamis a partir de um catálogo sintético, em que a localização de cada evento está dependente da distribuição acumulada de deformação nos eventos anteriores. Esta metodologia foi testada numa zona de fronteira de placas geometricamente simples, como a Falha da Glória. Como resultado obtemos uma distribuição acumulada de deslizamento que em média não se afasta do seu valor nominal geodinâmico. As regiões onde essa deformação excede ou é inferior ao valor nominal de 10% consistem menos de 10% do domínio total e a sua distribuição é irregular, como se mostra na Figura 8.

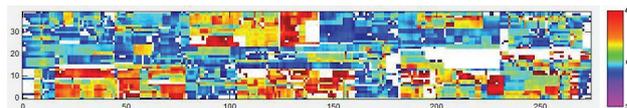


Figura 8 Distribuição acumulada do deslizamento no segmento GF2. A branco assinalam-se as zonas que excedem $\pm 10\%$ o valor nominal. Escala horizontal e vertical em km

Agradecimentos

Esta comunicação foi apoiada pelo projeto FCT UID/GEO/50019/2013 – Instituto Dom Luiz. Ela constitui uma contribuição para o projeto ASTARTE – Assessment Strategy and Risk Reduction for Tsunamis in Europe Grant 603839 – FP7.

Referências

- [1] Baptista, M.A.; Miranda, J.M. (2009) – "Revision of the Portuguese catalog of tsunamis", *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.* 9, 25-42.
- [2] McKenzie, D.; Jackson, J.; Priestley, K. (2005) – "Thermal structure of oceanic and continental lithosphere", *Earth Plan. Sci. Lett.* 233, 337-349.
- [3] Manighetti, I.; Campillo, M.; Bouleya, S.; Cottona, F. (2007) – "Earthquake scaling, fault segmentation, and structural maturity", *Earth Planet. Sci. Lett.*, 253, 429-438.

Comportamento dinâmico de paredes de frontal Pombalino reforçadas

Dynamic performance of reinforced "Pombalino" timber framed walls

Ana Gonçalves
Paulo Candeias
Luís Guerreiro
Alfredo Campos Costa
João Ferreira

Resumo

O estudo apresentado neste trabalho teve como objetivo caracterizar experimentalmente o comportamento dinâmico de paredes de frontal Pombalino, simples e reforçadas, por meio de ensaios na mesa sísmica triaxial do Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Os ensaios incidiram sobre dois modelos em escala real nos quais se reproduziu o comportamento de paredes de frontal pombalino, simulando dois andares. Os principais objetivos do trabalho foram: avaliar o desempenho sísmico de paredes de frontal pombalino sem reforço; avaliar o desempenho da técnica de reforço com chapas metálicas nos nós da estrutura de madeira; identificar algumas deficiências no comportamento sísmico dos edifícios pombalinos.

Abstract

The research presented in this paper aims to assess the seismic vulnerability of the "Pombalino" buildings and to propose a strengthening technique by reinforcing the timber framed "Frontal" walls. The experimental program was based on extensive dynamic tests prototypes representative of the current characteristic of "Frontal" walls by tests on shaking table of the "Laboratório Nacional de Engenharia Civil". The main objectives of the shaking table tests were to assess the seismic performance of the "Pombalino" buildings and to validate the efficiency of strengthening techniques by reinforcing the wood joints with sheet metal.

Palavras-chave: Edifícios Pombalinos / Paredes de frontal / Ensaios dinâmicos / Mesa sísmica

Keywords: Pombalino buildings / Frontal walls / Dynamic tests / Shaking table

Ana Gonçalves

ICIST, IST, UL
Lisboa, Portugal
goncalves.amn@gmail.com

Paulo Candeias

Investigador Auxiliar Convitado
LNEC
Lisboa, Portugal
pcandeias@lnec.pt

Luís Guerreiro

Professor Associado
ICIST, IST, UL
Lisboa, Portugal
luisg@civil.ist.utl.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
LNEC
Lisboa, Portugal
alf@lnec.pt

João Ferreira

Professor Associado
ICIST, IST, UL
Lisboa, Portugal
joao.gomes.ferreira@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.

GONÇALVES, A. [et al.] – Comportamento dinâmico de paredes de frontal pombalino reforçadas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 13-22.

1 Introdução

No dia 1 de novembro de 1755, num curto espaço de tempo, um violento sismo seguido por um maremoto assolou a cidade de Lisboa sendo esta a maior catástrofe natural de sempre em Portugal. O sismo foi de tal forma violento e extenso que chegou a ser sentido não só em todo continente português como em toda a Europa, sendo noticiado por todo o mundo [1].

Após a catástrofe o Primeiro-ministro do reino, o Marquês de Pombal, iniciou um programa de reconstrução dos edifícios extremamente ambicioso do ponto de vista técnico numa tentativa de melhorar a resistência sísmica das habitações, através de novas soluções construtivas. A solução encontrada foi o sistema dito de "gaiola Pombalina", extremamente engenhoso na sua simplicidade de princípios e na sua realização prática [2,3].

Os edifícios pombalinos necessitam hoje, na sua maioria, de serem reforçados face à ação sísmica, devido: (i) ao seu envelhecimento e degradação, naturais em edifícios com mais de dois séculos; (ii) ao facto de serem necessárias intervenções para adaptação às atuais exigências funcionais, com implicações a nível estrutural; (iii) às numerosas intervenções já realizadas com prejuízo para a resistência sísmica; (iv) a não estarem adaptados às ações sísmicas regulamentares atuais.

No presente artigo expõem-se as opções que estiveram na base da conceção do modelo das paredes para a realização dos ensaios na plataforma sísmica triaxial. Apresentam-se a conceção do modelo e a construção dos modelos experimentais incluindo a definição da sua geometria, a caracterização dos materiais, os detalhes da sua construção e as dificuldades encontradas nos ensaios. Os ensaios na mesa sísmica inserem-se num programa experimental que se iniciou no IST com ensaios cíclicos em paredes de frontais pombalinos [4,5].

O estudo apresentado neste trabalho teve como objetivo caracterizar experimentalmente o comportamento dinâmico de paredes de frontal pombalino, simples e reforçadas, por meio de ensaios na mesa sísmica triaxial do Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

2 Definição do modelo físico

2.1 Definição do modelo

O programa experimental teve como objetivo avaliar o desempenho sísmico das paredes de frontais pombalinos existentes nos edifícios pombalinos. O primeiro passo foi definir um modelo físico representativo das paredes de frontais. A conceção dos modelos físicos foi sempre rodeada de grandes cuidados e incertezas, pois pretendia-se que os modelos reproduzissem os fenómenos físicos associados ao comportamento sísmico na realidade o mais fielmente possível.

O modelo físico que se apresenta é inovador, pois foram os primeiros ensaios dinâmicos realizados na mesa sísmica em modelos de parede de frontal pombalino. Os modelos a ensaiar na plataforma sísmica do LNEC deviam reproduzir os aspetos mais relevantes do comportamento dos edifícios "Pombalinos" quando sujeitos à ação sísmica. Como existem várias geometrias e características que definem a parede de frontal, adotaram-se as mesmas características

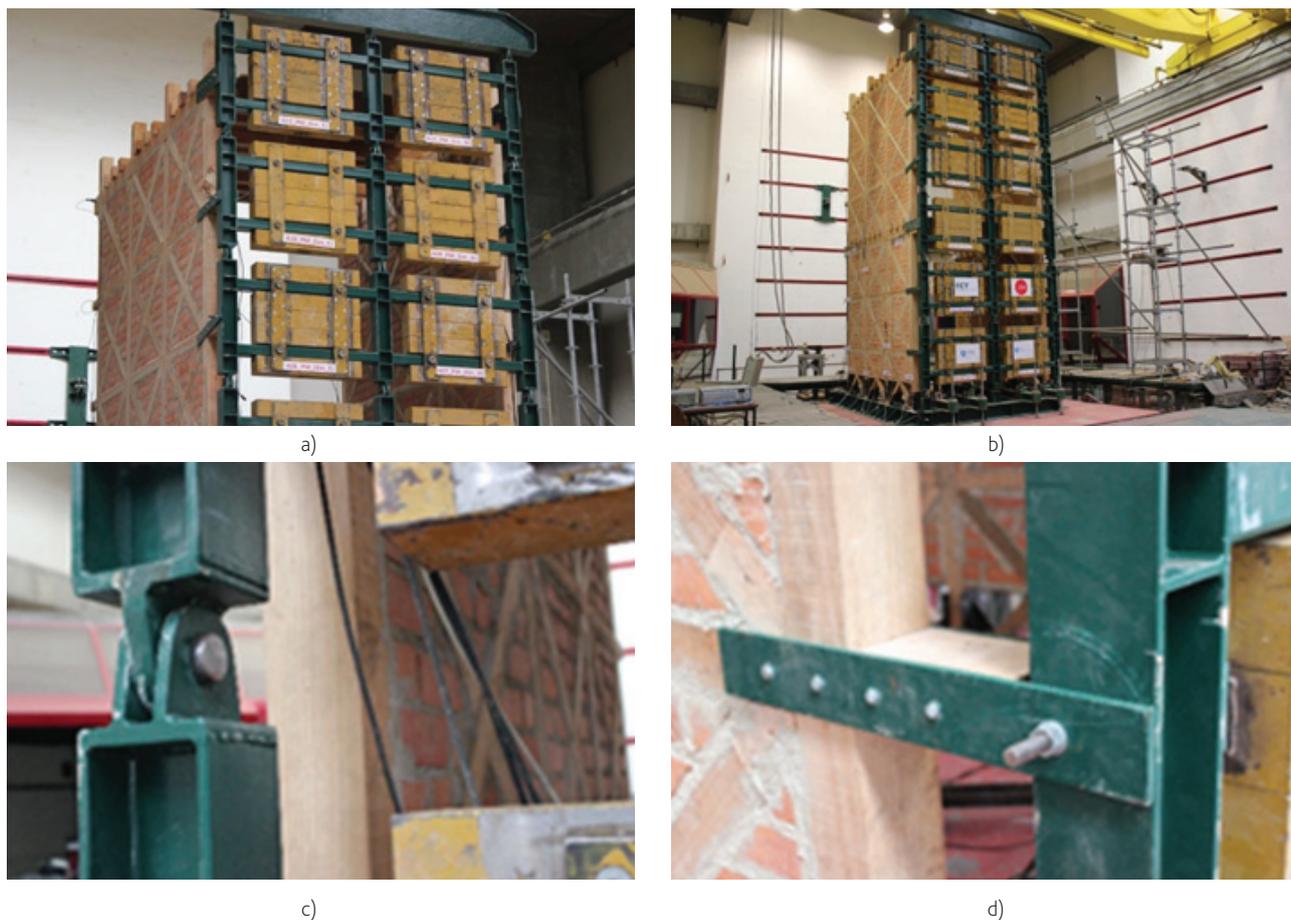


Figura 1 Modelos: a) parede metálica; b) modelo; c) ligação com rótulas; d) ligação da fachada a parede pombalina

dos ensaios realizados no Instituto Superior Técnico [3]. Os modelos representam as características numa perspetiva de reabilitação dos edifícios atuais.

Para além das características das paredes, a definição dos modelos experimentais foi resultado das limitações impostas pelas condições da realização dos ensaios, que eram: as dimensões da plataforma na mesa sísmica e a logística de transporte dos modelos para a mesa sísmica. Outro fator que também teve muita importância na conceção dos modelos e se apresenta como inovação do modelo foi a simulação do efeito da fachada sobre as paredes de frontal.

Começando pela definição dos modelos das paredes de frontal, estas reproduzem o comportamento das paredes com dois pisos, com uma altura total de 6 m, comprimento de 3 m e um afastamento entre paredes de 2,7 m. Cada parede tem dois painéis de $3 \times 3 \text{ m}^2$ que são ligados no primeiro piso através de ligações de meia madeira e pregos.

A espessura da parede é de 12 cm. Os prumos e as diagonais têm uma secção de $8 \times 12 \text{ cm}^2$. A travessa no meio é de $22 \times 12 \text{ cm}^2$ e no topo de $20 \times 12 \text{ cm}^2$. Os pisos são formados por barrotes de $10 \times 12 \text{ cm}^2$, afastados 15 cm, sobre os quais assenta uma placa de contraplacado de 16 mm de espessura aparafusada aos barrotes.

As paredes são constituídas por barrotes de madeira de pinho bravo, e todas as ligações entre as madeiras são de meia madeira, exceto as diagonais, que são pregadas nos prumos e travessas.

As paredes são preenchidas entre os prumos, travessas e diagonais com alvenaria de tijolo. Optou-se por uma composição bastarda com o traço de 1:2:6 (cimento: cal: areia). As características dos materiais e a geometria dos modelos encontram-se disponíveis na tese sobre o mesmo tema [4].

A fachada foi simulada através de uma estrutura metálica, que teve como base a distribuição da massa ao longo da fachada na direção vertical das paredes. A fachada metálica foi ligada à parede de frontal através das travessas da cruz da Santo André, o que corresponde a seis pontos em cada parede. Essa ligação foi feita através de chapas aparafusadas à madeira e à estrutura metálica, sendo removíveis para posterior reaplicação (*i.e.* novos ensaios).

A estrutura tem 12 massas de 600 kg, distribuídas aos pares em altura, com vários graus de liberdade, para ter capacidade de deformação e redistribuição das massas pelos pisos. A estrutura articulada foi conseguida através da colocação de rótulas ao longo da altura. Apresenta-se na Figura 1 a estrutura metálica e as suas ligações às paredes de frontal.

2.2 Instrumentação

A instrumentação utilizada nos ensaios foi planeada de modo a permitir quantificar as grandezas físicas consideradas mais relevantes, de acordo com o comportamento esperado para este tipo de edifícios à ação sísmica. A instrumentação necessária para este estudo incluiu: i) transdutores de deslocamento; ii) acelerómetros; iii) células de carga; iv) sensores óticos. Na Figura 2 está representado o esquema da instrumentação (acelerómetros, LVDT e sensores óticos).

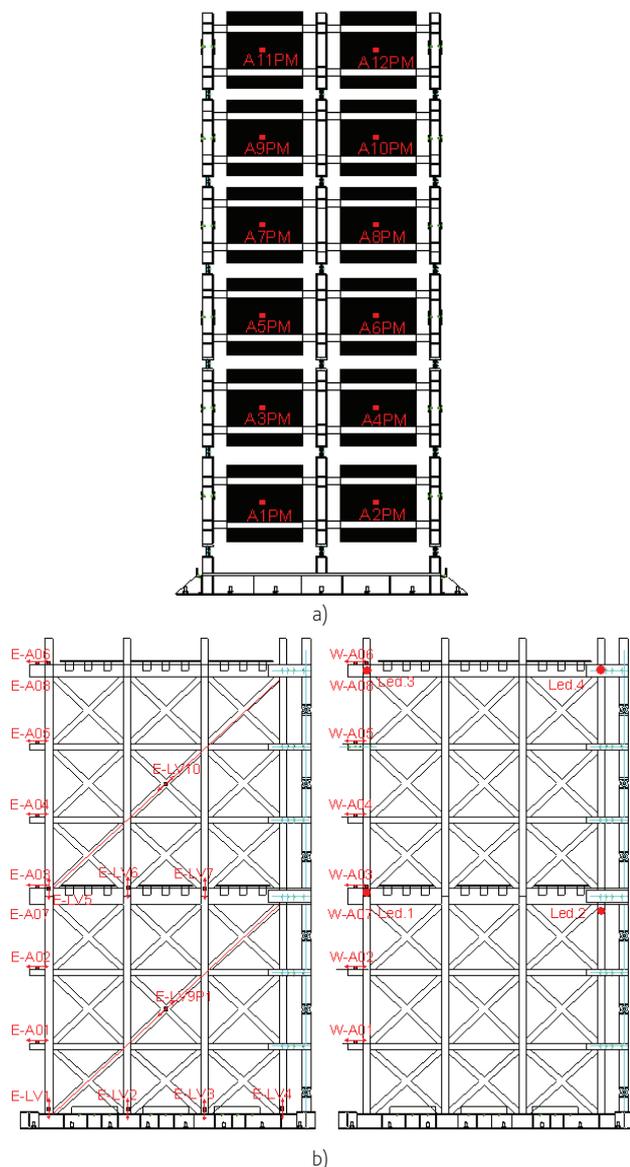


Figura 2 Instrumentação: a) acelerómetros na parede metálica (A1PM...A12PM); b) acelerómetros na parede de frontal Este (E-A01...E-A08) e na parede Oeste (E-A01...W-A08), transdutores de deslocamento (E-LV1...E-LV10); sensores óticos (Led1...Led4)

No caso destes ensaios, os acelerómetros foram instalados nas duas paredes de frontal e na parede metálica. Colocaram-se acelerómetros a vários níveis do modelo, localizados em cada travessa das paredes de frontal e em cada massa da estrutura metálica, para medir o campo de acelerações horizontais no plano das paredes de frontal e na direção perpendicular ao plano da estrutura metálica. Prevendo a existência de movimentos para fora do plano, foram colocados acelerómetros perpendiculares a cada parede nos dois pisos do modelo.

Para perceber o comportamento da estrutura foi importante conhecer os deslocamentos verticais dos prumos na base e entre os pisos. Como não foi possível instrumentar as duas paredes, apenas se colocaram LVDT's na parede Este, nos quatro prumos ao nível da base, três entre os prumos no piso e dois nas diagonais (Figura 2b).

O sistema ótico transdutor HAMAMATSU (C5949) foi usado para medir deslocamentos ao longo das direções vertical e horizontal em planos perpendiculares à linha de visão. O sistema faz uso de uma câmara de CCD de elevada resolução (dez milhões de pixels), que é montada firmemente sobre uma estrutura metálica que está paralela à parede. Cada lente controla o deslocamento que se quer medir, neste caso foram os deslocamentos vertical e horizontal dos prumos na extremidade da parede Oeste, correspondendo a quatro pontos, dois no topo e dois no piso intermédio em cada extremidade.

Para estimar as forças horizontais na base das paredes na direção do seu plano foram usadas quatro células de carga, duas por cada parede. As células foram desenvolvidas e calibradas no LNEC.

3 Ação aplicada

Nos ensaios na mesa sísmica usaram-se acelerogramas artificiais, gerados pelo *software* LNEC-SPA [6].

Nos ensaios realizados na plataforma sísmica triaxial, foram utilizados fundamentalmente dois tipos de sinais: o sinal de solicitação sísmica e o sinal de identificação modal. O sinal de identificação modal dos modelos é caracterizado por ter baixa amplitude numa gama de frequências entre 0,1 Hz e 40 Hz, equivalente a um ruído branco. O sinal é gerado artificialmente, e destina-se a permitir a identificação das frequências e modos de vibração dos modelos, aplicando técnicas de análise estocástica. A série temporal tem de ser longa e com uma amplitude tal que não interfira com os resultados dos ensaios de solicitação sísmica (Figura 3 a)).

O sinal de solicitação sísmica foi definido a partir do espectro de resposta regulamentar para a zona 2,3 (sismo afastado da zona de Lisboa) de acordo com o Eurocódigo 8 [7], para um terreno tipo D (depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a médias com e sem alguns estratos de solos coesivos moles ou solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura), e um coeficiente de amortecimento de 5%. A Figura 3 b) apresenta o espectro de resposta das acelerações utilizado nos ensaios, ajustado ao Eurocódigo 8, com aceleração, velocidade e deslocamento no sinal, com valores máximos de 0,3 g, 273,9 mm/s e 60,5 mm, respetivamente.

A amplitude do sinal de solicitação sísmica está relacionada com o período de retorno do sismo. Nos ensaios realizados consideraram-

-se os seguintes períodos de retorno: 73 anos; 225 anos; 475 anos; 975 anos e 2000 anos, conforme se apresenta no Quadro I.

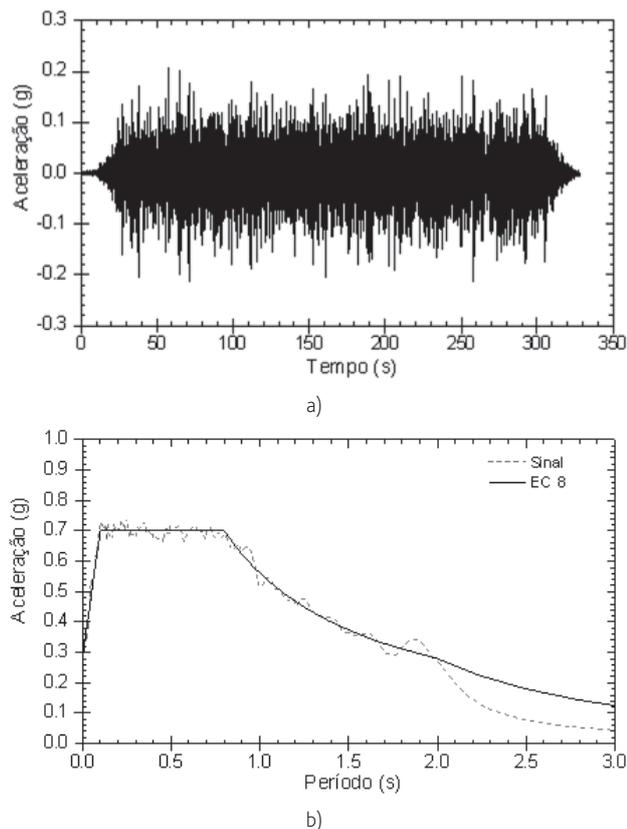


Figura 3 a) Sinal de identificação modal; b) espectro de resposta do ensaio

Quadro I Fases do ensaio dinâmico

Ensaio	Fase	Período de retorno (anos)
1	Identificação Modal 1	
2	1ª Fase	73
3	Identificação Modal 2	
4	2ª Fase	225
5	Identificação Modal 3	
6	3ª Fase	475
7	Identificação Modal 4	
8	4ª Fase	975
9	Identificação Modal 5	
10	5ª Fase	2000
11	Identificação Modal 6	

4 Procedimento de ensaio

O procedimento de ensaio teve o objetivo de quantificar e qualificar o comportamento das paredes de frontais pombalinos face à ação sísmica de modo a permitir uma posterior avaliação da sua vulnerabilidade baseada na informação obtida. A avaliação do comportamento foi realizada através da identificação das propriedades dinâmicas dos modelos ao longo do ensaio e por meio da medição da resposta dos modelos à solicitação sísmica imposta na base com amplitudes crescentes [8].

A campanha experimental apresentada neste artigo consistiu nos ensaios de identificação modal e ensaios dinâmicos, no modelo 1 (paredes de madeira e alvenaria) e no modelo 2 (paredes de alvenaria com reforços metálicos).

Para corrigir alguns dos defeitos detetados no Modelo 1-1 e melhorar o dispositivo de ensaio de modo a reproduzir o comportamento sísmico das paredes de frontal, aumentou-se o peso dos pisos, aplicou-se contraventamento lateral e chapas entre os pisos e na base, passando a denominar-se “Paredes de madeira com alvenaria modificada”. As alterações referidas no modelo aplicaram-se no Modelo 2.

O Modelo 2-1 corresponde a um novo modelo, reforçado com chapas metálicas em todas as ligações de meia-madeira. Por fim, com o intuito de tornar o modelo menos rígido, retiraram-se as chapas metálicas das ligações no Modelo 2-1, mantendo-as apenas entre os pisos. Este modelo passa a denominar-se Modelo 2-2.

Os ensaios foram identificados por modelo e numerados consoante os ensaios. No Quadro II e Figura 4 são identificados os ensaios realizados.

Quadro II Identificação dos ensaios realizados

Designação	Modelo
Modelo 1-1	Modelo 1 - Paredes de madeira com alvenaria
Modelo 1-2	Modelo 1 - Paredes de madeira com alvenaria modificada
Modelo 2-1	Modelo 2 - Paredes de madeira com alvenaria modificada, reforçada com chapas metálicas
Modelo 2-2	Modelo 2 - Paredes de madeira com alvenaria modificada sem reforço

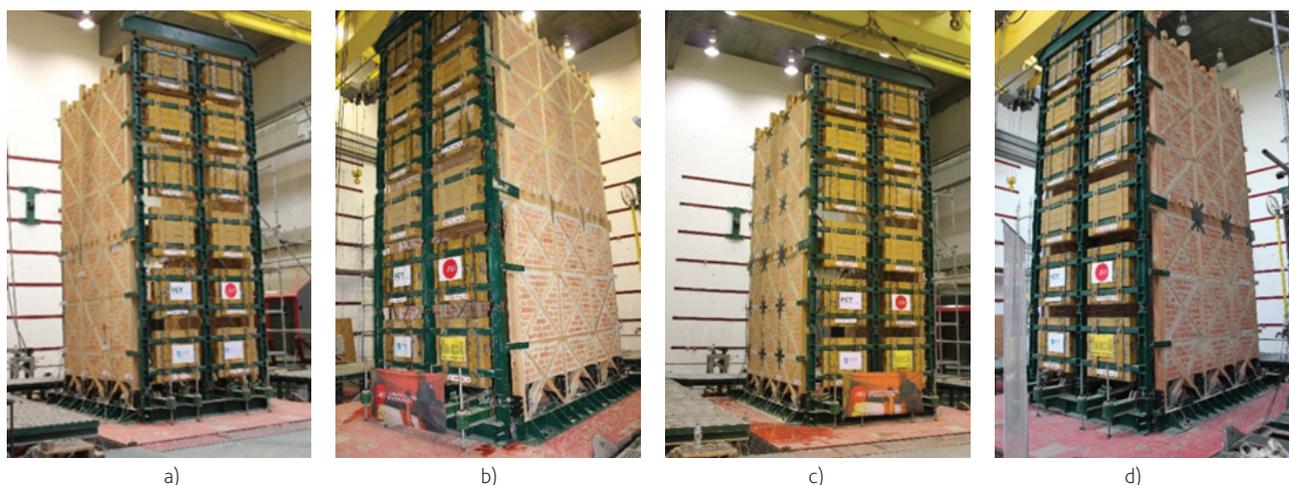


Figura 4 Modelos analisados: a) Modelo 1-1; b) Modelo 1-2; c) Modelo 2-1, d) Modelo 2-2

5 Metodologias usadas na análise dos resultados

Com base nos resultados obtidos nos ensaios na mesa sísmica foi avaliado o comportamento estrutural dos modelos através da sua identificação modal. A determinação dos modos foi obtida através de uma rotina desenvolvida em MATLAB, e os desenhos foram produzidos pelo software SPA – *Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers*, desenvolvido no NESDE [6,8].

Na identificação modal foram utilizados os sinais de entrada e saída, as acelerações na plataforma sísmica e no modelo respetivamente. Os sinais foram previamente tratados tendo em vista o cálculo das Funções de Resposta em Frequência (FRF), através da aplicação de filtros passa-baixa de Fourier, com uma frequência de corte nos 40 Hz. No cálculo das FRF foi utilizado o método de Welch [10;11,12] para suavizar as funções e reduzir a sua dispersão. Foram utilizados segmentos com 210 (1024) pontos, preenchidos com o número mínimo de zeros para permitir a aplicação do algoritmo FFT, aplicando uma janela de Hanning com uma sobreposição de 2/3, visando diminuir o desvio da FRF's. Este conjunto de operações de processamento dos sinais foi desenvolvido no programa MATLAB [13], dado ter as funções já implementadas.

Na análise dos resultados dos ensaios de solitação sísmica foram várias as grandezas físicas medidas diretamente ou indiretamente, cuja evolução se pretendeu caracterizar ao longo dos ensaios, nomeadamente: aceleração, força, deslocamento, deformação e energia.

6 Resultados

Neste capítulo apresentam-se os resultados da identificação modal dos modelos reforçados e dos modelos não reforçados, procurando estabelecer comparações entre os modelos testados. Na Figura 5 a) é apresentada a evolução do primeiro modo longitudinal para os quatro modelos testados (*i.e.* Modelos 1-1, 1-2, 2-1 e 2-2).

Constata-se que o modelo com frequências mais elevadas e com

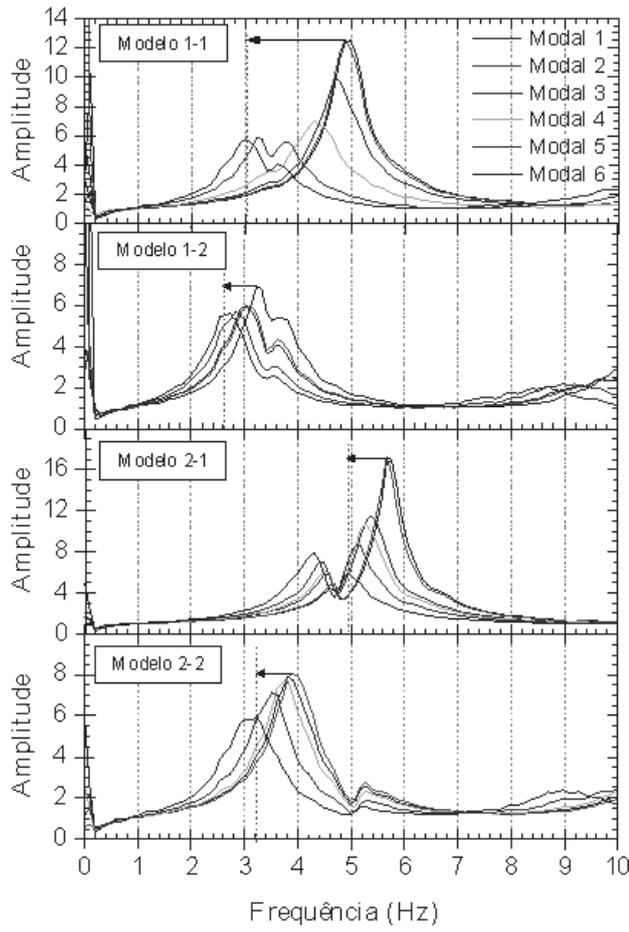
menor dano é o Modelo 2-1. O Modelo 1-1 apresenta a segunda frequência inicial mais elevada, tendo no entanto maiores danos (*i.e.* maior variação da frequência). O Modelo 2-2 apresenta frequências inferiores ao Modelo 2-1, devido à remoção das chapas metálicas de reforço. Por último, o Modelo 1-2 é o que apresenta frequência inicial mais baixa, sendo no entanto de referir que a frequência de vibração do primeiro ensaio de caracterização (*i.e.* Modal 1) é superior à registada no último ensaio no Modelo 1-1 (*i.e.* Modal 6), confirmando que a colocação de chapas entre os pisos beneficia o comportamento das paredes. As comparações foram feitas através das frequências do primeiro modo longitudinal, por serem representativas da rigidez global das paredes e, como tal, se poder estimar a evolução da degradação de rigidez através da evolução dos valores das frequências.

Na Figura 5 b) apresenta-se a degradação da frequência do primeiro modo dos modelos ao longo dos ensaios de identificação modal. Pode concluir-se que o modelo que apresenta maior rigidez é o Modelo 2-1, em seguida o Modelo 1-2 e Modelo 2-2 e, por fim, o Modelo 1-1. Observa-se que o declive é maior da passagem do ensaio Modal 3 para o 4, correspondente à passagem do período de retorno de 475 anos para os 975 anos, com exceção do Modelo 2-1, em que a diminuição da rigidez é gradual.

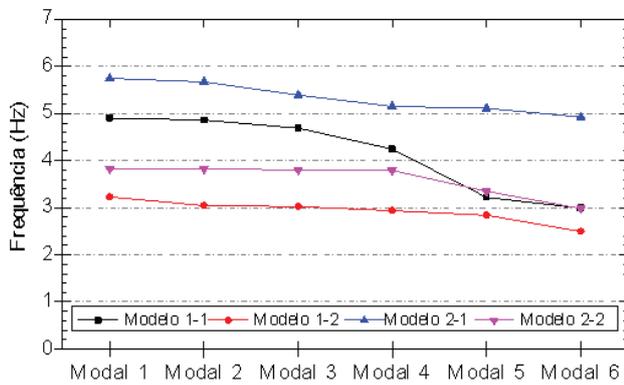
Na Figura 6 é apresentada a evolução das amplificações relativamente ao valor de PGA, resultante da aceleração medida no topo nas paredes Este e Oeste. Este efeito permite apreciar a capacidade do modelo de amplificar as acelerações impostas na base, sendo um indicador da rigidez do modelo. Nos Modelos 1-1 e 2-2 constata-se que há uma tendência bem definida no sentido da redução do efeito de amplificação global à medida que o valor de PGA aumenta, o que revela uma diminuição progressiva da rigidez em função do aumento do período de retorno da ação imposta.

Observa-se na Figura 6 que o Modelo 1-2 apresenta uma zona crescente entre os 0,22 g e os 0,35 g e decrescente nos restantes valores, até atingir valores mínimos no último ensaio. A existência do ramo crescente é consequência da colocação de chapas entre os pisos, que se realizou apenas antes do ensaio com período de

retorno de 475 anos, realçando que é nessa intensidade que as chapas impedem os movimentos dos prumos, aumentando a rigidez das paredes e consequentemente as amplificações.



a)



b)

Figura 5 Frequências modais: a) identificação do primeiro modo; b) degradação da frequência para o primeiro modo de vibração

O Modelo 2-1 tem um andamento muito constante, revelando, assim, uma rigidez constante à medida que os ensaios vão sendo realizados.

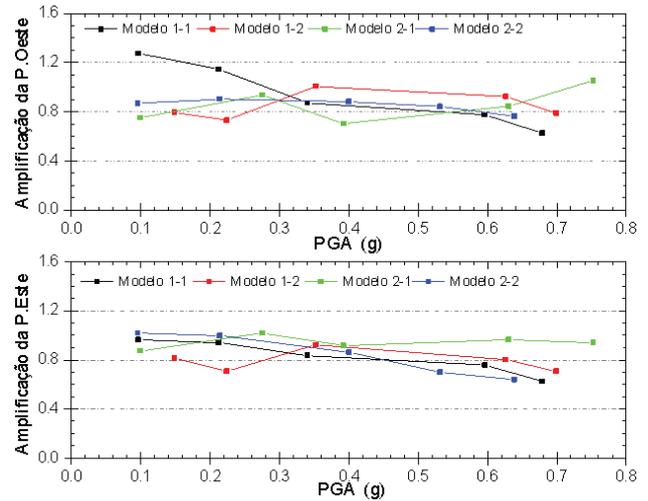


Figura 6 Amplificação global das acelerações de pico

Os resultados apresentados na Figura 7 ilustram a evolução dos deslocamentos relativos com o valor de PGA. Os deslocamentos relativos foram obtidos através da diferença entre o deslocamento horizontal máximo no topo e o deslocamento na base, medidos através do sistema de leitura ótica. A evolução dos deslocamentos, positivos e negativos, dos Modelos 1-1, 1-2 e 2-2 são bastante semelhantes. O modelo reforçado com chapas em todas as ligações (Modelo 2-1) apresenta menores deslocamentos, sendo o deslocamento máximo de cerca de 35 mm. O Modelo 1-2 apresentou o maior deslocamento na fase inicial por consequência do dano que o modelo sofreu pelos ensaios realizados no Modelo 1-1.

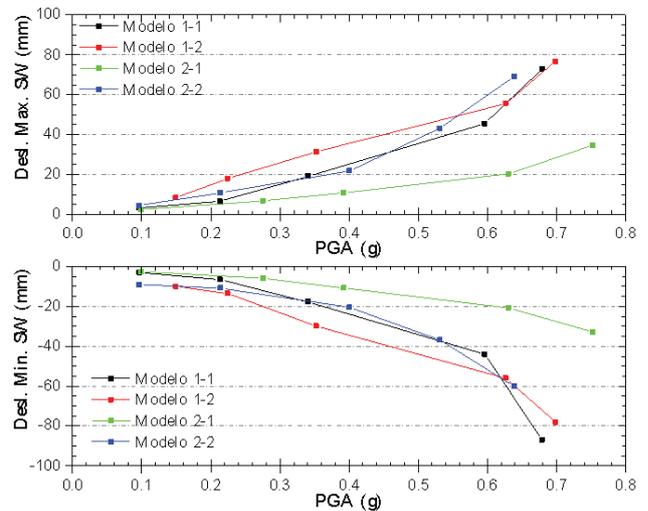


Figura 7 Evolução do deslocamento horizontal relativo

Da comparação dos registos dos deslocamentos verticais dos prumos, medidos pelos LVDT's (piso 0 – LVDT 1; piso 1 – LVDT 5) na

base e entre pisos (Figura 8), verifica-se que os Modelos 1-1, 1-2 e 2-2 seguem padrões de deslocamento idênticos no piso 0, embora o Modelo 2-2 apresente valores inferiores. Em relação ao piso 1, assinala-se uma melhoria dos resultados dos Modelos 2-1 e 2-2, em relação aos Modelos 1-1 e 1-2, constatando-se que os primeiros, que possuem chapas de reforço nos nós das paredes, têm menos deslocamentos relativos entre os pisos do que o modelo com chapas somente na ligação entre pisos (Modelo 1-2).

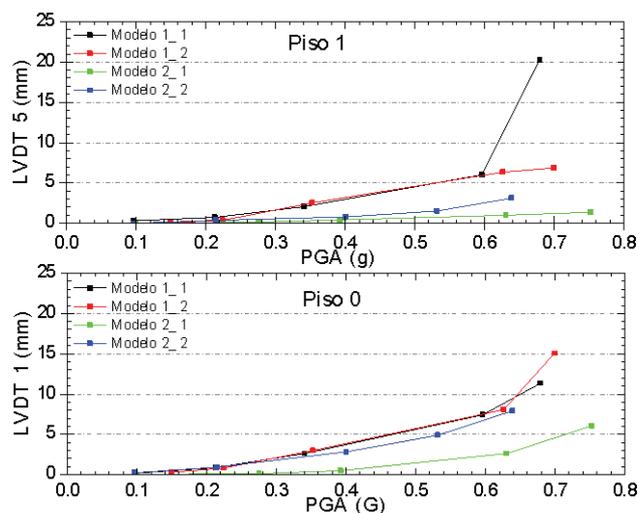


Figura 8 Deslocamento vertical dos prumos obtido pelo LVDT1 e LVDT5

Na Figura 9 são apresentadas as curvas de capacidade experimental dos vários modelos que correspondem às envolventes das curvas de capacidade dos vários ensaios. Estas curvas ilustram a variação das forças medidas nas células de carga na base (normalizadas ao peso), em função do deslocamento máximo no topo das paredes. Pode observar-se que o Modelo 2-1 apresenta uma maior rigidez, mantendo-se constante ao longo dos ensaios. Em contrapartida, o Modelo 1-2 apresenta uma menor rigidez inicial, devido aos danos ocorridos no teste designado por Modelo 1-1, sendo de salientar o aumento na rigidez do segundo para o terceiro ponto, correspondente este aumento à introdução das chapas de reforço a ligar os pisos.

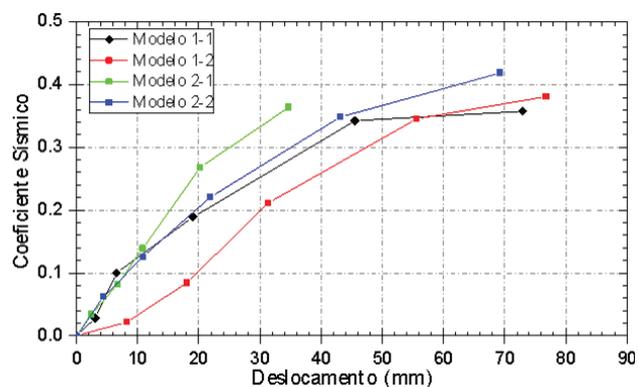


Figura 9 Curvas de capacidade experimentais

Nos Modelos 1-1, 2-1 e 2-2 a rigidez inicial é idêntica até aos 10 mm de deslocamento. O Modelo 2-1 mantém a mesma rigidez e os restantes modelos perdem capacidade resistente (Modelo 1-1 e Modelo 2-2). Salienta-se que o Modelo 2-2 é um modelo que já tinha sido submetido a um ensaio, mas apresenta uma rigidez inicial idêntica à dos modelos que não foram submetidos a ensaios anteriores (Modelo 1-1 e 2-1), visto que o dano no modelo reforçado com chapas foi muito pequeno, conforme exposto anteriormente. O Modelo 1-1 é o modelo que apresenta menor rigidez no final dos ensaios.

7 Conclusões

Na análise dos ensaios de identificação modal foi possível determinar as frequências próprias e estimar os respetivos danos, em cada modelo, de forma a obter conclusões sobre a rigidez e dano nos modelos ao longo dos ensaios. Observou-se que os valores das frequências modais diminuíram em todos os modelos, após os ensaios de solicitação sísmica, devido ao dano ocorrido nas estruturas. O Modelo 1-1 foi aquele que registou maiores danos devido à falta de reforços nas ligações entre os pisos. Ao reforçar uma estrutura danificada (Modelo 1-2), foi possível aumentar a sua resistência inicial, mas para valores inferiores aos registados numa estrutura não danificada. Comparando os Modelos 1-1 e 1-2 conclui-se que existe uma melhoria significativa do comportamento da estrutura e o dano ocorrido é menor quando a estrutura é reforçada.

Em relação ao modelo reforçado em todas as nós de ligação da madeira (Modelo 2-1) conclui-se que a estrutura fica mais rígida, observando-se um aumento das frequências modais e a diminuição do dano ocorrido, quando comparado com os danos ocorridos nos restantes modelos. No modelo reforçado com chapas em todas as ligações (Modelo 2-1) e no modelo apenas reforçado nas ligações entre os pisos (Modelo 2-2), observou-se uma diminuição da rigidez (frequências modais menores) e aumento dos danos registados, constatando-se a importância do reforço em todas as ligações.

Agradecimentos

Os autores agradecem à FCT o financiamento deste trabalho através do projeto PTDC/100168/2008 – REABEPA, à empresa HCI pela colaboração na construção dos modelos de ensaio e aos funcionários do NESDE pela montagem dos ensaios.

Referências

- [1] Cardoso, M.R. – *Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas Antigas a um Edifício Pombalino*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2002.
- [2] Appleton, J. – *Reabilitação de edifícios antigos - Patologias e tecnologias de intervenção*. Edições Orion, ISBN: 9728620039, 2003.
- [3] Bento R; Lopes M; Cardoso R. – “Seismic evaluation of old masonry buildings. Part II: Analysis of strengthening solutions for a case study”, *Engineering structures*, vol. 27, pp. 2014-2023, 2005.

- [4] Gonçalves, A. M. – *Reabilitação estrutural de paredes de frontal em edifícios Pombalinos*, Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2015.
- [5] Branco, M.; Gonçalves A.; Guerreiro, L.; Ferreira, J. – “Cyclic behavior of composite timber-masonry wall in quasi-dynamic conditions reinforced with superelastic damper”, *Construction and Building Material*, vol. 52, pp. 166-176, 2014.
- [6] Mendes, L.; Campos Costa, A. – LNEC-SPA, Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers - version 1.0 - build 12, Relatório 29/2007 - NESDE, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [7] NP EN 1991-1 – “NP EN 1998-1, Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”. European Standard, CEN, Instituto Português da Qualidade, Março 2010.
- [8] Coelho, E.; Costa, A.; Sousa, L.; Carvalho, E. – “Avaliação da vulnerabilidade de estruturas e ensaios sísmicos”, 4º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica, Faro, 1999.
- [9] Bairrão R.; Falcão M. – “Shaking table tests of two different reinforcement techniques using polymeric grids on an asymmetric limestone full-scaled structure”, *Engineering Structures*, vol. 31, Issue 6, pp. 1312-1330, 2009. (doi:10.1016/j.engstruct.2008.04.039).
- [10] Carvalho, E.; Oliveira, C.; Fragoso, M.; Miranda, V. – “Regras gerais de reabilitação e reconstrução de edifícios correntes afetados pela crise sísmica do Faial, Pico e S. Jorge iniciada pelo sismo de 9 de Julho de 1998”. *Materiais de Construção e Estruturas*, Relatório 100/98, Laboratório Regional de Engenharia Civil, Região dos Açores, Lisboa.
- [11] Bendat, J.; Piersol, A. – *Random Data: Analysis and Measurement Procedures*. Wiley Interscience, ISBN: 0471317330.
- [12] MathWorks – MATLAB The Language of Technical Computing. Version 9, MathWorks Inc., <http://www.mathworks.com>.

Assessing scenario seismic risk of transportation networks

Análise de cenários sísmicos em redes de transporte

Catarina Costa
Vitor Silva
Paolo Bazzurro

Abstract

This study presents a methodology to evaluate the consequences of seismic events in the transportation systems, as well as in the surrounding industry. This methodology was applied to an industrial facility, whose production relies on the accessibility to strategic regions in the country, using the transportation network (roads and railway). The probability of activity disruption and the repair time were calculated for the facility and for the considered networks, thus enabling the estimation of the total losses that the company may sustain due to a number of seismic scenarios.

Resumo

O estudo apresenta uma metodologia que permite estimar, para determinados cenários sísmicos, o tempo de interrupção das redes de transporte devido aos eventuais danos sofridos nestas estruturas. Tipicamente, esta interrupção conduz a perdas económicas na indústria situada próxima da rede, as quais são também analisadas no presente estudo. A metodologia desenvolvida foi aplicada a uma indústria mineira no Alentejo, cuja produção e exportação se encontram dependentes da acessibilidade a regiões estratégicas através da autoestrada e da ferrovia. A probabilidade de disrupção e o tempo de reparação foram calculados para dois cenários sísmicos, não só para as redes consideradas mas também para a fábrica onde decorre a produção, permitindo assim estimar as perdas económicas indiretas devido à disrupção destas redes.

Keywords: Infrastructure / Seismic risk / Open-data / Portugal / Transportation network

Palavras-chave: Risco sísmico / Portugal / Redes de transporte / Cenários

Catarina Costa

PhD Candidate
IUSS
Pavia, Italy
catarinaqmcosta@gmail.com

Vitor Silva

Seismic Risk Engineer
Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro
Aveiro, Portugal
vitor.s@ua.pt

Paolo Bazzurro

Full Professor
IUSS
Pavia, Italy
paolo.bazzurro@iusspavia.it

1 Introduction

The exponential growth in the global population, mainly concentrated in urban areas, has led to an increase of the so-called “mega cities” (i.e. settlements with a population above 10 million [1]), often located in hazard-prone areas (e.g. Mexico City, Tokyo, Los Angeles). These settlements frequently rely upon the interconnection and interaction between many networks. In the event of an earthquake, a failure of one of these systems may cause a cascading effect, leading to the failure of others. This interdependency has been indicated as one of the reasons for the increase in the global economic losses due to disasters in the last decade [2].

Mitigation and preparedness actions can have a paramount role in lowering the extension of the damages and improving the performance of the networks. Despite the extensive lifeline damage registered after the 2011 Christchurch earthquake, it is believed that the damage was significantly lower as a result of a seismic mitigation program undertaken by the Christchurch lifeline utilities years before the event. Figure 1 illustrates the contrast between the levels of damage registered in two electricity substations (located 500 meters apart), resulting from the fact that only the one on the right was seismically strengthened prior to the earthquake [3].



Figure 1 Substations belonging to the Christchurch’s electricity network [3]

The assessment of the damage or disruption potential of these networks can support the creation of mitigation and preparedness programs, such as the one implemented in Christchurch. However, modelling these spatially distributed systems entails important technical aspects, usually not present in the seismic risk assessment of portfolio of buildings. Since networks are typically continuous systems, their modelling must consider the connectivity between the components of the network, as the performance of one element may affect the performance of others.

Within the various types of lifelines, transportation networks (e.g. roads, railways) are fundamental for the economic development of a given region. Moreover, these networks assume a pivotal role in the aftermath of a destructive event, not only in the response phase for the rescue operations and transportation of injured people, but also in the long-term, during the recovery and reconstruction efforts.

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.

COSTA, C. [et al.] – Assessing scenario seismic risk of transportation networks. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 23-32.

Over the last years, different methodologies have been developed for earthquake risk assessment of transportation systems, the majority of which can be grouped into three main categories. In the first level, the network is analysed in terms of pure connectivity. Example of his type of study is the work by Franchin *et al.* [4], where the percentage of population that cannot be hospitalized due to failure of the network is estimated. In the following level, the changes in the network' flow capacity due to the earthquake damage are taken into account, as well as the subsequent traffic changes. In Shinozuka *et al.* [5], the economic losses of an event are estimated as a function of the Driver's Delay, which measures the increase in total daily travel time for all travellers. The work of Miller [6] focused on post-earthquake conditions, and estimates the travel time increase using an iterative traffic assignment method, which intends to capture the changes in driver's choices based on the traffic situation. A broader systemic study, corresponding to a higher level of complexity, accounts also for economic factors, in order to estimate the total direct and indirect losses. It is the case of the study developed by Karaca [7], in which regional and national losses are evaluated as a result of an event occurring in the New Madrid Seismic Zone.

2 Description of the methodology

The main goal of this methodology is to develop a procedure to calculate the seismic risk of a network and estimate the network downtime, or the time that it would be unusable. In the next subsections, the different steps of the process are described, based on the flowchart presented in Figure 2. The calculator utilizes a module developed using the programming language "Python" and the OpenQuake-engine [8], [9], an open-source software for seismic hazard and risk calculations, supported by the Global Earthquake Model initiative [www.globalquakemodel.org]. The methodology leverages upon some aspects of existing methodologies, in particular on the outcomes of the FP7 European project Syner-G [10], and publicly available exposure data from the OpenStreetMap initiative.

2.1 Using OpenStreetMap to build the exposure model

The first step of the methodology is to build the exposure model, containing not only the network geometry and location, but also information about the components of the network, grouped according to common structural characteristics.

The geometry of the networks was retrieved from openly available resources, namely the OpenStreetMap initiative (OSM) [www.openstreetmap.org]. It was assumed that the components that could affect most significantly the performance of the transportation system were the bridges. For this reason, only damage on this type of elements will be considered in the seismic risk calculations. It is also recognized herein that permanent ground deformation, landslides or phenomena of liquefaction can damage considerably the roads (*i.e.* pavements), but the consideration of these secondary hazards requires highly detailed geological data, which was not available. In the present study only the shortest path between each origin and destination was considered. Nevertheless, the methodology was

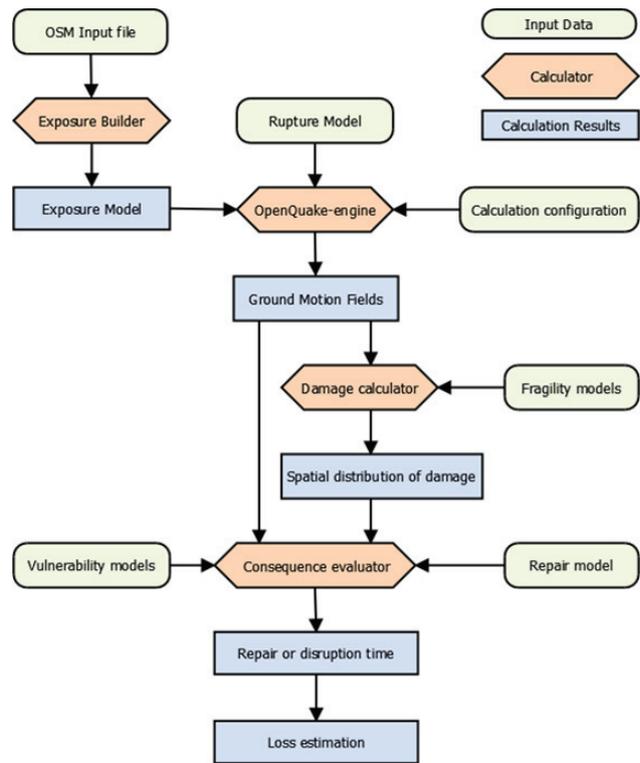


Figure 2 Methodology summary

developed in a flexible manner, meaning that other assets or points along the pavement can be included on the exposure model, as well as other alternative paths.

2.2 Calculation of the ground motion input using the OpenQuake-engine

The second part of the methodology consists in the calculation of the ground motion fields for a number of specific scenario(s), using the locations from the exposure model previously created. This calculation was performed using the Scenario Hazard Calculator of the OpenQuake-engine [9]. For the ground motion fields generation it is necessary to establish a fault rupture model and define a number of parameters that will influence the calculations, such as the ground motion prediction equation(s) (GMPEs) to be employed (see Figure 2).

GMPEs (also known as attenuation relationships) provide an estimation of the ground shaking (for example, of the logarithmic spectral accelerations) and its associated uncertainty, at a given site. These equations have generally the following form:

$$\ln S_a(T) = \mu(M, R, T, \theta) + \sigma(M, T)\epsilon(T) \quad (1)$$

which is based in the earthquake magnitude (M), source-to-site distance (R), period (T) and other parameters (θ) such as local site conditions and faulting mechanism [11]. The differences between the observed values and the median predictions, commonly refer to as

the “residuals”, are quantified by the second term of the equation. The error term in equation 1 can be split into two different components: the inter-event and intra-event variability of the GMPEs. The former is related to the variability of the median ground motion registered between earthquakes with the same magnitude and rupture, while the latter (intra-event) is related with the variation registered in the ground motion caused by an earthquake at sites at the same distance from the source and with the same local soil classification. Considering these two components as independent, the total standard deviation can be calculated using equation (2):

$$\sigma_{total} = \sqrt{\sigma_{inter}^2 + \sigma_{intra}^2} \quad (2)$$

The Scenario Hazard Calculator of the OpenQuake-engine generates a number of ground motion fields by sampling both variability components from the GMPE [12]. In the calculation of each ground motion field, the OpenQuake-engine can take into consideration the spatial correlation of the intra-event residuals, using the Jayaram and Baker [13] model.

It is well established that site-specific conditions can have a great influence on the severity of the damages registered during an earthquake. Given the spatial distribution of lifelines, this characteristic assumes a major importance, since different geologic units most probably exist in the area of interest. In this study, the local effects were taken into account by using the $V_{5,30}$ map developed by Silva *et al.* [14].

2.3 Risk calculation: processing the hazard results

The final part of the methodology uses the results obtained in the hazard calculation to estimate the network’ seismic risk. By using adequate fragility models, the damage levels for each node can be obtained, through the “Damage Calculator” module (see Figure 2). For each ground motion, the probability that one node is in a damage level corresponds to the vertical distance between consecutive damage state curves. Considering a specific path between an origin and destination, the probability of having a certain damage level (for example, collapse) between two points, with n nodes, corresponds to the probability of a series system, and can be calculated using equation (3) [15]:

$$P_f = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - F_i) \quad (3)$$

where F_i is the damage probability in node i . Having the damage probabilities, it is then possible to estimate the disruption or repair time for the network, by inputting repair curves in the “Consequence Evaluator” (see Figure 2).

3 Case study

The current section presents the case study of a Portuguese mining factory. The factory is located near Aljustrel, a mining village in the south of Portugal. The aim of the analysis is to determine, for two specific seismic scenarios, the damages and repair time of the factory, and the disruption time of the transportation networks used

by the company: the highway network, which is used to import raw material from Lisbon or Spain to the factory; and the railway network, used to transfer the produced materials to the Sines port, for exportation. Based on these repair times, it is then possible to estimate the company losses.

3.1 Exposure and vulnerability models

To estimate the time that the factory will be unable to function due to earthquake damage, it is necessary to choose an adequate vulnerability function. The function adopted was retrieved from Araújo *et al.* [16], and relates the intensity measure with the factory downtime (Figure 3), for buildings with a *Portal Frame* structure, the prevailing structural system of industrial buildings in the country.

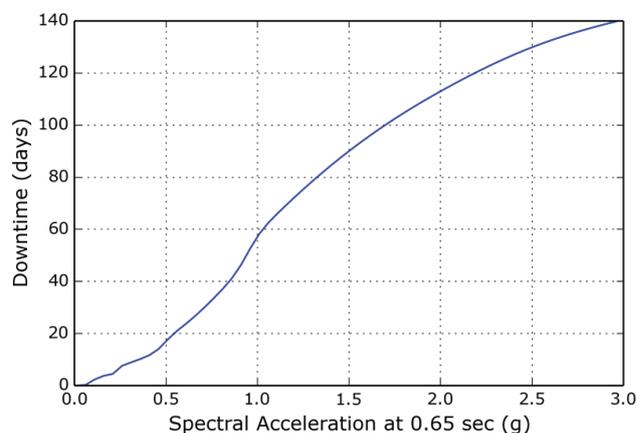


Figure 3 Downtime vulnerability function

The location and geometry of the networks (highway and railway) was extracted from publicly available data in a GIS vector format. By inputting the origin and destination coordinates, the shortest path between these points is calculated (using the Dijkstra algorithm), and the exposure model for each path is build (see Figure 4).

Since the available data did not specify the properties of the bridges (e.g. span length, material or structural type) and the development of specific fragility functions was out of the scope of this study, a decision was made to employ fragility functions from the existing literature, in particular the ones proposed by Azevedo *et al.* [17] for bridges located in the most severe seismic region of Portugal (see Figure 5). However, instead of using a dispersion of 0.4 for these fragility functions (value adopted in the referred study), a value of 0.6 was considered, following the recommendations found in Hazus [18] and the findings from Silva *et al.* [19].

This fragility function was applied differently depending on the type of asset. For the bridges and viaducts that belong to the highway, all of the damage states were considered. On the other hand, for the viaducts that intersect the highway, only the curves corresponding to extensive damage or collapse were considered, as lower levels of damage are not likely to affect the operability of the intersecting highway.

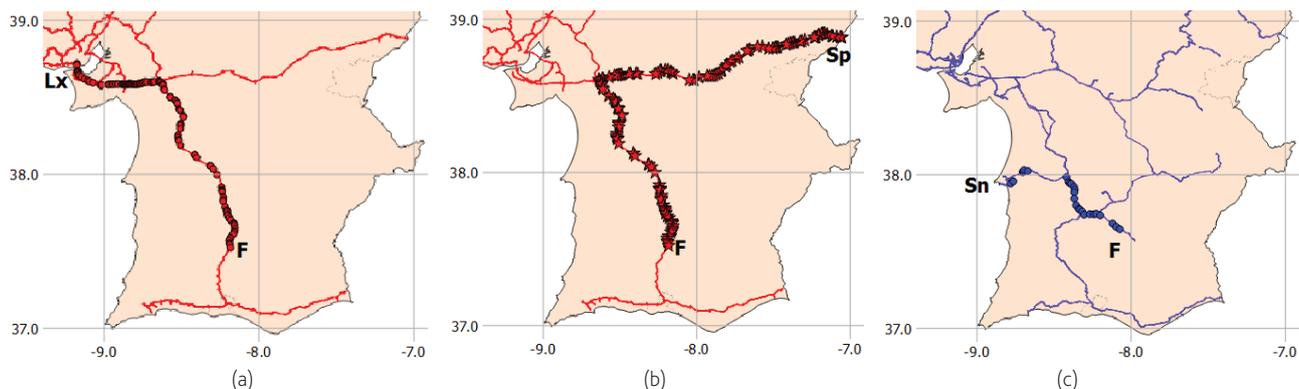


Figure 4 Relevant paths considered: (a) between Lisbon (Lx) and the factory (F), using the highway network; (b) between Spain (Sp) and the factory, using the highway network; (c) between the factory and the Sines port, using the railway network

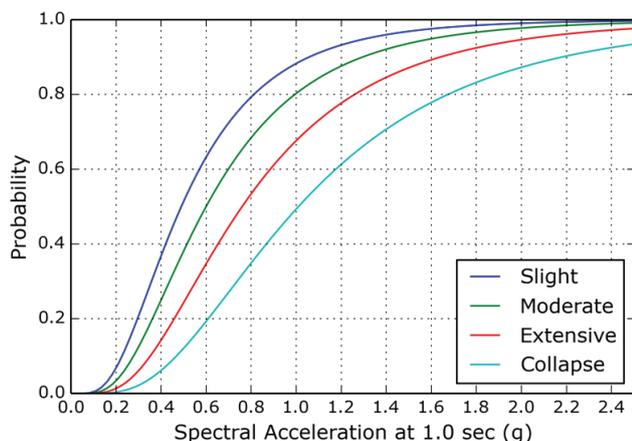


Figure 5 Fragility curves for Portuguese bridges [17]

3.2 Selection of seismic scenarios and ground motion prediction equations

In this study two seismic scenarios were selected, based on the seismicity of the region and on the study by Carvalho *et al.* [20]: the first corresponds to an offshore rupture with a 7.6 (M_w) magnitude, located in the “Marques de Pombal” fault, southwest of mainland Portugal (considered as a possible source for the 1755 Lisbon earthquake). The second scenario is composed by an onshore rupture, located in the Lower Tagus Valley, with a 5.7 (M_w) magnitude. The ground motion fields for the considered scenarios were generated using the Scenario Hazard Calculator of the OQ-engine [9].

The definition of the GMPE(s) to be used in the analysis constitutes one fundamental step in the seismic assessment, as they can significantly influence the hazard estimations and, consequently, the risk results [21]. This selection needs to take into account different aspects related to the model, such as the tectonic environment, distance from the source and magnitude of the event(s). In the case of Portugal, this task is hampered by the lack of instrumental and historical records from which equations could be derived, or adequate data to validate the applicability of other models.

The selection and applicability of GMPEs to Portugal is a complex issue, discussed in detail in Silva *et al.* [14]. The analysis of different sources ([22], [23]), together with the evaluation of other important parameters (the seismogenic environment, hazard disaggregation) indicate that the Atkinson and Boore (2006) [24] and Akkar and Bommer (2010) [25] GMPEs are among the most suitable ones to simulate the seismic hazard in Portugal [14].

3.3 Consequence and repair functions

After defining the exposure and input models, the ground shaking and the damage distribution in each point can be calculated. Having the damage states’ probabilities, the repair time for each bridge can be estimated by multiplying these probabilities by the average repair time for each damage state.

In the present study two different loss indicators were considered: the repair time, which corresponds to the time needed to completely repair the structures; and the disruption time, which is how long the path will be unusable, meaning that the connectivity between the origin and destination is lost. The curves proposed by Shinozuka [26] were used, which estimate for each damage state the probability of repair of the bridge or viaduct as a function of the number of days after the earthquake, as shown in Figure 6.

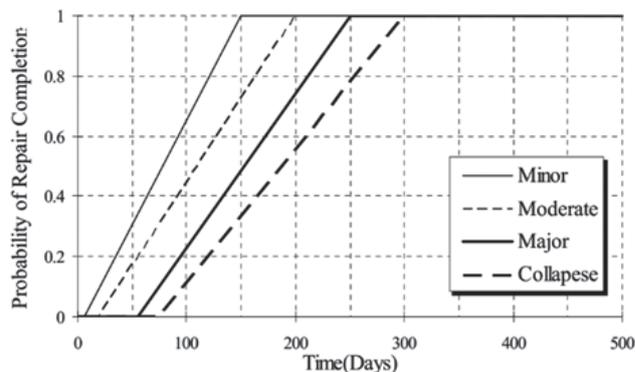


Figure 6 Probability distribution functions of repair completion date [26]

For the viaducts that cross the network, the “repair” time in case of collapse will correspond to the time needed to remove the debris, after which the network can be used without restrictions. Hence, it was considered that 10 days was on average a reasonable time for this operation. If the viaduct has extensive damage, it is necessary to determine whether it will be demolished or repaired, a process that usually requires some additional time. For this reason, in this case it was decided to adopt the same repair time as for bridges with extensive damage, as described in Table I.

Table I Repair times for bridges [26] and for viaducts (values in days)

Damage level	Bridges or viaducts	Viaducts that cross the network
Slight	80	–
Moderate	110	–
Extensive	150	150
Complete	180	10

4 Case study results

4.1 Damage level estimation

As explained in section 2.2, the Scenario Hazard Calculator of the OpenQuake-engine was used to compute the ground shaking in each point of the exposure model. Based on these values and on the

fragility curves, the damage distribution was calculated (probability of having a certain damage level) using the “Damage Calculator”. In Figure 7, the median collapse probabilities for each location are depicted.

The difference in the area of influence of the two scenarios is noticeable: the effects of the offshore scenario are widespread in the southern coastal part of the country, while the onshore scenario effects, which result from an event with a much lower magnitude, are concentrated in the region around Lisbon.

For the previously mentioned paths (Lisbon, Spain and Sines), the median collapse probabilities, obtained by equation (3), are listed in Table II. These values correspond to the probability that at least one element of the path collapses. For the onshore event only the values obtained for the path between Lisbon and the factory are presented, since the probabilities of collapse obtained for the other two paths are negligible.

Comparing the results obtained for the path between Lisbon and the factory for both events, it is noticeable that the onshore scenario leads to much higher probabilities of collapse, despite its lower magnitude. Although the offshore scenario seems to affect a higher number of components in this path, the levels of damage produced by this event are lower. On the other side, the onshore rupture produces very high damages, and although they are concentrated in one region, affecting only part of the path (closer to Lisbon), they are sufficient to increase in a determinant way the path collapse probability.

For safety reasons, highway structures are closed to traffic not only when a collapse occurs, but also in case of extensive damage

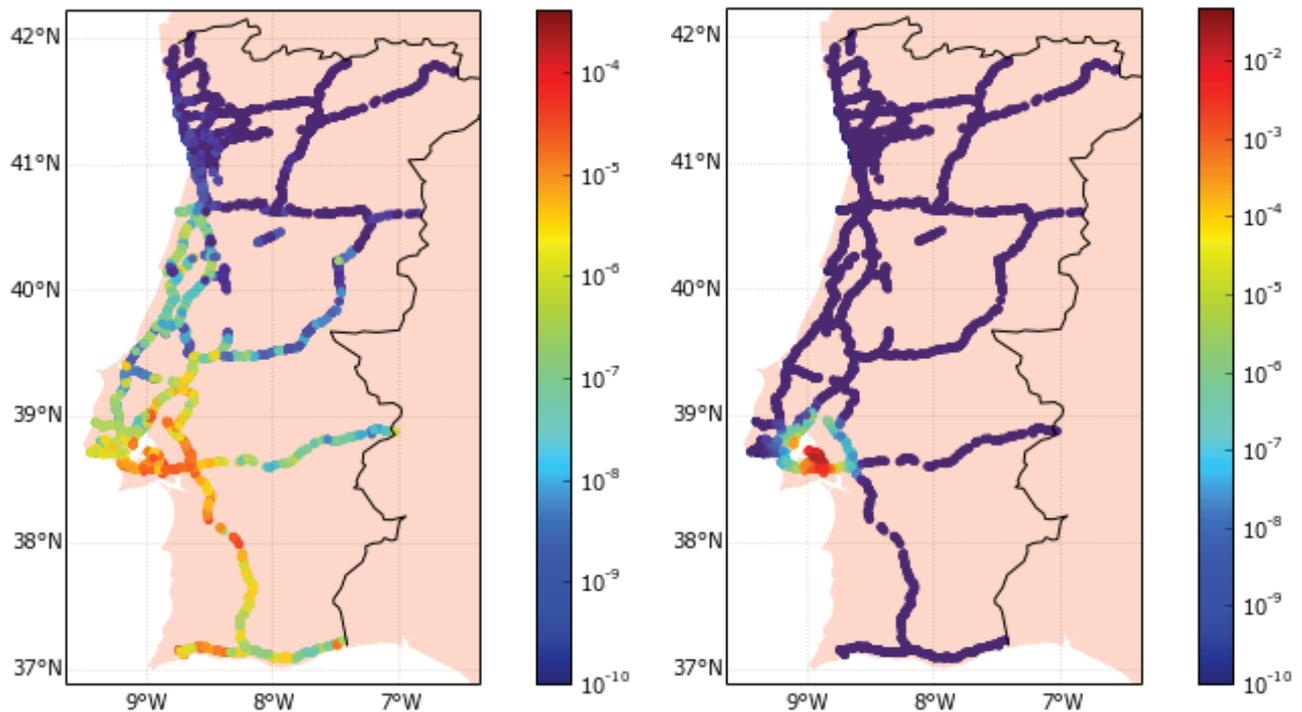


Figure 7 Median collapse probability of each asset of the highway network for the offshore (left) and onshore (right) scenario

in one or more bridges. Hence, to estimate the probability of the network being unusable after an event (disruption probability), both the probabilities of collapse and of extensive damage need to be considered. By calculating this value for a specific path, the probability of losing the connectivity between the origin and destination points is estimated. The median disruption values, presented in Table II, follow a similar pattern as the collapse probability.

Table II Collapse and disruption probability for the considered paths

Scenario	Path	Median collapse prob.	Collapse st. dev.	Median disruption prob.	Disruption st. dev.
Offshore	Lisbon	0.117	0.115	0.318	0.172
	Spain	0.064	0.083	0.196	0.141
	Sines	0.019	0.055	0.066	0.105
Onshore	Lisbon	0.448	0.235	0.748	0.203

4.2 Repair and disruption time estimation

The factory repair time can be calculated by directly applying its vulnerability function (Figure 3) to the ground shaking values. The median values obtained are listed in Table III. Considering its location, it is not expectable that the factory suffers direct damage in the onshore event, since the rupture affects mainly the region around Lisbon. On the other hand, it might register some damage and will probably need to be repaired if a rupture similar to the offshore scenario occurs.

Table III Repair time for the factory, for the different scenarios (values in days)

Scenario	Median time	Standard deviation
Offshore	0.952	2.394
Onshore	0.021	0.039

The repair time for each path corresponds to the sum of the products between the repair time for each damage state and the corresponding probability of such damage state for each point of the path (see section 3.3). By considering only the collapse and extensive damage probabilities, the disruption time for each path was also estimated, which corresponds to the time that the network will be unusable (time needed to repair or to rebuild structures with extensive damage or that collapsed). The median repair and disruption time for each path are presented in Table IV.

Table IV Repair and disruption time for the considered paths (values in days)

Scenario	Path	Median repair time	Repair time st. dev.	Median disruption time	Disruption time st. dev.
Offshore	Lisbon	73.55	54.63	44.57	36.87
	Spain	48.38	38.26	26.44	23.91
	Sines	15.43	22.90	8.15	14.24
Onshore	Lisbon	175.09	125.93	125.92	103.25

These values were calculated considering that the bridges are repaired one at the time. To have more realistic results, it is necessary to have information regarding how many construction companies or teams would be able to work in the repair operations, and then divide the repair or disruption time by the number of teams.

In Table V, the disruption time of the critical path is compared with the repair time of the factory. It is relevant to note that there is a redundancy in the path for importation of raw materials (Lisbon and Spain). Thus, if one path is not available, the other can be used. Considering that the factory depends on both importations and exportations to work properly, the critical path for the factory will be the one with the higher repair time.

Table V Comparison between the repair time of the factory and the disruption time of the critical path (values in days)

Scenario	Repair time of the factory	Disruption time of the critical path
Offshore	0.952	26.44
Onshore	0.021	0

In this specific case study, the disruption time of the critical path for an offshore scenario is higher than the repair time for the factory itself. This indicates that the factory may register greater losses due to its dependency on the transportation network, and not necessarily from damages directly in its structure. In the onshore scenario, the factory is practically unaffected and its networks' dependency is not determinant, as a result of the existence of two alternative paths for importation of raw material (Lisbon and Spain). However, if the factory imported material only from Lisbon, the critical path would have a disruption time of 125.92 days, which would represent a significant loss for the company.

5 Conclusions

The present study focuses on the seismic assessment of transportation lifelines, proposing a methodology to evaluate the consequences of an event in transportation networks, but also analysing how the interruption of these networks would affect its users and the economic losses that its disruption would imply for specific users.

The consequences of two earthquake ruptures were analysed for a specific case study, a Portuguese mining factory whose production and exportation depends on the highway and railway network.

The two scenarios produced distinct consequences for the factory. For the offshore scenario, the disruption time of the critical path was higher than the factory's repair time. This shows that, although the factory does not suffer extensive damage, its losses may be high as a result of its dependency on the network. On the other hand, in the onshore scenario, this dependency is not critical, due to the existence of two alternative paths for importation of raw material (Lisbon or Spain). However, if the importations were done using the Lisbon path exclusively, the company would most probably have a long interruption in the supply of raw material, leading to significant losses for the company.

These results indicate that, in certain cases, the company may not suffer direct damage to its structure, but may be unable to prevent economic losses, as a result of its reliance on the transportation network. It also highlights the importance of having alternative paths for material supply and for exportation, as this can increase the earthquake resilience of the factory.

References

- [1] United Nations (2008) – *World urbanization prospects. The 2007 revision*, New York.
- [2] UNISDR (2013) – “From Shared Risk to Shared Value – The Business Case for Disaster Risk Reduction”. Global Assessment Report on Disaster Risk Reduction. Geneva, Switzerland: United Nations Office for Disaster Risk Reduction.
- [3] Fenwick, T. (2012) – *The value of lifeline seismic risk mitigation in Christchurch*. New Zealand Earthquake Commission, New Zealand.
- [4] Franchin, P.; Lupoi, A.; Pinto, P.E. (2006) – “On the role of road networks in reducing human losses after earthquakes”. *Journal of Earthquake Engineering* 10(2), 195 – 206.
- [5] Shinozuka, M.; Murachi, Y.; Dong, X.; Zhu, Y.; Orlikowski, M.J. (2003) – “Seismic performance of highway transportation networks”. Proceedings of China-US Workshop on protection of urban infrastructure and public buildings against earthquakes and man-made disasters, Beijing, China.
- [6] Miller, M. (2014) – *Seismic risk assessment of complex transportation systems*. PhD Dissertation, Stanford University.
- [7] Karaca, E. (2005) – *Regional earthquake loss estimation: role of transportation network, sensitivity and uncertainty, and risk mitigation*. PhD Dissertation, MIT, Cambridge, MA.
- [8] Silva, V.; Crowley, H.; Pagani, M.; Monelli, D.; Pinho, R. (2014) – “Development of the OpenQuake engine, the Global Earthquake Model's open-source software for seismic risk assessment”. *Natural Hazards*, 72(3), 1409-1427.
- [9] Pagani, M.; Monelli, D.; Weatherill, G.; Danciu, L.; Crowley, H.; Silva, V.; Henshaw, P.; Butler, L.; Nastasi, M.; Panzeri, L.; Simionato, M.; Vigano, D.; (2014) – “OpenQuake-engine: An Open Hazard (and Risk) Software for the Global Earthquake Model”. *Seismological Research Letters*.
- [10] SYNER-G Ref. Report 1 (2013) – “Methodology for systemic seismic vulnerability assessment of buildings, infrastructures, networks and socio-economic impacts”. Joint Research Centre (JRC) Scientific and Policy Reports, doi: 10.2788/69238.
- [11] Baker J.; Cornell C. (2006) – “Correlation of Response Spectral Values for Multicomponent Ground Motions”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96 (1), 215–227, doi: 10.1785/0120050060.
- [12] Park, J.; Bazzurro, P.; Baker, J. (2007) – “Modeling spatial correlation of ground motion Intensity Measures for regional seismic hazard and portfolio loss estimation”. *Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering – Kanda, Takada & Furuta (eds) Taylor & Francis Group, London*.
- [13] Jayaram, N.; Baker, J. W. (2009) – “Correlation model for spatially distributed ground-motion intensities”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 38, 1687–1708, doi: 10.1002/eqe.922.
- [14] Silva, V.; Crowley, H.; Varum, H.; Pinho, R. (2014) – “Seismic risk assessment for mainland Portugal”. *Bulletin of Earthquake Engineering* 13, 429–457, doi: 10.1007/s10518-014-9630-0.
- [15] Suo, B.; Cheng, Y.; Zeng, C.; Li, J. (2012) – “Calculation of failure probability of series and parallel systems for imprecise probability”. *International Journal of Engineering and Manufacturing*, 2, 79-85, doi: 10.5815/ijem.2012.02.12.
- [16] Araújo, M.; Castro, J.; Marques, M. (2015) – “Vulnerabilidade sísmica e perdas sobre a propriedade do parquet industrial edificado em aço para Portugal”. X Congresso de Construção Metálica e Sísmica, Coimbra, 2015.
- [17] Azevedo, J.; Guerreiro, L.; Bento, R.; Lopes, M.; Proença, J. (2010) – “Seismic vulnerability of lifelines in the greater Lisbon area”. *Bulletin of Earthquake Engineering* 8, 157-180, doi: 10.1007/s10518-009-9124-7.
- [18] Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2012) – *Hazus - MH 2.1 - Earthquake Model Technical Manual*. Department of Homeland Security, Washington, D.C., United States of America.
- [19] Silva, V.; Crowley, H.; Bazzurro, P. (2015) – “Exploring Risk-targeted Hazard Maps for Europe”. *Earthquake Spectra* In-Press, doi: 10.1193/112514EQS198M.
- [20] Carvalho, A.; Zonno, G.; Franceschina, G.; Bilé Serra, J.; Campos Costa, A. [2008] – “Earthquake shaking scenarios for the metropolitan area of Lisbon”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28, 347-364, doi: 10.1016/j.soildyn.2007.07.009.
- [21] Bazzurro, P.; Luco, N. (2005) – “Accounting for uncertainty and correlation in earthquake loss estimation”. Proceedings ICOSAR'05 - 9th International Conference on Structural Safety and Reliability, Rome, Italy.
- [22] Delavaud, E.; Cotton, F.; Akkar, S.; Scherbaum, F.; Danciu, L.; Beauval, C.; Drouet, S.; Douglas, J.; Basili, R.; Sandikkaya, M. A.; Segou, M.; Faccioli, E.; Theodoulidis, N. (2012) – “Toward a ground-motion logic tree for probabilistic seismic hazard assessment in Europe”. *Journal of Seismology*, 16(3), 451-473.
- [23] Vilanova, S.; Fonseca, J.; Oliveira, C. (2012) – “Ground-Motion models for seismic-hazard assessment in Western Iberia: Constraints from instrumental data and intensity observations”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 102 (1), 169–184, doi: 10.1785/0120110097.

- [24] Atkinson, G.; Boore, D. (2006) – “Earthquake Ground-Motion Prediction Equations for Eastern North America”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96 (6), 2181-2205.
- [25] Akkar, S.; Bommer, J. (2010) – “Empirical Equations for the Prediction of PGA, PGV, and Spectral Accelerations in Europe, the Mediterranean Region, and the Middle East”. *Seismological Research Letters*, 81, 195-206.
- [26] Shinozuka, M.; Zhou, Y.; Kim, S.; Murachi, Y.; Banerjee, S.; Cho S.; Chung, H. (2005) – “Socio-economic effects of seismic retrofit implemented on bridges in the Los Angeles highway network”. Final Report to the California Department of Transportation.

Modelação numérica do escorregamento de armaduras em elementos de betão armado

Numerical modelling of bond-slip effects in reinforced concrete elements

Romain Sousa
António A. Correia
João P. Almeida
Rui Pinho

Resumo

Estruturas porticadas de betão armado (BA) sujeitas à ação sísmica apresentam frequentemente deformações localizadas nas extremidades dos seus elementos devidas ao escorregamento das armaduras em relação ao betão, nomeadamente ao longo do seu comprimento de amarração. Apesar de as mesmas poderem representar 40% da deformação lateral total de elementos em BA, a modelação numérica deste comportamento apresenta ainda diversas limitações.

O presente artigo introduz uma estratégia de simulação onde, pela primeira vez, um modelo explícito para o escorregamento de armaduras é associado a um elemento de viga, com discretização seccional por fibras, através de um elemento de ligação com comprimento nulo. O elemento proposto adota uma sofisticada relação constitutiva de aderência, representando os efeitos da degradação cíclica ou da cedência das armaduras, entre outros.

O modelo é validado através da comparação entre resultados numéricos e experimentais, demonstrando uma eficiência, precisão e estabilidade numérica assinaláveis.

Abstract

Reinforced concrete (RC) framed structures subjected to seismic loading often show localized deformations at the extremities of the members associated with the slippage of reinforcing bars along their anchorage length. Despite this phenomenon being responsible for up to 40% of the total lateral deformation of RC members, the numerical simulation of this behaviour still presents several limitations.

This paper introduces a modelling strategy wherein, for the first time, an explicit bond-slip model is developed to be used in connection with a fibre-based beam-column element through a zero-length link element. The proposed element adopts an advanced bond stress-slip constitutive relation capable of representing the effects of cyclic degradation or rebar yielding, among others.

The numerical model is validated through a comparison with experimental results, evidencing a remarkable efficiency, accuracy and numerical stability.

Palavras-chave: Betão armado / Escorregamento de armaduras / Modelação numérica

Keywords: Reinforced concrete / Bond-slip / Numerical modelling

Romain Sousa

Aluno de Doutoramento
ROSE Programme, UME School, IUSS Pavia
Pavia, Itália
romain.sousa@umeschool.it

António A. Correia

Investigador Pós-Dout.
LNEC/DE/NESDE
Lisboa, Portugal
aacorreia@lnecc.pt

João P. Almeida

Investigador Pós-Dout.
EESD lab, EPFL
Lausanne, Suíça
joao.almeida@epfl.ch

Rui Pinho

Professor Auxiliar
Universidade de Pavia
Pavia, Itália
rui.pinho@unipv.it

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.

SOUSA, R. [et al.] – Modelação numérica do escorregamento de armaduras em elementos de betão armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 33-42.

1 Introdução

Com a incorporação de armaduras no betão desde meados do século XIX, a aderência entre estes dois materiais tem sido objeto de numerosos estudos. Uma das principais mudanças de paradigma construtivo ocorreu no início do século XX com o aparecimento de armaduras nervuradas, as quais vieram substituir as armaduras lisas utilizadas convencionalmente até à altura. Esta inovação aumentou a adesão entre os dois materiais e, conseqüentemente, reduziu o comprimento de amarração (L_d) necessário para transferir a carga entre as armaduras e o betão.

Apesar do aumento substancial da resistência proporcionado por armaduras nervuradas, sempre que o comprimento de amarração é insuficiente, pode ocorrer um escorregamento importante daquelas relativamente ao betão envolvente, conduzindo a um aumento significativo das rotações ou mesmo à rotura do sistema de ancoragem (Figura 1).

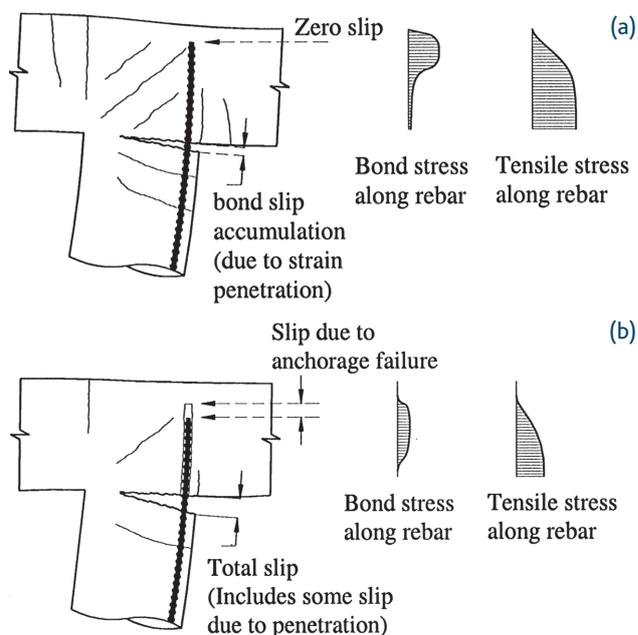


Figura 1 Comportamento de regiões de amarração considerando comprimentos de amarração adequados (a) e insuficientes (b) – adaptado de [1]

Não obstante a relevância destes efeitos de um ponto de vista estrutural, é prática comum considerar que as armaduras apresentam uma ligação perfeita com o betão envolvente. Como tal, as deformações decorrentes do escorregamento das armaduras nos nós de ligação viga/pilar ou pilar/fundação são geralmente ignoradas. Esta opção reflete a perceção comum, apesar de errada, de que as deformações em elementos esbeltos de BA derivam quase exclusivamente de mecanismos de flexão.

Ensaio experimentais realizados em pilares de BA [2] e em nós viga/pilar com armaduras nervuradas [3] [4] mostraram que o escorregamento das armaduras pode contribuir de uma forma muito significativa para a deformação lateral dos elementos. Estes

valores estão em linha com os resultados obtidos em ensaios cíclicos de pilares circulares de BA com armaduras nervuradas ilustrados na Figura 2 [5]. Na figura seguinte encontra-se representada a contribuição dos diferentes mecanismos para a deformação total dos pilares, para crescentes níveis de ductilidade: a vermelho a componente associada a deformações por flexão na zona da rótula plástica, a azul a componente associada à rotação na base devida ao escorregamento das armaduras e a verde a contribuição dos restantes mecanismos.

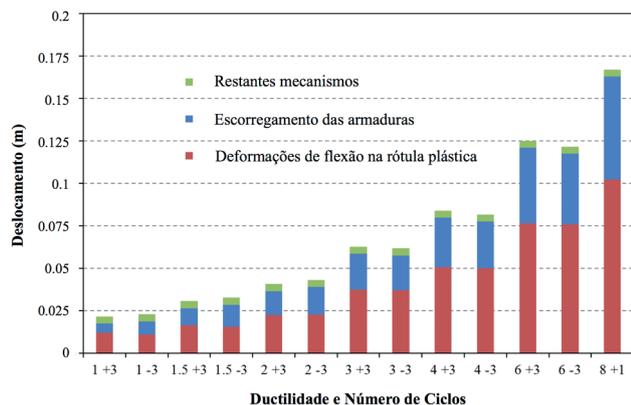


Figura 2 Contribuição de diferentes mecanismos para a deformação de pilares de BA [5]

Neste contexto, deve ser dedicada uma atenção especial às estruturas de BA construídas na primeira metade do século XX, uma vez que em geral estas foram construídas com armaduras lisas. Neste caso, a contribuição do escorregamento das armaduras pode ser ainda mais preponderante – ensaios experimentais realizados em pilares [6] e nós viga/pilar [7] revelaram que este mecanismo pode contribuir em cerca de 90% para a deformação lateral total dos elementos, induzindo inclusivamente a rotura dos mesmos.

O presente artigo examina aspetos de modelação relativos ao escorregamento de armaduras na análise sísmica de estruturas. Desta forma, as secções subsequentes apresentam um resumo das principais alternativas de simulação numérica disponíveis, seguido da descrição e validação de um novo modelo desenvolvido pelos autores.

2 Modelos numéricos de aderência atuais

Apesar da importância evidenciada anteriormente, a consideração do escorregamento das armaduras em análises numéricas é ainda limitada ou feita através de modelos extremamente simplificados, tal como aqueles descritos e analisados por Sousa *et al.* [8]. Uma das razões para o presente *statu quo* reside na ausência de modelos numéricos adequados na generalidade do software utilizado para a análise sísmica de estruturas porticadas.

O aparecimento de modelos avançados, com recurso a elementos finitos refinados para a modelação local do escorregamento de armaduras, tem testemunhado desenvolvimentos importantes ao longo dos últimos anos, revelando resultados encorajadores (e.g., [9], [10], [11] e [12]).

Este tipo de modelos permite considerar de forma direta a adesão entre as armaduras e o betão, bem como examinar diferentes leis constitutivas para modelar a relação adesão-escorregamento na interface dos dois materiais ao longo do comprimento de amarração. No entanto, e apesar dos resultados promissores obtidos com esta abordagem, esta é computacionalmente muito exigente, tornando as análises sísmicas não-lineares com este tipo de elementos impraticável para a generalidade das aplicações correntes.

Por outro lado, podem utilizar-se, para essas análises não-lineares, elementos de viga com plasticidade concentrada ou distribuída, que representam uma alternativa computacionalmente mais eficiente, produzindo resultados igualmente precisos para a generalidade das estruturas porticadas de BA. No entanto, para este tipo de modelos, não é, em geral, possível descrever explicitamente o comportamento da interface entre as armaduras e o betão. Como tal, este fenómeno tem sido simulado através de formulações simplificadas baseadas em relações (essencialmente) empíricas.

Como exemplo, uma das estratégias mais simples para a modelação destes efeitos passa pela consideração de uma zona (ou zonas) ao longo do comprimento de amarração na qual se assume uma tensão de aderência constante, e.g., [13]. Assim, para um dado valor de carga imposto, é possível determinar o comprimento de amarração necessário para satisfazer as condições de equilíbrio na zona de ancoragem. Tendo em conta que a força de amarração corresponde ao integral das tensões de aderência ao longo do comprimento de amarração, o escorregamento da armadura pode ser facilmente determinado como o integral de extensões ao longo do mesmo comprimento.

Apesar de este procedimento ser extremamente eficiente do ponto de vista computacional, esta abordagem é baseada na ideia simplificada de que as tensões de aderência se desenvolvem de uma forma constante ao longo da zona de ancoragem. Como ilustrado na Secção 4, a distribuição de diferentes parâmetros de resposta relativos ao escorregamento das armaduras pode variar significativamente ao longo da barra e, como tal, é difícil estabelecer *a priori* um valor médio constante.

Uma abordagem completamente diferente é proposta em [14]. Este modelo, implementado no software OpenSEES [15], considera um modelo histerético que relaciona a tensão na armadura com o escorregamento, podendo ser integrado em análises com elementos de fibras através de elementos de ligação com comprimento nulo. A relação histerética considerada foi desenvolvida através da análise dos resultados de 16 testes experimentais. Este tipo de abordagem é bastante conveniente uma vez que permite a determinação do escorregamento de uma determinada armadura de uma forma direta, tendo apenas em conta a tensão instalada na armadura na interface entre o membro de BA e a zona de ancoragem. No entanto, uma vez que a relação proposta é puramente empírica, é necessário efetuar um importante esforço de calibração de forma a ajustar os vários parâmetros do modelo às diferentes condições de ancoragem [7].

Por fim, em [16] propõe-se um elemento finito do tipo viga em que a contribuição do escorregamento das armaduras é incorporada de uma forma explícita num elemento de fibras com formulação numérica baseada em forças, vulgar *force-based (FB)*

element. Neste caso, a extensão nas fibras correspondentes às armaduras da secção transversal corresponde ao somatório de duas contribuições: (i) deformação da armadura e (ii) deformação resultante do escorregamento da mesma armadura. Este último efeito é modelado através da definição de uma série de elementos FB adicionais que representam o comportamento da armadura ao longo do comprimento de amarração. A consideração destes elementos, juntamente com os correspondentes pontos de integração (PIs), permite contornar as limitações enumeradas nos modelos anteriores. No entanto, tendo em conta que é utilizada uma função de interpolação linear para as tensões de aderência ao longo do elemento de armadura, a aproximação do campo de tensões só é semelhante à real considerando um número elevado de elementos. Esta observação é particularmente relevante uma vez que a distribuição de tensões pode variar significativamente com a cedência das armaduras ou durante cargas cíclicas.

3 Breve descrição do modelo de aderência proposto

Como descrito no ponto anterior, é possível simular os efeitos do escorregamento de armaduras de uma forma explícita. No entanto, existem poucos modelos de escorregamento disponíveis na literatura que possam ser utilizados conjuntamente com elementos finitos de viga. Por outro lado, a utilização de abordagens simplificadas, tais como o alongamento dos elementos (de um comprimento associado à penetração das deformações nos nós viga/pilar ou nos maciços de fundação) ou a consideração de molas adicionais na extremidade dos elementos de BA, apresenta limitações importantes [8].

Como forma de tentar ultrapassar algumas das limitações descritas anteriormente, um modelo de escorregamento foi desenvolvido para ser incorporado em análises com elementos de viga com discretização em fibras. Após uma detalhada revisão bibliográfica (mais detalhes disponíveis em [17]), parece importante que um modelo generalizado deva considerar as seguintes propriedades mecânicas e efeitos estruturais:

- Tipo de rotura
- Resistência do betão
- Comprimento de amarração
- Degradação cíclica
- Amplitude das extensões das armaduras
- Propriedades das armaduras (superfície deformada ou lisa)
- Pressão transversal
- Nível de confinamento

Tendo em conta as propriedades e efeitos envolvidos, parece evidente que a simulação destes efeitos na zona de ancoragem de um determinado elemento de BA não pode ser simplesmente baseada numa relação empírica simples e preestabelecida. No entanto, estes efeitos podem ser diretamente refletidos através de uma lei constitutiva local que relacione a tensão de aderência com o nível de escorregamento observado ao longo da interface entre as armaduras e o betão circundante.

Assim, parece essencial definir uma série de pontos de integração (PIs) ao longo do comprimento de amarração de cada armadura

de forma a acompanhar a evolução dos diferentes parâmetros de resposta. Adicionalmente, a formulação deve garantir tanto o equilíbrio como a compatibilidade em cada um dos diferentes PIs.

Para além dos princípios enumerados anteriormente, é também importante garantir a simplicidade e eficiência do modelo de forma a permitir que possa ser usado na avaliação da vulnerabilidade de estruturas com um esforço computacional aceitável. Para esse fim, o modelo proposto foi desenvolvido como um elemento com comprimento nulo, a definir nas extremidades dos membros de BA, no qual é concentrada a flexibilidade resultante do escorregamento das diferentes armaduras da secção. Para tal, a secção da extremidade do elemento é replicada, e o comprimento de amarração das diferentes armaduras é simulado através da definição de uma série de PIs ao longo do comprimento de amarração de cada barra. A Figura 3 apresenta um esquema do modelo proposto e a sua integração com elementos de viga com fibras. Para melhor compreensão da ilustração, o número de armaduras representadas no elemento *zero-length* é inferior ao apresentado no elemento de BA.

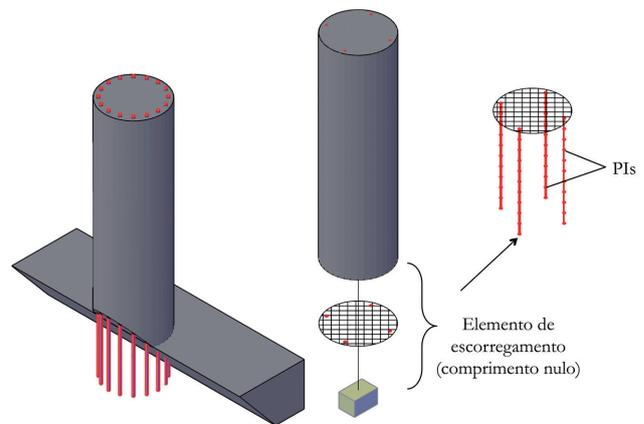


Figura 3 Representação esquemática das diferentes componentes do modelo de escorregamento proposto

Na formulação proposta, as armaduras são modeladas considerando uma relação extensão-tensão bilinear, enquanto que a lei constitutiva assumida para a relação tensão de aderência-escorregamento segue o modelo proposto pelo recente Model Code 2010 [18]. No que diz respeito às fibras de betão, a sua resposta é determinada pelo modelo constitutivo do betão definido no elemento adjacente ou por qualquer outro considerado apropriado.

A opção pelo modelo constitutivo proposto pelo Model Code 2010 permite descrever diversas propriedades que podem influenciar a aderência, como aquelas enumeradas anteriormente. A generalidade desses parâmetros é definida *a priori*, enquanto que a consideração da degradação cíclica ou a redução da tensão de aderência com a cedência das armaduras varia durante a análise em função da história e amplitude da carga aplicada. A Figura 4 representa de uma forma genérica a redução das tensões de aderência com a degradação cíclica e cedência da armadura (linha vermelha) em relação ao caso em que o efeito destes dois fenómenos é ignorado (linha azul). O leitor mais interessado pode encontrar uma descrição mais detalhada da definição do modelo constitutivo em [17] e [18].

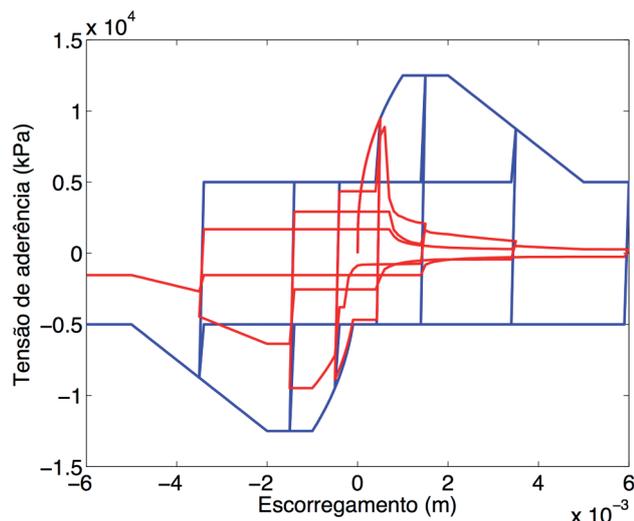


Figura 4 Comparação da resposta cíclica do modelo constitutivo genérico (azul) com o mesmo modelo considerando os efeitos de degradação cíclica e cedência de armaduras (vermelho)

De uma forma geral, o modelo proposto segue os princípios-base geralmente adotados pelo método dos Elementos Finitos. Pretende-se, assim, determinar a força de ancoragem (descrita, para elementos de viga, pela força axial e momentos flettores) associada ao incremento de deslocamentos nodais (deslocamentos axiais e rotações nodais) imposto ao elemento.

Os próximos pontos sintetizam o procedimento de análise do modelo proposto.

1. Para um determinado deslocamento nodal, o escorregamento de cada armadura da secção é determinado com base na hipótese de que as secções planas se mantêm planas após deformação do eixo do elemento e perpendiculares a este último.
2. Assim, para um dado escorregamento da armadura imposto resultante da solicitação imposta (S_0), os diferentes parâmetros de resposta (escorregamento, tensões de aderência, força e extensões) são determinados para cada PI, com base no método de Euler Progressivo.
3. A força de ancoragem (F_0) associada ao escorregamento imposto é então iterada segundo as regras do método da bissecção até a obtenção de convergência. A cada iteração, F_0 é determinado através da integração das tensões de aderência associadas a cada PI definido ao longo do comprimento de amarração.
4. A contribuição de cada fibra da secção é então somada de forma a determinar as forças na extremidade do elemento (esforço axial e momentos flettores nas duas direções ortogonais).
5. A resposta ao nível da secção associada ao escorregamento das armaduras é então incorporada na análise estrutural.

Para uma melhor compreensão, o procedimento anterior é descrito de uma forma simplificada na Figura 5. Para mais detalhes, o leitor deverá consultar [17].

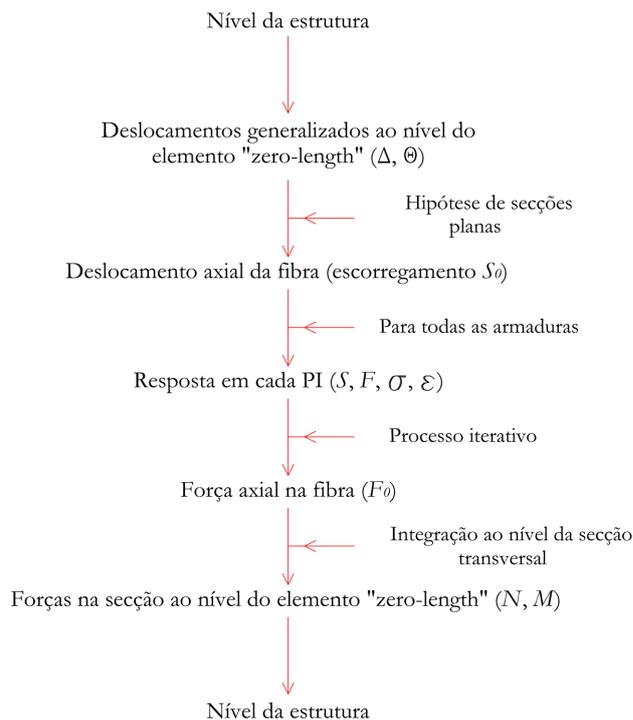


Figura 5 Fluxograma simplificado do modelo de escorregamento proposto para utilização conjunta com um elemento finito de viga

Em resumo, o modelo numérico proposto requer a definição de diversos parâmetros que, essencialmente, podem ser divididos em três grupos: (i) geométricos, (ii) materiais e (iii) relativos à aderência. O primeiro grupo compreende as dimensões da secção, o comprimento de amarração das armaduras e o comprimento de influência. Este último representa o comprimento fictício, para o interior do nó viga/pilar ou maciço de fundação, ao longo do qual é assumido que se desenvolve uma extensão média nas fibras de betão comprimidas – como valores de referência pode-se considerar duas vezes a altura das fundações ou uma vez a largura dos nós quando se pretende simular o escorregamento em ligações pilar/fundação ou em nós viga/pilar, respetivamente. O segundo grupo representa as propriedades dos materiais que, regra geral, devem coincidir com aqueles considerados para os elementos adjacentes. Por fim, o último grupo reflete os parâmetros que definem o modelo constitutivo adotado para o escorregamento sendo que, neste caso, correspondem ao modelo prescrito pelo Model Code 2010 [18].

Apesar de o valor do comprimento de influência poder apresentar alguma subjetividade na sua definição, é importante referir que o procedimento proposto não considera nenhum outro parâmetro de calibração e, como tal, a resposta é simplesmente determinada com base nas características geométricas da zona a modelar e nos modelos constitutivos considerados.

4 Validação do modelo de aderência proposto

Após os necessários testes de validação, o modelo proposto foi implementado no programa de cálculo automático SeismoStruct [19], permitindo avaliar com maior detalhe a *performance* respetiva. De seguida, a resposta numérica é comparada com resultados obtidos em ensaios experimentais considerando: (i) um ensaio de arrancamento de uma armadura e (ii) a solitação cíclica de um pilar circular de ponte em BA (Figura 6 (a) e (b), respetivamente). A natureza dos ensaios considerados permite obter uma validação ao nível dos parâmetros de resposta ao longo do comprimento de amarração da armadura [20] bem como avaliar de uma forma mais global os efeitos de escorregamento através da resposta força-escorregamento de uma armadura ou da rotação medida na extremidade dos elementos de BA [5].

As principais propriedades do ensaio experimental referente ao ensaio de arrancamento são apresentadas na Tabela I. Detalhes adicionais referentes a este ensaio podem ser encontrados em [20]. Deve ser notado que os valores considerados para o modelo constitutivo de aderência representam valores genéricos recomendados pelo Model Code 2010 [18], não tendo sido efetuado qualquer tipo de calibração.

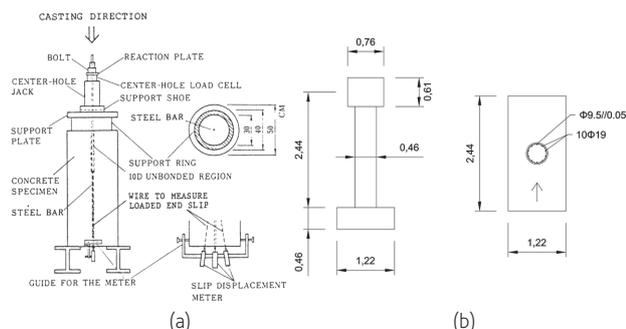


Figura 6 Dimensões gerais dos modelos SD30 [20] e Test 19 [5] testados experimentalmente

Os resultados apresentados na Figura 7 indicam a notável capacidade do modelo numérico (linhas a vermelho) em aproximar os valores experimentais (círculos pretos) associados a diferentes parâmetros de resposta ao longo do comprimento de amarração da armadura. Deve ser notado que os valores apresentados correspondem a um nível de carga superior ao limite de cedência da armadura em questão. A superação deste limite assume especial importância dado que as tensões de aderência tendem a diminuir abruptamente na região plastificada, enquanto se observa um crescimento abrupto do escorregamento.

Tabela I Propriedades experimentais e parâmetros numéricos considerados no teste SD30 [20]

Propriedades zona de amarração		Modelo constitutivo de aderência	
d_b (m)	0,0195	α	0,4
L_e (m)	0,97	S_f (m)	0,001
f_c (MPa)	19,6	S_2 (m)	0,002
f_y (MPa)	350	S_3 (m)	0,01
f_u (MPa)	540	τ_{max} (MPa)	$2,5\sqrt{f_c}$
E_s (GPa)	190	τ_f (MPa)	$0,4 T_{max}$
$E_{s,p}$ (GPa)	$\approx 3,9$		
C_{clear} (m)	$\approx 0,01$		

O segundo exemplo apresentado diz respeito a um pilar de ponte circular sujeito a uma série de cargas cíclicas de amplitude crescente (três ciclos por amplitude), até atingir uma ductilidade de 5 [5]. A geometria do modelo bem como os valores das principais propriedades são apresentados na Figura 6 e Tabela II.

Tabela II Propriedades experimentais e parâmetros numéricos considerados no Test 19 [5]

Propriedades zona de amarração		Modelo constitutivo de aderência	
Força axial (kN) – λ_N	640,5 - 10%	α	0,4
H (m)	2,44	S_f (m)	0,001
D (m)	0,457	S_2 (m)	0,002
Arm. long. (ρ_l)	10Ø19 mm (1,7%)	S_3 (m)	0,01
Arm. trans. (ρ_v)	Ø9,5 mm/0,05 m (1,3%)	τ_{max} (MPa)	$2,5\sqrt{f_c}$
d_b (m)	0,0189	τ_f (MPa)	$0,4 T_{max}$
L_e (m)	1,0 *	L_i (m)	0,46 / 0,92 **
f_c (MPa)	43,7		
f_y (MPa)	470		
f_u (MPa)	637		
E_s (GPa)	188		
$E_{s,p}$ (GPa)	$\approx 1,4$		

- λ_N Rácio de carga axial
- ρ_l Percentagem de armadura longitudinal
- ρ_v Percentagem volumétrica de armadura transversal
- * Valor aproximado com base na informação disponível
- ** Valores considerados na análise

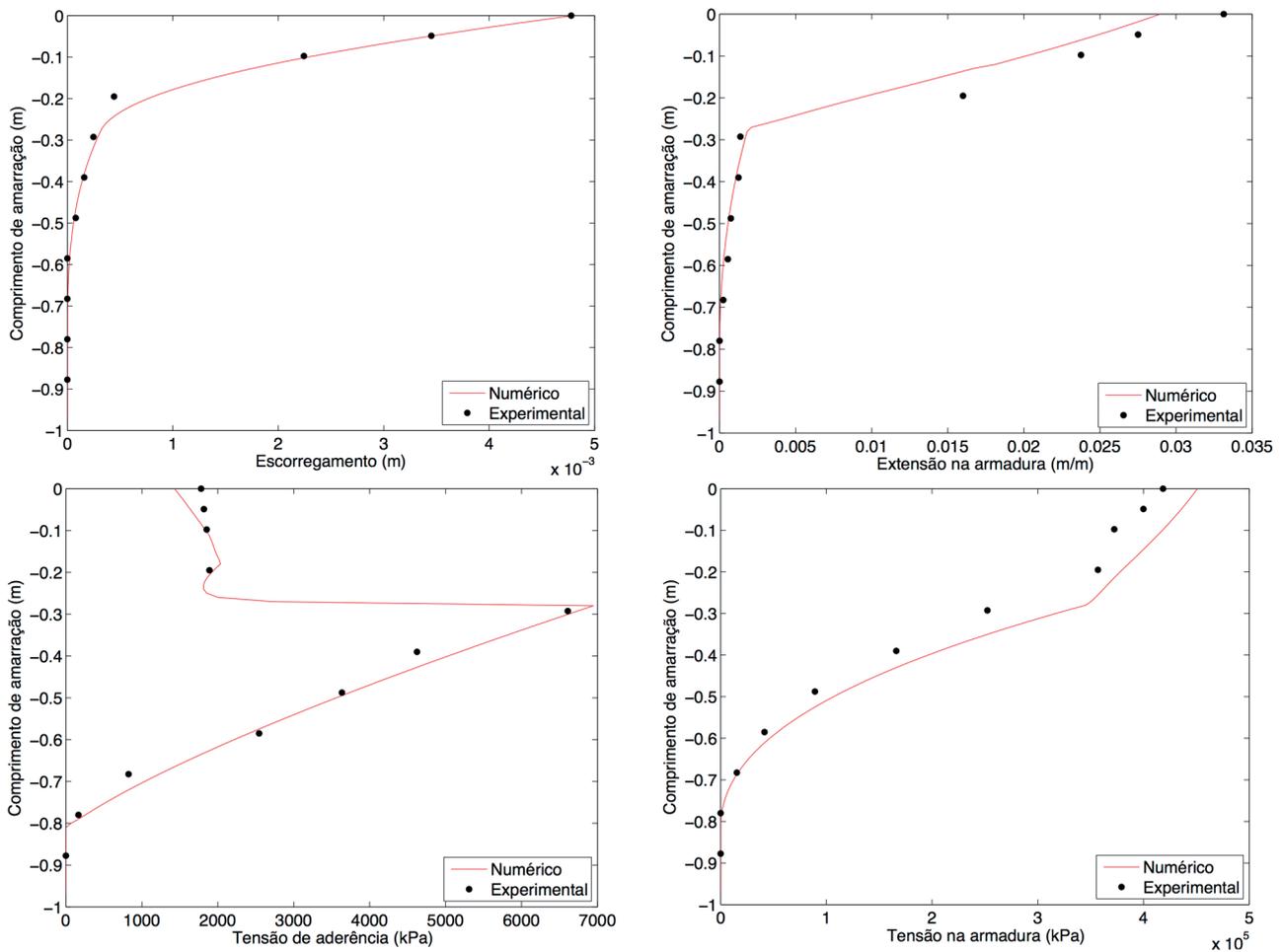


Figura 7 Comparação entre os resultados numéricos e experimentais obtidos para o ensaio SD30 [20]

Os resultados apresentados na Figura 8 mostram que a rotação estimada na base do elemento resultante do escorregamento das armaduras é aproximada de uma forma bastante razoável para níveis de ductilidade crescente. Esta figura permite ainda inferir sobre a adequabilidade de considerar diferentes comprimentos de influência (L_i). Os resultados parecem indicar que avaliar L_i como 2 vezes a altura da fundação tende a aproximar os resultados experimentais de uma forma satisfatória, embora as estimativas sejam um pouco conservadoras. Complementarmente a Figura 8 apresenta a resposta numérica obtida considerando uma mola elástica na base do pilar (círculos verdes) como descrito em [8]. Os resultados indicam que, após atingida a cedência (ductilidade igual a 1), as rotações medidas na base com este modelo simplificado permanecem essencialmente constantes, observando-se uma divergência relativamente aos resultados experimentais (círculos pretos) cada vez mais significativa com o aumento da ductilidade.

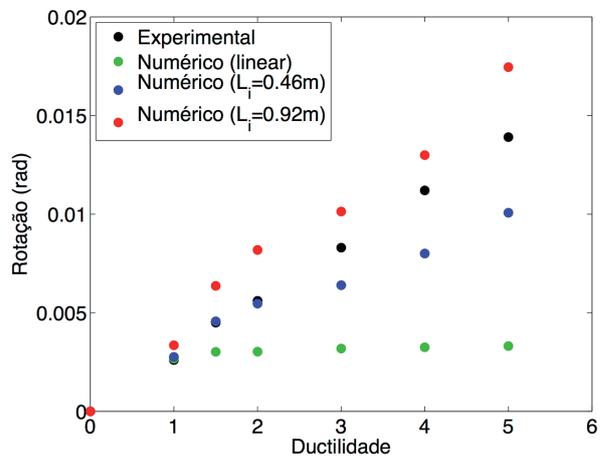
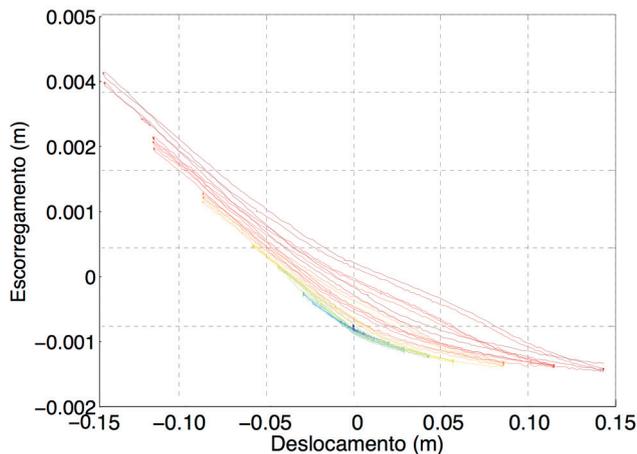
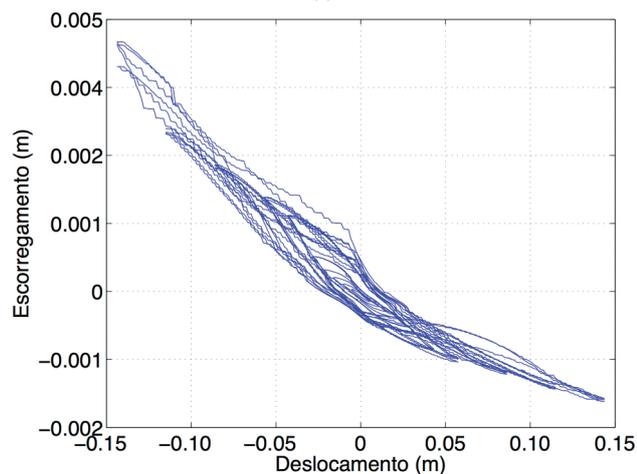


Figura 8 Comparação entre as rotações resultantes do escorregamento das armaduras no Test 19 [5] para diferentes níveis de ductilidade

Finalmente, a Figura 9 mostra a evolução do escorregamento medido numa armadura da extremidade da secção com a variação de deslocamento lateral imposto no topo do pilar. Os resultados demonstram que o escorregamento associado a uma das armaduras mais esforçadas do pilar é estimado com uma notável precisão, apesar do elevado número de ciclos e ductilidade imposta.



(a)



(b)

Figura 9 Comportamento histerético experimental (a) e numérico (b) do escorregamento nas armaduras de extremidade da secção da base do Test 19 [5]

5 Conclusões

Diversos estudos anteriores revelaram uma importância significativa das deformações resultantes do escorregamento de armaduras na deformação global de elementos de BA. Tendo em conta as limitações existentes na simulação deste fenómeno localizado, este artigo apresenta um novo modelo, a ser usado conjuntamente com elementos de viga com discretização por fibras, capaz de simular explicitamente o acréscimo de flexibilidade resultante do escorregamento de armaduras. Os pontos seguintes resumem as principais características do modelo numérico proposto:

- Desenvolvido como um elemento com comprimento nulo, o modelo utiliza uma lei constitutiva avançada capaz de representar explicitamente diferentes condições de ancoragem, nomeadamente no que diz respeito à degradação cíclica e efeitos de cedência das armaduras.
- O comportamento de cada armadura é representado através de uma série de pontos de monitorização distribuídos ao longo do comprimento de amarração, permitindo a determinação dos diferentes parâmetros de resposta com base no método de Euler Progressivo.
- A resposta em termos de força de ancoragem-escorregamento é iterada para cada armadura através do método da bissecção. Os esforços ao nível da secção (força axial e momentos flectores nas duas direcções) são finalmente determinados com base no integral da contribuição de todas as fibras da secção.

Após ter sido implementado no software de análise não linear SeismoStruct [19], a precisão do modelo numérico foi confirmada através da comparação com diferentes ensaios experimentais, revelando simultaneamente uma encorajante eficiência computacional.

Referências

- [1] Sritharan, S.; Priestley, N.; Seible, F. – "Nonlinear finite element analyses of concrete bridge joint systems subjected to seismic actions". *Finite Elements in Analysis and Design*, 36(3-4), pp. 215–233, 2000.
- [2] Sezen, H.; Moehle, J. – "Strength and deformation capacity of reinforced concrete columns with limited ductility", 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 2004.
- [3] Filippou, F.; Popov, E.; Bertero, V. – "Effects of bond deterioration on hysteretic behaviour of reinforced concrete joints". Earthquake Engineering Research Center, 1983.
- [4] Popov, E. – "Bond and anchorage of reinforcing bars under cyclic loading". *ACI Journal*, 81(4), pp. 340–349, 1984.
- [5] Goodnight, J. C.; Feng, Y.; Kowalsky, M. J.; Nau, J. M. – "The effects of load history and design variables on performance limit states of circular bridge columns – Volume 2: Experimental observations". Alaska Department of Transportation and Public Facilities Research, 2015.
- [6] Verderame, G. M.; Fabbrocino, G.; Manfredi, G. – "Seismic response of r.c. columns with smooth reinforcement. Part I: Monotonic tests". *Engineering Structures*, 30(9), pp. 2277–2288, 2008.
- [7] Melo, J.; Fernandes, C.; Varum, H.; Rodrigues, H.; Costa, A.; Arêde, A. – "Numerical modelling of the cyclic behaviour of RC elements built with plain reinforcing bars". *Engineering Structures*, 33(2), pp. 273–286, 2011.
- [8] Sousa, R.; Correia, A. A.; Almeida, J. P.; Pinho, R. – "Blind prediction tests as a benchmark to improve the seismic response of fibre models", 2nd European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, Turkey, 2014.
- [9] Salem, H.; Maekawa, K. – "Pre- and postyield finite element method simulation of bond of ribbed reinforcing bars". *Journal of Structural Engineering*, 130(4), pp. 671–680, 2004.

- [10] Jendele, L.; Cervenka, J. – Finite element modelling of reinforcement with bond. *Computers & Structures*, 84(28), pp. 1780–1791, 2006.
- [11] Casanova, A.; Jason, L.; Davenne, L. – "Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures". *Engineering Structures*, 39(C), pp. 66–78, 2012.
- [12] Mendes, L.; Castro, L. – "A new RC bond model suitable for three-dimensional cyclic analyses". *Computers & Structures*, 120(C), pp. 47–64, 2013.
- [13] Sezen, H.; Setzler, E. – "Reinforcement slip in reinforced concrete columns". *ACI Structural Journal*, 105(3), pp. 280–289, 2008.
- [14] Zhao, J.; Sritharan, S. – "Modeling of strain penetration effects in fiber-based analysis of reinforced concrete structures". *ACI Structural Journal*, 104(2), pp. 133–141, 2007.
- [15] McKenna, F.; Fennes, G. L.; Scott, H. M.; Jeremic, B. – "Open system for earthquake engineering simulation (OpenSEES)". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, CA, 2000.
- [16] Monti, G.; Spacone, E. – "Reinforced concrete fiber beam element with bond-slip". *Journal of Structural Engineering*, 126(6), pp. 654–661, 2000.
- [17] Sousa, R. – *Development and verification of innovative modelling approaches for the analysis of framed structures subjected to earthquake action*. PhD Thesis, UME School, IUSS Pavia, Pavia, Italy, 2015.
- [18] fib – Model Code 2010. International Federation for Structural Concrete Lausanne, Switzerland, 2011.
- [19] Seismosoft – SeismoStruct v.6.5. - "A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", 2013.
- [20] Shima, H.; Chou, L.-L.; Okamura, H. – "Micro and macro models for bond in reinforced concrete". *Journal of the Faculty of Engineering*, U. Tokyo 39(2), pp. 133–194, 1987.

Uma nova metodologia para a distribuição ótima de dissipadores em edifícios altos

A new methodology for the optimal distribution of dampers on tall buildings

Isabel Brás
Luís Guerreiro

Resumo

O uso de dissipadores viscosos para o controlo da resposta sísmica de edifícios é uma solução eficaz e bem conhecida no meio técnico especializado. Um dos principais problemas na definição de uma solução com dissipadores viscosos é a determinação dos melhores locais para instalação dos dissipadores. Para melhorar a eficácia da solução, os dissipadores devem ser instalados entre os pisos onde a capacidade para dissipar energia é maior. No caso dos dissipadores viscosos, estes devem ser localizados entre os pisos onde são esperados maiores valores da velocidade relativa. Neste artigo é apresentado um novo método para a identificação dos locais mais favoráveis para a instalação dos dissipadores, baseado na avaliação do valor esperado da velocidade relativa entre pisos. De acordo com este método, as melhores localizações dependem não só das características dinâmicas da estrutura mas também das características do sismo, já que a avaliação é feita através de um parâmetro que mede a resposta sísmica da estrutura.

Abstract

The use of viscous dampers for the control of seismic displacements on buildings is an efficient and well known solution between the specialized engineers. One of the main problems in the viscous dampers solution definition is the choice of the best locations to install the dampers. To improve the solution's behavior, the dampers must be placed between storeys, where the dissipation capacity is higher. When using viscous dampers, these must be placed between the storeys where the higher values of relative velocity are expected. In this paper a new methodology for the definition of the most favorable locations for the dampers installation based on the assessment of the expected values of the relative velocity is presented. According to this methodology, the best locations depend not only on the structural dynamic properties but also of the seismic characteristics.

Palavras-chave: Dissipadores viscosos / Edifícios altos / Controlo de deslocamentos

Keywords: Viscous dampers / Tall buildings / Displacement control

Isabel Brás

IST
Lisboa, Portugal
isabel.bras@ist.utl.pt

Luís Guerreiro

Professor Associado
IST
Lisboa, Portugal
luis.guerreiro@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.

BRÁS, I. [et al.] – Uma nova metodologia para a distribuição ótima de dissipadores em edifícios altos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 43-50.

1 Enquadramento

A ação sísmica é uma das forças da natureza com maior capacidade de destruição. Muitas vezes associada a efeitos secundários, como tsunamis e incêndios, é do conhecimento comum que, se não forem tomadas medidas preventivas adequadas, pode levar a grandes perdas, quer sociais quer económicas.

Os sistemas de proteção sísmica, nos quais se incluem os sistemas de dissipação de energia, são dispositivos que contribuem para melhorar o desempenho das estruturas face à ação do sismo, evitando ou atenuando, dessa forma, a ocorrência de danos excessivos.

1.1 Sistemas de proteção sísmica

As técnicas de proteção sísmica podem classificar-se como ativas, passivas ou, ainda, semiativas, consoante a necessidade ou não de fornecer energia para o seu funcionamento.

Os sistemas ativos são os mais exigentes em termos de quantidade de energia a fornecer para controlar o movimento da estrutura. Por sua vez, os sistemas de proteção passivos são mais simples de aplicar que os anteriores e, contudo, bastante eficazes. Os sistemas de dissipação de energia (dissipadores de energia) e o isolamento de base são alguns exemplos de sistemas de proteção passivos.

Atualmente, os sistemas de dissipação de energia parecem ser uma das técnicas mais conhecidas [1]. São dispositivos que, ao dissiparem a energia do sismo, provocam uma diminuição dos deslocamentos nas estruturas, melhorando, assim, o desempenho das mesmas face à ação sísmica. Estes sistemas podem apresentar três tipos diferentes de comportamento: dissipadores do tipo histerético, do tipo viscoso e do tipo viscoelástico.

1.2 Metodologias de otimização em altura

Nos anos mais recentes, a problemática da otimização da distribuição em altura de dissipadores de energia em edifícios tem vindo a ser estudada [2] [3] [4]. No entanto, não existe ainda uma metodologia que possa ser considerada preponderante relativamente a outras.

De facto, as técnicas de otimização em altura têm por base alguns pressupostos e simplificações que fazem com que algumas das metodologias só sejam aplicáveis a casos de estudo específicos. Por outro lado, há métodos cuja implementação prática é difícil de levar a cabo devido à elevada complexidade computacional. Relativamente a este aspeto, salienta-se a importância de perceber se a complexidade inerente a estes métodos mais sofisticados conduz a soluções em que o desempenho das estruturas seja melhor que o dos métodos com aplicação mais simples [2].

Idealmente, toda a metodologia de distribuição ótima de dissipadores deve cumprir três condições: simplicidade, aplicabilidade e eficiência [5]. Num processo de dimensionamento de uma solução com dissipadores são colocadas à partida duas questões essenciais: i) irão ser aplicados dissipadores todos iguais ou não; ii) irão ser aplicados dissipadores entre todos pisos (solução uniforme) ou não. Neste trabalho admitiu-se que serão aplicados dissipadores iguais em todas as localizações. Relativamente à segunda questão, se a opção

for aplicar dissipadores somente entre alguns dos pisos, um novo problema surge: quais as melhores localizações para a aplicação deste número mais reduzido de dissipadores.

A metodologia apresentada neste trabalho permite ordenar as possíveis localizações em função da sua potencial capacidade de dissipar energia. Esta capacidade é avaliada com base no valor esperado da velocidade relativa entre pisos para uma determinada ação sísmica. Deste modo a solução obtida depende da ação considerada.

A avaliação da velocidade relativa é feita com base nas configurações modais obtidas através de uma análise modal clássica. Esta opção torna os resultados independentes do amortecimento considerado e da forma como os dissipadores são distribuídos. Os autores consideram que esta restrição não invalida a aplicação desta metodologia para definição de uma solução inicial, carecendo sempre de uma análise rigorosa da solução a definir.

2 Dissipadores viscosos e energia dissipada

2.1 Modo de funcionamento

O funcionamento dos dissipadores do tipo viscoso baseia-se na compressão e circulação de um fluido no dissipador. Na Figura 1 [6] representam-se de forma esquemática as várias fases do funcionamento de um dissipador deste tipo.

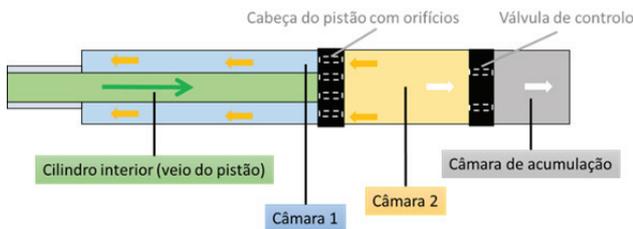


Figura 1 Modo de funcionamento de um dissipador viscoso [6]

O movimento do dissipador inicia-se quando a ação sísmica força o pistão para o interior do cilindro e, desta forma, a câmara 2 fica comprimida – seta a verde. De seguida, até a força de compressão na câmara 1 e na câmara 2 se igualarem, o fluido passa pelos orifícios na cabeça do pistão – setas a laranja. De modo a controlar o ressalto do fluido para montante, existe uma válvula de controlo que, quando necessário, liberta o fluido para uma câmara de acumulação – setas a branco.

2.2 Força de dissipação

A força num dissipador do tipo viscoso varia unicamente com a velocidade relativa entre as extremidades do dissipador (v). Esta relação é dada por (1) [7]:

$$F = C|v|^\alpha \text{sign}(v) \quad (1)$$

em que o parâmetro α depende das características do fluido e a constante C varia com as dimensões e geometria do aparelho (designam-se por dissipadores lineares quando $\alpha = 1$).

Desta forma, a força de dissipação resulta do movimento relativo entre os pontos aos quais estão ligadas as extremidades do dissipador. Dado que a solução mais tradicional é ligar os dissipadores em dois pisos consecutivos, a força de dissipação depende do movimento relativo entre pisos.

2.3 Medida da energia dissipada

A energia dissipada em cada ciclo de um dissipador do tipo viscoso é proporcional ao quadrado da velocidade relativa entre as suas extremidades [6]. Como consequência, assume-se que uma forma de avaliar a capacidade de dissipar energia de uma determinada localização pode ser feita com base na estimativa do valor esperado do quadrado da velocidade relativa entre as extremidades do dissipador ($E[V^2(t)]$).

Assumindo um dissipador com as extremidades ligadas a dois pisos consecutivos, o valor de $E[V^2(t)]$ pode ser estimado para um determinado piso i através da expressão (2) [6].

$$E[V_i^2(t)] = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{v_i}(w) dw \quad (2)$$

em que S_v é a Função de Densidade Espectral de Potência (espectro de potência) de velocidades relativas entre pisos, calculada para o piso i (velocidade relativa entre o piso i e o piso $i - 1$).

Por sua vez, S_v depende do espectro de potência da ação (S_a) e das características dinâmicas da própria estrutura. Esta relação é expressa em (3) [8].

$$S_{v_i}(w) = |H(w)|_i^2 S_a(w) \quad (3)$$

As características dinâmicas da estrutura estão explícitas na expressão da função de transferência de velocidades relativas entre pisos ($H(w)$), calculada para o piso i .

Por outro lado, uma vez que a deformação do dissipador é na direção do seu eixo, a função de transferência tem de ter em conta a inclinação do mesmo, por forma a que a velocidade relativa entre as extremidades seja calculada segundo a direção do dissipador. A função de transferência proposta nesta metodologia encontra-se expressa na equação (4) [6].

$$H(w)_i = \sum_n -FP_n \phi_{d_i}^{rel} \frac{-(2\xi \rho_n w^2) - w(\rho_n^2 - w^2)i}{(\rho_n^2 - w^2)^2 + (2\xi \rho_n w)^2} \quad (4)$$

em que:

FP_n é o fator de participação modal do modo de vibração n ;

ξ é o coeficiente de amortecimento da estrutura;

ρ_n é a frequência angular de vibração do modo n ;

w é a frequência angular.

A definição da grandeza $\phi_{d_i}^{rel}$ está esquematizada na Figura 2 e é expressa pela equação (5) [6].

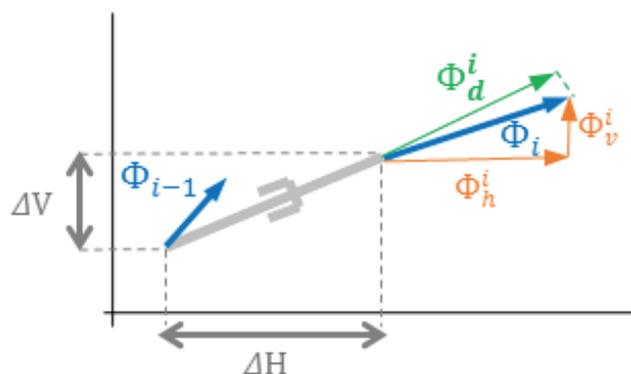


Figura 2 Parcela do vetor configuração modal segundo a direção do dissipador ϕ_{di}^{rel} [6]

$$\phi_{di}^{rel} = \frac{(\phi_h^i - \phi_h^{i-1})\Delta H + (\phi_v^i - \phi_v^{i-1})\Delta V}{\sqrt{\Delta H^2 + \Delta V^2}} \quad (5)$$

em que:

ϕ_h e ϕ_v são, respetivamente, as parcelas do deslocamento horizontal e vertical do vetor configuração modal ϕ ; e ΔH e ΔV são a projeção do comprimento do dissipador, respetivamente, na direção horizontal e vertical.

É importante salientar que, apesar de se ter referido a ligação como sendo entre dois pisos consecutivos, se percebe pela análise da expressão obtida anteriormente que a estimativa da energia dissipada é possível para outra forma de ligação dos dissipadores.

3 Metodologia de cálculo

As etapas que se propõem nesta metodologia para a determinação da distribuição ótima de dissipadores são as seguintes:

1. Definir o espectro de potência da ação (S_a);
2. Definir a função de transferência para cada posição a testar ($H(w)$);
3. Obter o espectro de potência da resposta em velocidades relativas para cada posição a testar (S_v);
4. Calcular o valor esperado do quadrado da velocidade relativa para cada posição a testar ($E[V^2(t)]$);
5. Ordenar os valores de $E[V^2(t)]$.

Uma vez ordenados os valores da velocidade relativa em cada posição, ficam conhecidas, dessa forma, as posições ótimas para colocar os dissipadores, isto é, consegue-se definir a distribuição ótima de dissipadores, que será a que contém as localizações onde o valor de $E[V^2(t)]$ é mais elevado.

Fica claro que a distribuição ótima nesta metodologia resulta da análise da estrutura sem dissipadores, não dependendo, por isso, do número nem das características dos dissipadores que se pretende instalar. Depende apenas da forma de ligação dos dissipadores que, por norma, é condicionada pela arquitetura do edifício.

Neste sentido, embora as localizações ótimas fiquem bem definidas a partir da especificação das grandezas necessárias no final de cada etapa, é de salientar a importância de, numa última fase, se verificar, o desempenho da solução ótima encontrada.

Para o efeito torna-se necessário proceder a uma avaliação da resposta da estrutura, tendo em conta o número e o tipo de dissipadores que se pretende colocar.

Assinala-se, contudo, que as localizações ótimas previamente determinadas no método aqui apresentado não dependem desta avaliação, a qual apenas consiste numa verificação posterior à aplicação do método.

4 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

4.1 Apresentação dos exemplos

Nesta secção são apresentados os resultados da aplicação desta metodologia a três pórticos planos com vinte pisos. Com base nos resultados obtidos foram estudadas soluções com um número de dissipadores inferior ao número de pisos, tendo-se optado por considerar soluções com 10 dissipadores (metade do número de pisos). Numa segunda fase fez-se uma comparação entre o desempenho da solução com 10 dissipadores e o desempenho da configuração uniforme de dissipadores em altura (um dissipador por piso).

Os dissipadores vão ser instalados entre dois pisos consecutivos e as estruturas em análise são denominadas A, B e C. O pórtico tipo para cada uma das estruturas encontra-se definido em [6] e é composto por quatro pilares, dispostos lateralmente, e uma parede central, simulada por um elemento de maiores dimensões.

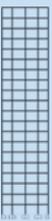
A largura do elemento central aumenta progressivamente da estrutura A para a estrutura C. Desta forma, o comportamento tipo parede vai sendo sucessivamente mais predominante da estrutura A para a estrutura C.

As características genéricas das estruturas encontram-se na Tabela I. Na Tabela II encontram-se as dimensões da parede central de cada uma das estruturas.

Tabela I Características genéricas dos exemplos de aplicação

Número de pisos	20
Espaçamento entre pisos	4 m
Espaçamento entre pórticos	5 m
Espessura da laje	0,20 m
Tipo de betão	C40/50
Pilares	0,80 × 0,80 m ²
Vigas	0,25 × 0,75 m ²

Tabela II Exemplos de aplicação

Estrutura	Elemento central	Imagem ilustrativa
A	0,80 × 0,20 m ²	
B	5,0 × 0,20 m ²	
C	10,0 × 0,20 m ²	

4.2 Energia dissipada

Os gráficos que mostram os resultados da medida da energia dissipada por piso para cada uma das estruturas A, B e C encontram-se, respetivamente, na Figura 3, Figura 4 e Figura 5 [6].

Nos gráficos são representados os valores esperados do quadrado da velocidade de cada piso normalizados ao valor máximo estimado para a estrutura em causa. Deste modo o valor máximo de cada gráfico é unitário.

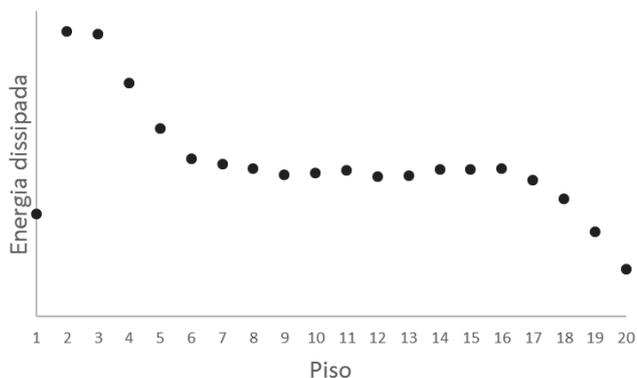


Figura 3 Energia dissipada por piso – estrutura A [6]

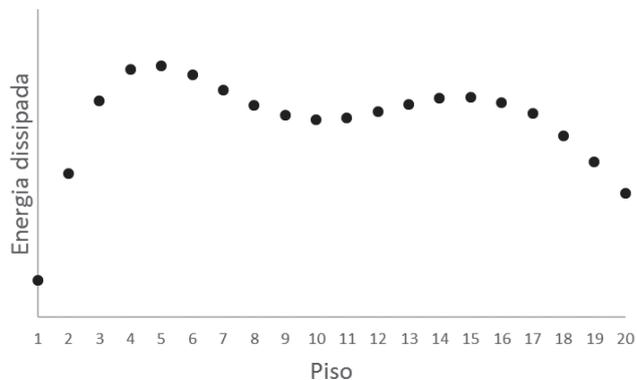


Figura 4 Energia dissipada por piso – estrutura B [6]

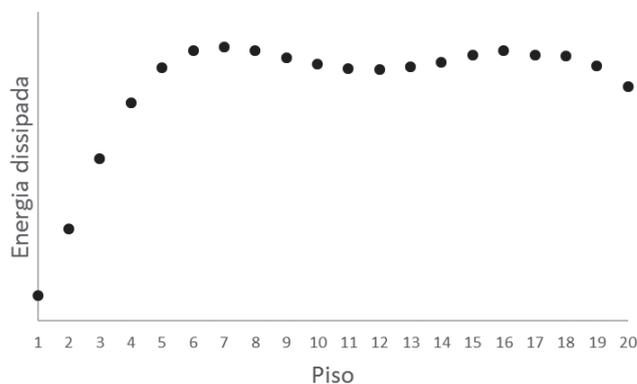


Figura 5 Energia dissipada por piso - estrutura C [6]

4.3 Distribuição ótima

A partir dos valores da medida da energia dissipada por piso obtiveram-se as distribuições das dez melhores posições em cada uma das estruturas.

As configurações ótimas resultantes da aplicação da metodologia estão assim representadas na Figura 6 [6].

Observa-se, pela figura, que as melhores localizações vão variando da estrutura A para a estrutura C, evoluindo de posições mais baixas para posições mais perto do topo da estrutura. Confirma-se, desta forma, o que era esperado, uma vez que esta variação acompanha a evolução global do comportamento da estrutura, revelando um aumento do comportamento tipo parede da estrutura A para a estrutura C. Observa-se também que a distribuição ótima contém duas zonas de distribuição distintas: uma zona com dissipadores em pisos mais baixos e outra zona em pisos mais elevados.

Conclui-se, assim, que a metodologia proposta obtém resultados em que o efeito do comportamento misto pórtico-parede da estrutura tem peso significativo, com as posições ótimas a deslocarem-se para pisos mais elevados à medida que se incrementa o comportamento tipo parede.

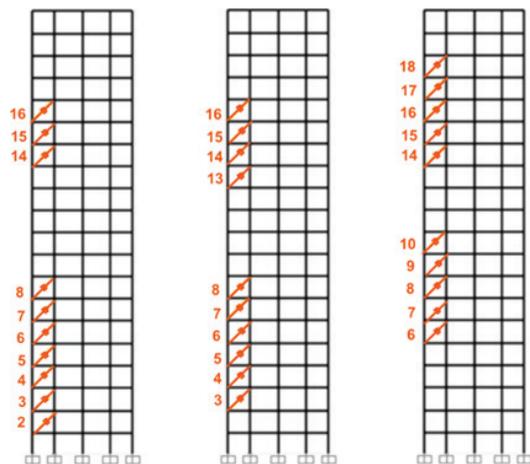


Figura 6 Distribuição ótima (10 dissipadores) – esquerda: A, centro: B; direita: C [6]

4.4 Avaliação da distribuição ótima face à distribuição uniforme

Numa última fase procedeu-se à avaliação do desempenho das distribuições obtidas em cada uma das três estruturas analisadas, conseguindo-se assim avaliar a eficácia da metodologia proposta.

Para o efeito avaliou-se a resposta das estruturas para duas situações distintas: aplicando a distribuição de 10 dissipadores localizados de acordo com a metodologia proposta e aplicando a distribuição uniforme (um por piso) de dissipadores.

Tendo por base pressupostos simplificativos relativamente aos custos dos dissipadores, comparou-se o desempenho das estruturas para o caso da distribuição uniforme com o desempenho para o caso da distribuição ótima, para igual custo global dos dissipadores em ambas as situações.

O custo associado a uma dada configuração de dissipadores foi estimado tendo em contas duas condições:

- Estabeleceu-se que para cada distribuição de dissipadores, estes são iguais em todos os pisos.
- Assumiu-se que os custos dos dissipadores variam com as dimensões dos mesmos.

Assumiu-se esta relação (custo-dimensões) como aproximadamente linear. Desta forma, como a constante C do dissipador é a grandeza que tem em conta a geometria do mesmo, assumiu-se que o custo de um dissipador varia linearmente com o valor dessa constante C .

Como consequência, ao se adotar que o custo dos dissipadores varia linearmente com a constante C de cada um, o valor utilizado como parâmetro representativo do custo total (C_{tot}), de uma distribuição de dissipadores, corresponde ao somatório dos valores das constantes C características de cada dissipador no número total de dissipadores (N), o que, uma vez que todos os dispositivos aplicados nos exemplos analisados, para uma dada distribuição, são iguais entre si, é dado pela expressão (6).

$$C_{tot} = N \times C \quad (6)$$

O parâmetro utilizado para avaliar a resposta da estrutura foi o deslocamento horizontal no topo. Este deslocamento resultou de uma análise não linear no domínio do tempo, procedendo-se à combinação da resposta, de modo a obter o valor médio da resposta máxima no tempo, de dez sismos artificiais compatíveis com a ação especificada no espectro de potência da ação. Para o efeito, utilizou-se o software *SAP2000* [9] recorrendo-se à opção *Time History – Non Linear*.

Para o caso da utilização de dissipadores do tipo linear, apresentam-se de seguida os resultados da avaliação da solução para as três estruturas A, B e C. Estes resultados encontram-se na Figura 7, na Figura 8 e na Figura 9, respetivamente.

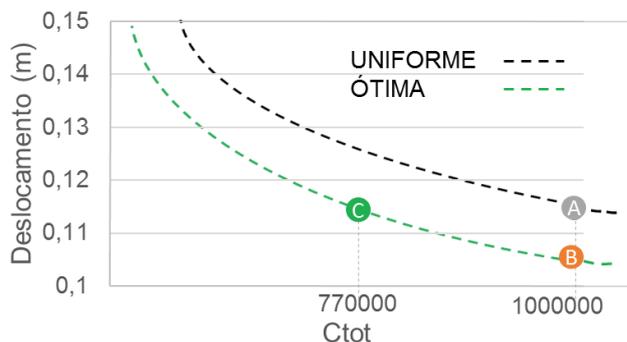


Figura 7 Comparação entre a distribuição ótima e a uniforme para a Estrutura A

A análise dos resultados permite as seguintes conclusões:

- comparando duas soluções com o mesmo custo (mesmo C_{tot}), verifica-se que a solução que corresponde a uma distribuição uniforme conduz a valores mais elevados do deslocamento estrutural (comparação entre os pontos A e B do gráfico);
- quando comparadas duas soluções com o desempenho semelhante em termos de controlo de deslocamentos (soluções A e C), verifica-se que a distribuição otimizada conduz a custo total inferior.

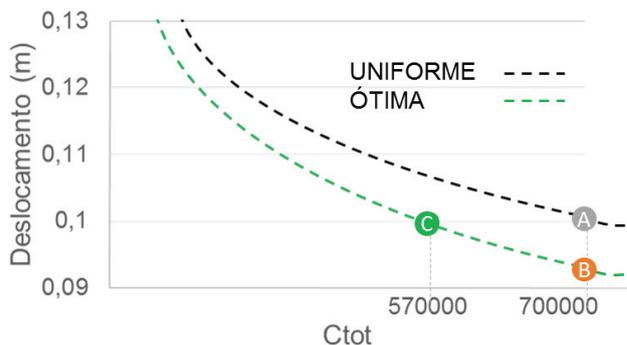


Figura 8 Comparação entre a distribuição ótima e a uniforme para a Estrutura B

Especificou-se um nível de desempenho a alcançar correspondente à redução do deslocamento horizontal no topo das estruturas para metade do valor desse deslocamento na situação das estruturas sem dissipadores (para amortecimento intrínseco de 2%) [6].

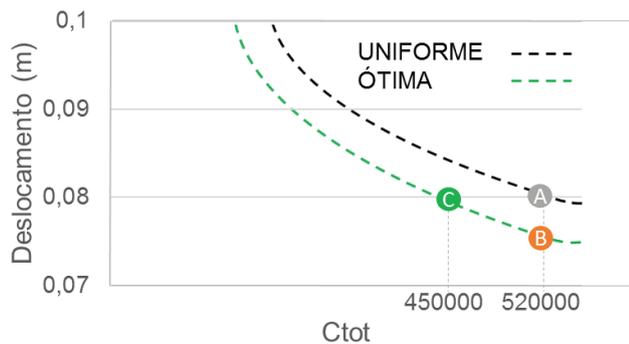


Figura 9 Comparação entre a distribuição ótima e a uniforme para a Estrutura C

Pela análise dos valores obtidos, verifica-se que a redução no parâmetro C_{tot} teve um valor médio no valor de 18% nas três estruturas analisadas.

5 Conclusões

A metodologia proposta define um método simples e com utilidade prática que permite determinar a distribuição ótima de dissipadores do tipo viscoso em edifícios altos. Da metodologia resultam distribuições ótimas que dependem essencialmente de dois parâmetros:

- das frequências com maior conteúdo energético em termos da ação sísmica local;
- das características dinâmicas da estrutura, avaliada sem dissipadores.

Uma vez que a energia dissipada se deve ao movimento relativo entre as extremidades dos locais onde os dissipadores são ligados, a característica dinâmica que mais influencia a determinação da energia dissipada é a diferença dos valores da configuração modal entre os locais onde se ligam os dissipadores ao edifício. Como consequência, os modos de vibração, normalmente associados a frequências mais altas, em que a configuração modal muda de sentido (zonas de inflexão) não devem ser à partida desprezados. [6]. Isto significa que na determinação da função de transferência, necessária para a determinação da estimativa da energia dissipada, também devem ser considerados modos de vibração elevados.

A metodologia, tendo em conta o valor esperado do quadrado da velocidade relativa entre as extremidades do dissipador, permite estimar a medida da energia dissipada em cada um dos locais de um edifício onde os dissipadores podem ser colocados. Após a ordenação destes locais por valor da energia dissipada é então possível escolher aqueles onde devem ser instalados os dissipadores.

Nesse sentido, a distribuição ótima propriamente dita só fica perfeitamente definida após esta ordenação dos valores da estimativa da energia dissipada, e, independentemente da aplicação do método apresentado, após a especificação do número de localizações pretendido. Por outro lado, a estimativa da distribuição ótima obtida é também independente do tipo de dissipador aplicado, uma vez que é determinada pela análise da estrutura sem dissipadores. Como consequência, a avaliação do desempenho da distribuição ótima não é tida em conta de forma explícita na

determinação desta distribuição, e, por isso, deve ser realizada numa fase final.

Desta forma, a uma estrutura, sujeita a uma determinada ação sísmica, corresponde uma única configuração ótima em termos das melhores localizações (para um dado número fixo de localizações, escolhido independentemente da aplicação do método). No entanto, é possível e aconselhável, numa fase final e independente da abordagem de cálculo da metodologia aqui apresentada, testar o desempenho de diferentes tipos de soluções relativamente ao tipo de dissipador. Por exemplo, para as mesmas localizações ótimas, na avaliação do desempenho da solução, pode-se testar a resposta da estrutura com dissipadores do tipo linear ou não linear, não sendo forçoso que os dissipadores sejam do mesmo tipo e com as mesmas dimensões em toda a altura do edifício.

Nos exemplos apresentados foi testada a ligação mais tradicional, ou seja, os dissipadores foram ligados entre pisos consecutivos. No entanto, a metodologia proposta permite considerar outras formas de ligação (por exemplo ligar os pisos i e $i + 2$), uma vez que a expressão da medida da energia dissipada tem em conta a configuração modal para uma localização genérica.

Como daqui se conclui, a metodologia proposta, ao estimar para as diferentes localizações da estrutura a energia dissipada de forma independente do tipo de dissipador e não sendo necessário especificar *a priori* o número de localizações pretendidas, permite analisar um grande número de soluções práticas após a aplicação das diferentes etapas do método.

Referências

- [1] Buckle, Ian G. – *Passive control of structures for seismic loads*; The 12th World Conference on Earthquake Engineering, 2000.
- [2] Whittle, Jessica – *Strategic placement of viscous dampers for seismic structural design*, Tese de Doutoramento, Universidade de Oxford, 2011.
- [3] Lopez-Garcia D. – *A simple method for the design of optimal damper configurations in MDOF structures*; *Earthquake Spectra*, 17(3): 387–398, 2001.
- [4] Takewaki – *The optimal damper placement for minimum transfer functions*; *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26, 1113-1124, 1997.
- [5] Lopez-Garcia; Soong – *Efficiency of a simple approach to damper allocation in MDOF structures*; *Journal of Structural Control*, 9: 19–30, 2002.
- [6] Brás, Isabel – *Otimização da distribuição de sistemas de dissipação de energia em edifícios altos*; Dissertação de Mestrado, 2015.
- [7] Guerreiro, Luís – *Sistemas de Dissipação de Energia*; Apontamentos da disciplina de Dinâmica e Engenharia Sísmica do Mestrado em Engenharia de Estruturas do IST, 2003.
- [8] Guerreiro, Luís – *Ação sísmica*; Apontamentos da disciplina de Engenharia Sísmica de Pontes do Mestrado em Engenharia de Estruturas do IST, 2011.
- [9] CSI – *Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, SAFE® and CSiBridge™*, Computers and Structures, Inc, 2011.

Períodos de recorrência de sismos para Portugal continental: uma análise crítica

Recurrence interval for great earthquakes in mainland Portugal: a critical overview

Alexandra Carvalho
Nuno Malfeito

Resumo

Nos estudos probabilísticos para avaliação da perigosidade sísmica, são estabelecidas zonas de geração sísmica (zonas sismogénicas), representando regiões que partilham as mesmas características sismológicas, tectónicas e geológicas e definidas as relações entre a frequência com que aí ocorrem os sismos e as respetivas magnitudes, num dado período de tempo.

Em 2006, para o Anexo Nacional do Eurocódigo 8, foram consideradas e caracterizadas 11 zonas sismogénicas para Portugal continental, adaptadas de estudos previamente elaborados em 1996.

Entre 2008 e 2009, no âmbito dos projetos ERSTA e SHARE, foram propostas novas zonas sismogénicas, e estimados os respetivos parâmetros da lei de frequência - magnitude.

Estas diferentes propostas resultaram em diferentes mapas de perigosidade sísmica para Portugal continental. O presente trabalho visa clarificar algumas questões, fazendo uma análise comparativa da lei frequência - magnitude estimada para as diferentes zonas sismogénicas e analisando as suas implicações nos períodos de recorrência dos sismos de maior magnitude.

Abstract

Seismic source zones, and its characterization, have major impact in Probabilistic Seismic Hazard Analyses (PSHA).

In 2006, a model with eleven seismogenic zones was considered to re evaluate the seismic hazard for Mainland Portugal, supporting decisions for the seismic zonation map presented in the Portuguese Annex of Eurocode 8.

Between 2008 and 2009, in the aim of projects ERSTA and SHARE, there were alternative area source models developed, together with the estimate of activity rates parameters and magnitude distribution. These different proposals (although not by itself but together with ground motion prediction equations assumptions) result in quite different seismic hazard levels, leading to a need, among decision makers, to understand the origin of such differences.

In this work the earthquake activity rates, b-values and magnitude distribution for the mentioned source zones proposals are analysed, with particular emphasis on its implications for the recurrence period of large seismic events.

Palavras-chave: Zonas sismogénicas / Perigosidade sísmica / Portugal continental / Períodos de retorno

Keywords: Seismic source zones / Seismic hazard / Mainland Portugal / Recurrence intervals

Alexandra Carvalho

Investigadora Auxiliar
LNEC
Lisboa, Portugal
xana.carvalho@lneec.pt

Nuno Malfeito

Engenheiro Civil
Lisboa, Portugal
nunomalfeito@hotmail.com

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.

CARVALHO, A [et al.] – Períodos de recorrência de sismos para Portugal continental: uma análise crítica. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 51-62.

1 Introdução

Nos estudos probabilísticos para avaliação da perigosidade sísmica para Portugal, que aplicam a metodologia introduzida por Cornell [1] e em que os resultados são expressos em termos da probabilidade de excedência de determinado nível de movimentos do solo, durante um determinado período de exposição, são estabelecidas regiões que partilham as mesmas características sismológicas, tectónicas e geológicas, habitualmente referidas como zonas de geração sísmica, zonas sismogénicas ou áreas-fonte. Neste contexto, uma zona de geração sísmica representa uma região da crosta aproximadamente homogénea, no que respeita às distribuições que caracterizam a sua atividade sísmica. Para cada zona é definida a relação entre a frequência com que aí ocorrem os sismos e as respetivas magnitudes, num dado período de tempo (distribuição de magnitudes). Esta relação pode ser expressa pela lei de Gutenberg-Richter [2], que estabelece uma dependência linear entre o logaritmo da frequência de ocorrências de sismos e as suas magnitudes:

$$\log N(m) = a - bm \Leftrightarrow N(m) = 10^{a-bm} = \exp(\alpha - \beta m), \alpha = a \ln 10 \text{ e } \beta = b \ln 10 \quad (1)$$

em que $N(m)$ é a taxa média anual de eventos com magnitude superior ou igual a m que ocorre na região analisada, a é a atividade sísmica da zona, sendo 10^a a média anual de sismos de magnitude maior ou igual a zero, e b é o coeficiente que descreve a taxa relativa de ocorrência entre sismos de maior e menor magnitude em cada zona.

Assumindo que i) as grandezas de eventos sucessivos de uma dada zona são independentes, ii) os sismos com magnitude inferior a m_0 que ocorrem nessa zona não são relevantes para o cálculo da perigosidade sísmica (por exemplo, por não causarem danos estruturais relevantes) e iii) em cada zona existe um valor máximo de magnitude, m_{\max} , que não pode ser ultrapassado, então $N(m)$ pode escrever-se como (lei de Gutenberg-Richter truncada) [3]:

$$N(m) = \exp(\alpha - \beta m_0) \frac{\exp[-\beta(m - m_0)] - \exp[-\beta(m_{\max} - m_0)]}{1 - \exp[-\beta(m_{\max} - m_0)]}, m_0 \leq m \leq m_{\max} \quad (2)$$

Estas relações de frequência-magnitude caracterizam o comportamento sísmico da região e são elementos fundamentais para estimar a perigosidade sísmica e intervalos de recorrência (períodos de retorno) associados a dada magnitude.

Naturalmente, os valores que caracterizam cada zona sismogénica considerada estão fortemente condicionados aos dados sísmicos existentes, ou seja, ao catálogo sísmico e aos dados de paleossismicidade que possam existir e complementar o catálogo.

A análise do catálogo sísmico constitui, assim, uma primeira e fundamental etapa para a estimativa das taxas de ocorrência das zonas de geração, sendo essencial estimar o período de plenitude (exaustividade), isto é, o intervalo de tempo para o qual o catálogo se encontra completo, para as diferentes magnitudes. Esta necessidade advém da heterogeneidade do catálogo sísmico, não só por este espelhar a história da rede sísmica (quantidade, localização,

qualidade das estações sísmicas), mas também porque os registos históricos estão incompletos, condicionados à magnitude do evento, importância das localidades afetadas e densidade populacional da época.

A delimitação das áreas-fontes reveste-se, também, de subjetividade podendo-se dar maior relevância a critérios sísmicos (distribuição epicentral dos sismos e suas magnitudes), tectónicos (existência de estruturas tectónicas ativas), geológicos (tipo de crosta e sua reologia) e /ou estatísticos (quantidade de dados de modo a que a amostra seja estatisticamente significativa).

Em 2006, e decorrente da preparação do Anexo Nacional do Eurocódigo 8 [4], foram consideradas e caracterizadas 11 zonas sísmogénicas para Portugal continental, adaptadas de estudos previamente elaborados em 1996.

No ano de 2008, no âmbito do projeto ERSTA – Estudo do Risco Sísmico e de Tsunamis do Algarve (2008-2011) promovido pela Autoridade Nacional de Proteção Civil (ANPC), o Instituto Português do Mar e da Atmosfera (IPMA) procedeu à revisão do catálogo sísmico do Continente. Esta revisão, aliada aos estudos de neotectónica desenvolvidos no âmbito do projeto, permitiu redesenhar e propor novas zonas sísmogénicas, para as quais se procedeu à estimativa dos parâmetros da lei de frequência-magnitude.

Paralelamente, e no contexto do projeto europeu SHARE – Seismic Hazard Harmonization in Europe (2009-2013), foram propostas zonas sísmogénicas para o território português e definidas as taxas de atividade e distribuição de magnitudes respetivas.

A consideração de diferentes catálogos sísmicos e o seu tratamento diferenciado por parte dos diversos grupos de trabalho, assim como os critérios para a delimitação das zonas sísmogénicas, originaram diferentes estimativas da relação de frequência-magnitude. Como se mostrará nas secções seguintes, estas traduzem-se em diferenças nos intervalos de recorrência para magnitudes de interesse e, conseqüentemente, em diferentes níveis de perigosidade sísmica para o território português.

A SPES, Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, espelhando a inquietude existente na comunidade científica face às diversas expressões da perigosidade sísmica em Portugal, e consciente da necessidade de um consenso perante os agentes decisores, considerou urgente a realização de um estudo criterioso acerca das opções tomadas, nos diferentes estudos, e suas implicações. É neste contexto que surge este trabalho, que pretende fazer uma análise crítica dos resultados obtidos nos diferentes estudos e das suas implicações, ao nível dos períodos de retorno, para sismos de maior magnitude. É o início de um trabalho que continuará ao longo dos próximos meses, e que constitui um ponto de partida para a criação de um grupo de trabalho nacional, cujo intuito é o de discutir os diversos aspetos relevantes nos estudos de perigosidade sísmica (catálogo sísmico e seu tratamento, zonas sísmogénicas e seus parâmetros, metodologias probabilísticas e leis de previsão dos movimentos do solo) e, quem sabe, chegar a um consenso para o mapa da perigosidade sísmica para Portugal continental.

2 Zonas sísmogénicas e seus parâmetros

Como referido, existem três propostas de delimitação de zonas sísmogénicas e respetivas características, que se considerou serem de maior relevância para Portugal continental: i) a que deu origem ao zonamento sísmico do Anexo Nacional do Eurocódigo 8, aqui intitulada de “Modelo EC8”; ii) a que resultou no âmbito do projeto ERSTA, aqui intitulada de “Modelo ERSTA” e iii) a considerada no projeto europeu SHARE, aqui intitulada de “Modelo SHARE”. As secções seguintes apresentam os mapas das zonas e respetivos parâmetros, da inteira responsabilidade dos autores dos trabalhos mencionados, não se pretendendo avaliar as metodologias utilizadas para a estimativa dos parâmetros mas, simplesmente, analisar as implicações desses resultados.

2.1 Modelo EC8

Para a preparação dos Anexos Nacionais do Eurocódigo 8, mais concretamente no que se refere à apresentação de um mapa de zonamento sísmico, a perigosidade sísmica foi avaliada considerando o modelo de zonas de geração de Sousa [5]. Os parâmetros que as caracterizam foram obtidos depois do estudo da exaustividade, do catálogo, considerando os sismos com magnitude igual ou superior a 3,5 [6]. O modelo proposto considera 11 zonas sísmogénicas (Figura 1), apresentando-se os respetivos parâmetros na Tabela I.

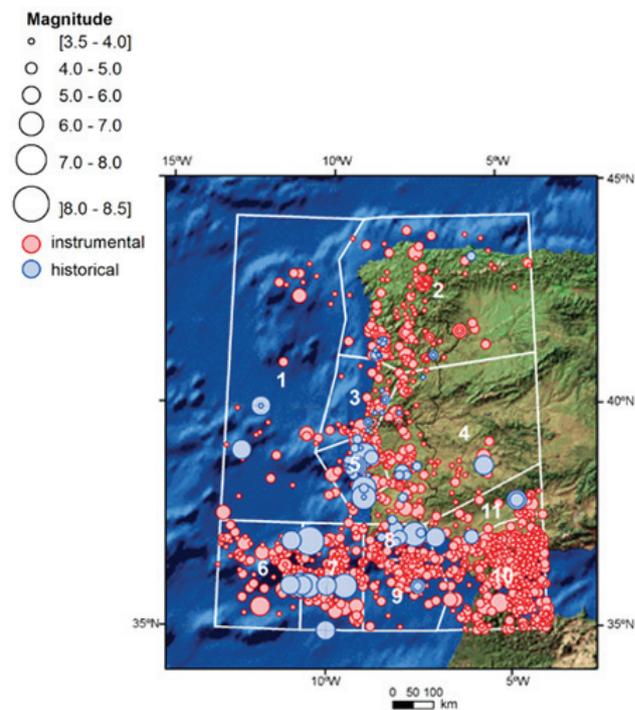


Figura 1 Mapa Epicentral, e zonas sísmogénicas consideradas no Modelo EC8 [5]

Tabela I Parâmetros definidores das zonas sísmicas consideradas no modelo EC8 (adaptado de [5])

Zona	a^*	b	M_{max}
1	2,15	0,68	7,0
2	2,39	0,66	6,0
3	2,64	0,86	5,6
4	2,94	0,82	7,0
5	2,41	0,71	7,2
6	2,54	0,72	7,5
7	2,70	0,72	8,8
8	2,55	0,77	7,8
9	2,98	0,81	7,1
10	3,53	0,79	6,2
11	2,68	0,84	7,0

* Definido para $m = 0$

2.2 Modelo ERSTA

No âmbito do projeto "Estudo do Risco Sísmico e de Tsunamis do Algarve (ERSTA)", financiado pela Autoridade Nacional de Proteção Civil, foi realizado um trabalho concertado de várias entidades nacionais que, após a revisão da informação sísmica, tectónica e geológica da região algarvia, permitiu redesenhar as zonas sismogénicas (15 zonas) que potencialmente afetam a região do Algarve [7]. Visando considerar a perigosidade sísmica para a totalidade do território continental, e no âmbito de outros estudos locais [8], foram definidas mais 4 zonas sismogénicas, modeladas por áreas de grandes dimensões devido à dificuldade em relacionar os epicentros com as falhas cartografadas na carta neotectónica. Foi realizado um estudo de exaustividade [9] do novo catálogo sísmico, revisto pelo IPMA, e determinados os parâmetros que caracterizam estas zonas [8,9,10] e que são apresentados na Tabela II.

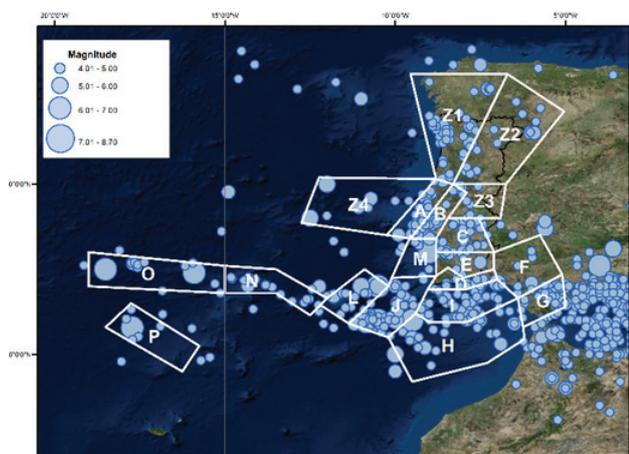


Figura 2 Zonas sismogénicas consideradas no projeto ERSTA (A a P) [7] e complementadas por outros estudos locais (Z1 a Z4) [8].

Tabela II Parâmetros definidores das zonas sísmicas consideradas no modelo ERSTA [10]

Zona	a	b	M_{max}
A	3,41	0,96	6,0
B	3,03	0,79	7,1
C	3,12	0,89	6,0
D	2,27	0,75	7,0
E	2,68	0,98	5,6
F	2,88	0,97	6,0
G	3,98	1,07	5,4
H	2,14	0,64	7,5
I	2,99	0,76	7,0
J	2,44	0,62	8,7
L	2,75	0,82	7,0
M	1,63	0,62	7,2
N	4,00	1,12	5,1
O	2,04	0,67	8,2
P	0,92	0,51	8,1
Z1	3,56	0,98	5,6
Z2	3,86	1,07	5,7
Z3	3,12	1,09	5,0
Z4	1,68	0,62	7,0

2.3 Modelo SHARE

O projeto FP7 SHARE teve como objetivo a produção de um mapa de referência da perigosidade sísmica na Europa, que constituísse uma base para uma revisão dos Anexos Nacionais do Eurocódigo 8, dos vários países europeus.

Nesse âmbito, foram propostas várias zonas sismogénicas e, numa perspetiva integradora e de homogeneização do modelo por toda a Europa, determinados os parâmetros a e b da lei de Gutenberg-Richter, assim como as magnitudes máximas, M_{max} , das zonas. Neste projeto, foram atribuídos até um máximo de quatro valores para a magnitude máxima a considerar, fazendo-se um incremento de 0,2 unidades a um valor base [11]. Para zonas consideradas de baixa sismicidade em zonas continentais estáveis o valor base foi de 6,5 e, para as restantes zonas, o valor base foi definido como o maior valor entre o maior valor reportado no catálogo e a magnitude máxima esperada considerando as falhas existentes e tendo em conta a respetiva incerteza. Os restantes valores foram obtidos com incrementos de 0,2.

No presente trabalho apenas se consideraram as zonas definidas para Portugal continental, apresentadas na Figura 3, e cujos parâmetros se apresentam na Tabela III. Apresentam-se, também, os valores mínimos e máximos considerados para a magnitude máxima, $M_{max,min}$ e $M_{max,max}$, respetivamente, bem com o valor médio considerado, $M_{max,med}$.

Tabela III Parâmetros definidores das zonas sísmicas consideradas no modelo SHARE [11]

Zona	a	b	$M_{max,min}$	$M_{max,max}$	$M_{max,med}$
0	2,33	1	6,5	7,4	7,0
242	3,3	1	6,5	7,4	7,0
243	2,1	0,8	7,0	7,6	7,3
244	3,3	0,9	7,0	7,6	7,3
245	3,0	1	6,5	7,4	7,0
246	3,4	1	7,0	7,6	7,3
247	4,3	1	6,8	7,7	7,3
248	4,3	1	8,5	8,8	8,7
249	3,1	1	7,0	7,6	7,3
250	3,6	1	6,5	7,4	7,0
251	3,4	0,9	7,0	7,6	7,3
252	3,3	0,8	8,5	8,8	8,7
253	4,0	0,9	8,5	8,8	8,7
254	3,5	1	6,8	7,7	7,3
255	3,3	1	7,0	7,6	7,3
262	3,5	1	7,0	7,6	7,3

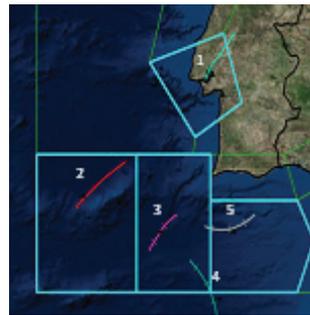


Figura 3 Zonas sísmogénicas para Portugal continental, propostas no âmbito do projeto SHARE [11]

3 Implicações nos estudos de perigosidade sísmica

Os três modelos foram analisados para a zona do Vale Inferior do Tejo, margem SW Ibérica e zona do Golfo de Cádiz, sendo apresentadas na Figura 4 as estruturas tectónicas consideradas relevantes e respetivas zonas, para cada um dos modelos. A saber, a zona do Vale Inferior do Tejo, o Banco de Gorringe, a Falha da Ferradura, o Banco de Portimão e a zona do Golfo de Cádiz.

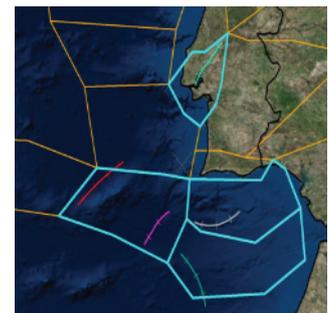
Far-se-á a comparação dos valores da lei de Gutenberg-Richter (G-R), utilizando os parâmetros propostos nos vários modelos, e determinar-se-ão os períodos de retorno para várias magnitudes consideradas de interesse do ponto de vista da engenharia.



Modelo EC8



Modelo ERSTA



Modelo SHARE

Figura 4 Zonas sísmogénicas dos vários modelos analisados, e indicação das estruturas sísmogénicas consideradas mais relevantes. 1-Falha Vale Inferior do Tejo; 2-Banco de Gorringe; 3-Falha da Ferradura; 4-Golfo de Cádiz; 5-Banco de Portimão. A georreferenciação das estruturas é a que consta da base de dados do projeto SHARE [12]

Refira-se que, uma vez que o modelo SHARE apresenta diversas magnitudes máximas, na realização do presente trabalho foi adotado o valor médio das magnitudes máximas, apresentando-se também a gama de valores previstos considerando o valor mínimo e o valor máximo da magnitude máxima, $M_{max,min}$ e $M_{max,max}$, apresentados na Tabela III.

3.1 Zona do Vale Inferior do Tejo

A região do Vale Inferior do Tejo localiza-se na zona 5 do modelo EC8, na zona B do modelo ERSTA e na zona 251 do modelo SHARE. A Figura 5 apresenta a lei G-R para os 3 modelos analisados e as comparações dos respetivos parâmetros.

Para cada modelo foi determinada a magnitude esperada para 4 períodos de retorno (100, 475, 1000 e 5000 anos) e estimados os períodos de recorrência para as magnitudes 5,5, 6 e 7. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela IV.

Não foram observados valores discrepantes, entre os três modelos analisados, sendo que a maior diferença se verifica nos grandes

períodos de retorno ($> = 5000$ anos), para os quais o modelo SHARE estima valores de magnitude mais elevados, consequência do maior valor da magnitude máxima ($M_{\max,\max} = 7,6$) considerada no modelo. O maior valor de b no modelo SHARE, que faria com que os períodos de retorno para os sismos de maior magnitude fossem mais elevados, é compensado com o valor mais elevado da taxa de atividade atribuída a esta zona, por este modelo.

No geral, os modelos, apesar dos diferentes parâmetros, dão resultados semelhantes, não havendo diferentes implicações para a perigosidade sísmica para esta zona.

Tabela IV Esquerda: Magnitudes esperadas para diferentes Períodos de Retorno; Direita: período de recorrência para as magnitudes $M > = 5,5, 6$ e 7 na zona do Vale Inferior do Tejo

Períodos de retorno (anos)	100	475	1000	5000	Magnitude	$\geq 5,5$	≥ 6	≥ 7
EC8	6,1	6,8	7,0	7,1	EC8	33	83	1304
ERSTA	6,2	6,8	6,9	7,1	ERSTA	23	62	2003
SHARE	6,0	6,6	6,9	7,2	SHARE	36	107	1716
		6,5 - 6,7	6,7 - 7,0	6,9 - 7,4				1116-4244*

* Considerando valor mínimo $M_{\max,\min} = 7,1$

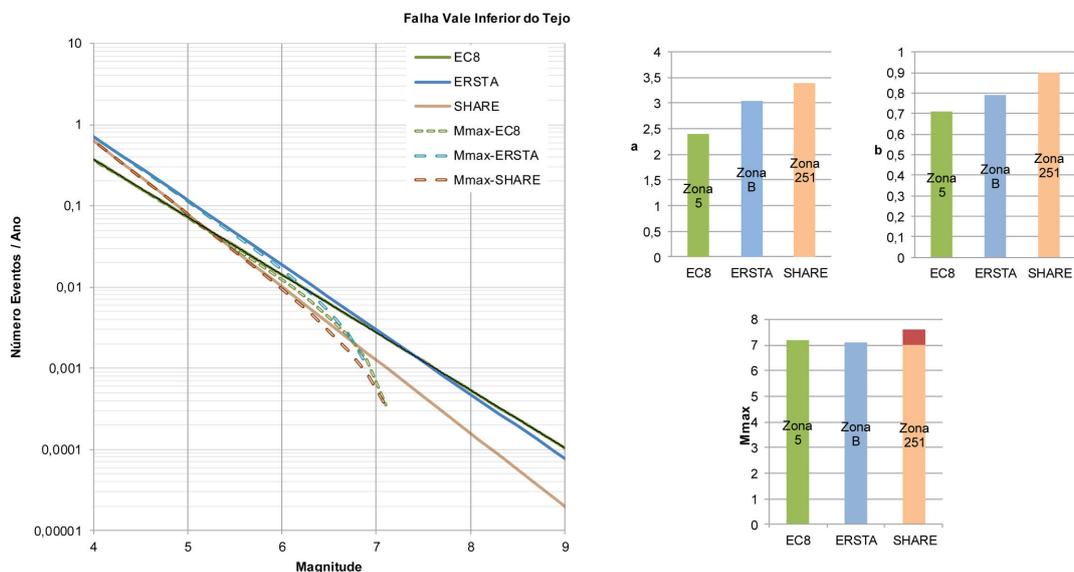


Figura 5 Esquerda: lei de G-R (traço simples) e lei de G-R truncada (a tracejado), para os três modelos analisados; Direita: valores de a , b e M_{\max} para as zonas onde se insere a zona do Vale Inferior do Tejo. No gráfico da magnitude máxima, M_{\max} , para o modelo SHARE apresenta-se a gama de valores entre o valor mínimo e o valor máximo da magnitude máxima

3.2 Falha da Ferradura

A Falha da Ferradura localiza-se na zona 7 do modelo EC8, na zona J do modelo ERSTA e na zona 253 do modelo SHARE (que inclui, também, o Banco de Gorringe). A Figura 6 apresenta a lei G-R para os 3 modelos analisados e as comparações dos respetivos parâmetros.

Para cada modelo foi determinada a magnitude esperada para 4 períodos de retorno (100, 475, 1000 e 5000 anos) e estimados os períodos de recorrência para as magnitudes 7, 8 e 8,4. Os resultados são apresentados na Tabela V.

O modelo SHARE apresenta os menores valores de magnitude para esta zona, para os períodos de retorno maiores que 475 anos, verificando-se grandes intervalos de recorrência para as magnitudes elevadas. O modelo ERSTA prevê as magnitudes mais elevadas para os diversos períodos de retorno e, conseqüentemente, menores períodos de recorrência para as magnitudes.

De assinalar os 550 e os cerca de 1700 anos previstos para sismos de magnitude 8 e 8,4, respetivamente, para o modelo ERSTA, contrastando com os cerca de 2100 e 9000 anos previstos pelo modelo SHARE. As diferenças são devidas aos valores de b , mais baixos no modelo ERSTA e mais elevados no modelo SHARE. Este último modelo considera, assim, uma menor relevância dos sismos de magnitude elevada, a serem originados nesta zona. As taxas de atividade muito mais elevadas no modelo SHARE do que nos outros dois modelos é consequência da grande área considerada no modelo SHARE, que inclui, para além da falha da Ferradura, o Banco de Gorringe, uma das áreas de maior libertação de energia na região em estudo, não sendo possível separar as contribuições destas duas estruturas tectónicas.

Tabela V Esquerda: Magnitudes esperadas para diferentes Períodos de Retorno; Direita: período de recorrência para $M \geq 7, 8$ e $8,4$ na Falha da Ferradura

Períodos de retorno (anos)	100	475	1000	5000	Magnitude	≥ 7	≥ 8	$\geq 8,4$
EC8	6,5	7,4	7,8	8,4	EC8	229	1594	4999
ERSTA	7,1	7,9	8,2	8,6	ERSTA	91	550	1768
SHARE	6,7	7,4	6,9	8,3	SHARE	206	2142	8990
				8,2 - 8,3			1958 - 2456	6443-19398

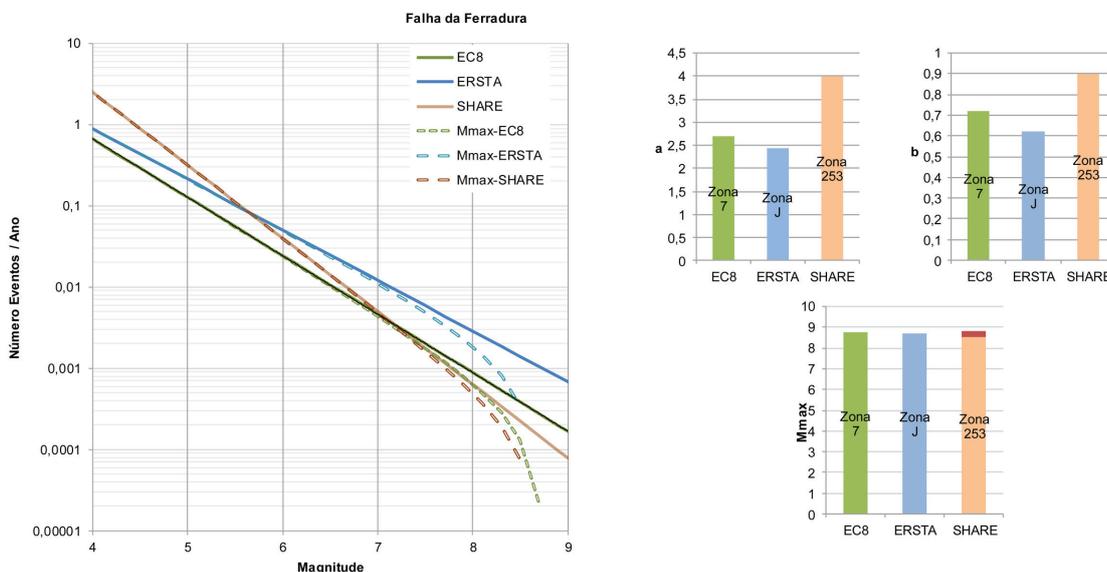


Figura 6 Esquerda: lei de G-R (traço simples) e lei de G-R truncada (a tracejado), para os três modelos analisados; Direita: valores de a , b e M_{max} para as zonas onde se insere a Falha da Ferradura. No gráfico da magnitude máxima, M_{max} , para o modelo SHARE apresenta-se a gama de valores entre o valor mínimo e o valor máximo da magnitude máxima

3.3 Zona do Golfo de Cádiz

A zona do Golfo de Cádiz localiza-se na zona 9 do modelo EC8, na zona H do modelo ERSTA e na zona 254 do modelo SHARE. A Figura 7 apresenta a lei G-R para os 3 modelos analisados e as comparações dos respetivos parâmetros.

Para cada modelo foi determinada a magnitude esperada para 4 períodos de retorno (100, 475, 1000 e 5000 anos) e estimados os períodos de recorrência para as magnitudes 6, 6,5 e 7. Os resultados são apresentados na Tabela VI.

Para esta zona, à semelhança da zona da Falha da Ferradura, são verificadas grandes diferenças, especialmente para os períodos de retorno elevados. O modelo SHARE apresenta valores de magnitude consideravelmente inferiores aos previstos pelo modelo ERSTA, apresentando grandes intervalos de recorrência nas magnitudes elevadas.

De assinalar os cerca de 400 anos previstos para um sismo de magnitude 7, com base no modelo ERSTA, contrastando com os cerca de 6500 anos previstos pelo modelo SHARE. Tal como na zona da Falha da Ferradura, tais diferenças devem-se aos valores de b , consideravelmente mais baixos no modelo ERSTA.

Tabela VI Esquerda: Magnitudes esperadas para diferentes Períodos de Retorno; Direita: período de recorrência para $M \geq 6, 6,5$ e 7 para o Golfo de Cádiz

Períodos de retorno (anos)	100	475	1000	5000	Magnitude	≥ 6	$\geq 6,5$	≥ 7
EC8	6,0	6,7	6,8	7,0	EC8	92	302	3048
ERSTA	6,3	7,0	7,2	7,4	ERSTA	59	144	445
SHARE	5,5	6,2	6,4	6,9	SHARE	343	1109	6590
		6,2 - 6,3	6,3 - 6,5	6,7 - 7,1			973 - 1828	3603 - 14022*

* Considerando valor mínimo $M_{\max, \min} = 7,1$

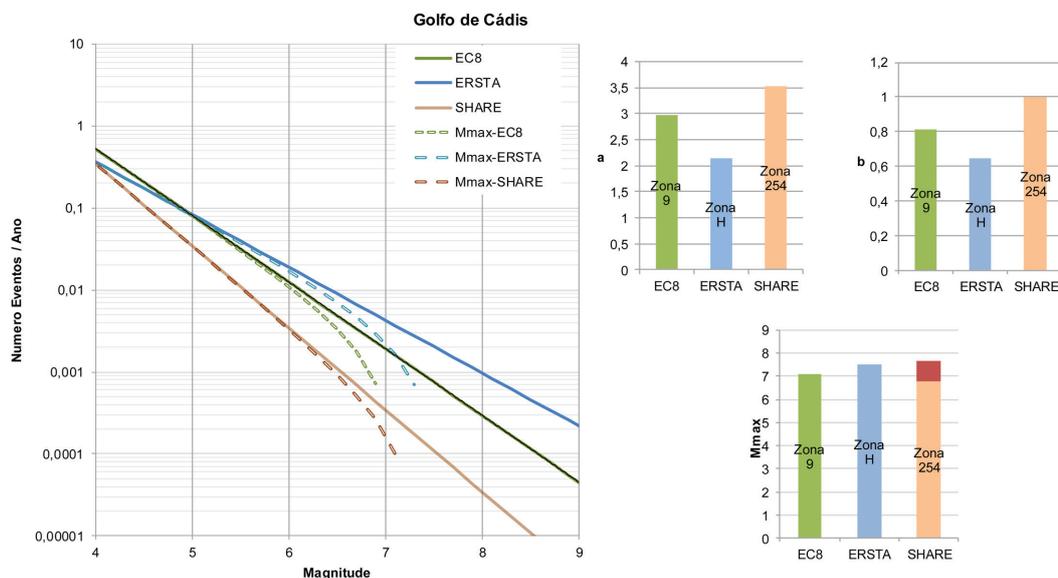


Figura 7 Esquerda: lei de G-R (traço simples) e lei de G-R truncada (a tracejado), para os três modelos analisados; Direita: valores de a , b e M_{\max} para as zonas onde se insere o Golfo de Cádiz. No gráfico da magnitude máxima, M_{\max} , para o modelo SHARE apresenta-se a gama de valores entre o valor mínimo e o valor máximo da magnitude máxima

3.4 Zona do Banco de Portimão

O Banco de Portimão localiza-se na zona 9 do modelo EC8, na zona I do modelo ERSTA e na zona 247 do modelo SHARE. A Figura 8 apresenta a lei G-R para os 3 modelos analisados e as comparações dos respetivos parâmetros.

Para cada modelo foi determinada a magnitude esperada para 4 períodos de retorno (100, 475, 1000 e 5000 anos) e estimados os períodos de recorrência para as magnitudes 6, 6,5 e 6,9. Os resultados são apresentados na Tabela VII.

Refira-se que a zona 9, do modelo EC8, contém também o Golfo de Cádiz, não sendo possível separar as contribuições destas duas estruturas tectónicas. Não foram observados valores discrepantes entre os três modelos analisados, sendo que a maior diferença se verifica nos grandes períodos de retorno, consequência da maior magnitude máxima considerada no modelo SHARE.

Tabela VII Esquerda: Magnitudes esperadas para diferentes Períodos de Retorno; Direita: período de recorrência para $M \geq 6, 6,5$ e $6,9$ no Banco de Portimão

Períodos de retorno (anos)	100	475	1000	5000	Magnitude	≥ 6	$\geq 6,5$	$\geq 6,9$
EC8	6,0	6,7	6,8	7,0	EC8	92	302	1382
ERSTA	6,3	6,8	6,9	7,0	ERSTA	47	159	1164
SHARE	6,3	6,8	6,9	7,2	SHARE	53	193	719
		6,6 - 6,9	6,7 - 7,1	6,8 - 7,4			169 - 318	473 - 1936*

* Considerando valor mínimo $M_{\max\min} = 7,0$

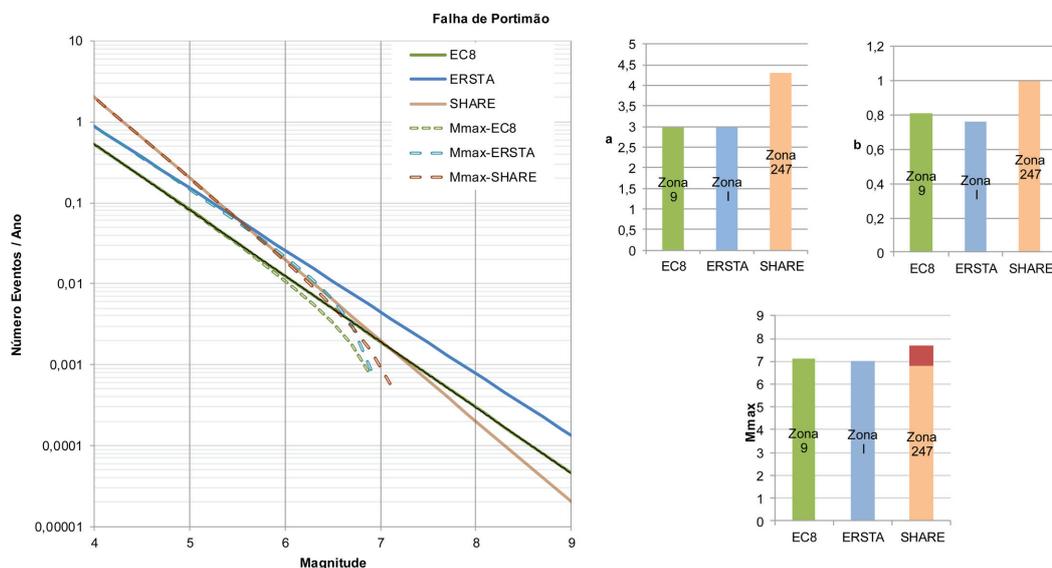


Figura 8 Esquerda: lei de G-R (traço simples) e lei de G-R truncada (a tracejado), para os três modelos analisados; Direita: valores de a , b e M_{\max} para as zonas onde se insere o Banco de Portimão. No gráfico da magnitude máxima, M_{\max} para o modelo SHARE apresenta-se a gama de valores entre o valor mínimo e o valor máximo da magnitude máxima

4 Considerações finais

A análise dos parâmetros da lei de Gutenberg-Richter, essenciais nos estudos de perigosidade sísmica, permitiu perceber algumas diferenças nos modelos analisados e as consequências, em termos de períodos de retorno para magnitudes relevantes.

Uma constatação imediata é a consideração de valores mais altos de b e de a no modelo SHARE, face aos outros dois modelos, para todas as zonas consideradas neste estudo, havendo maior consenso no valor médio considerado para a magnitude máxima, que não diverge mais do que 0,2 unidades entre os três modelos.

Se para a zona da Falha do Vale Inferior do Tejo os modelos apresentam resultados aproximados, não se verificando grandes diferenças entre eles no que diz respeito ao período de recorrência das magnitudes e ao valor esperado da magnitude para cada período de retorno, é notória a diferença nas zonas a Sudoeste de Portugal para sismos de elevada magnitude. A título de exemplo, para um sismo de magnitude 8,4 estimaram-se períodos de recorrência de cerca de 2000 anos (ERSTA), 5000 anos (EC8) ou entre 6500 e 19000 anos (SHARE) para a zona da Falha da Ferradura.

Para as zonas a Sudoeste de Portugal, particularmente para a zona da Falha da Ferradura onde foi considerada uma magnitude máxima superior a 8, de uma forma geral, os valores de b bem mais elevados no modelo SHARE tiram relevância a estas zonas sismogénicas na sua capacidade de geração de sismos de elevada magnitude, para baixas probabilidades de excedência (elevados períodos de retorno). A escolha de valores de b tão uniformes e elevados, para estas zonas, resultou de decisões no âmbito do projeto [11], de estimar um valor *a priori* de b para grandes áreas, chamadas de superzonas, classificadas de acordo com o regime tectónico (ex: zonas de crosta continental estáveis, onde estão incluídas todas as zonas consideradas, exceto as zonas 247, 254 e 252 – ver Figura 3), que seria revisto apenas, e de forma subjetiva, se o valor obtido, em cada zona, apresentasse um desvio superior a 0,4 unidades em relação ao valor obtido para todo o catálogo ($b = 0,9$). Além disso, para zonas com poucos dados, b foi restringido a valores entre 0,8 -1,2 [11].

É pertinente analisar estudos paleontológicos, associados a estas zonas *offshore*, que permitem complementar estudos de natureza sísmica. Assim, refiram-se os trabalhos de [13] que, pela análise de depósitos sedimentares gerados por tsunamis ocorridos na zona do Golfo de Cádiz (zona que inclui as estruturas tectónicas da falha do Marquês de Pombal e falha da Ferradura), concluíram que um evento como o sismo de 1755, de magnitude $> 8,5$, ocorreu cerca de 216-218 a.C., permitindo deduzir um período de cerca de 2000 anos entre estes dois eventos. Em [14] pela análise de depósitos de turbiditos e de deslizamentos, na região do Golfo de Cádiz, estimou-se um intervalo de recorrência entre 1800 a 2000 anos para sismos de magnitude superior a 8.

É patente que os estudos locais originaram resultados muito diferentes dos obtidos num estudo geograficamente mais amplo e com perspetivas de harmonização, pelo que parece importante considerar os resultados obtidos à escala local/regional de modo a diminuir a incerteza epistémica nos estudos mais globais.

Salienta-se, também, a revisão do catálogo sísmico, por parte do IPMA, entre 2007 e 2009, que originou um catálogo bastante diferente do catálogo existente até à data e que foi o considerado para os estudos dos parâmetros do modelo EC8. Esta revisão traduziu-se em diferenças nos valores de b entre estes dois modelos. Torna-se, assim, pertinente a revisão do mapa de perigosidade sísmica que serviu de apoio ao zonamento sísmico constante no Anexo Nacional do EC8.

As diferenças significativas nos parâmetros da lei de Gutenberg-Richter serão, naturalmente, espelhadas nos diferentes mapas de perigosidade sísmica obtidos considerando os modelos aqui analisados. Esse é o estudo que se encontra neste momento em finalização e o relatório de todo o trabalho efetuado será disponibilizado, até ao fim do ano corrente, no sítio da SPES (www.spes-sismica.pt).

Referências

- [1] Cornell, C. (1968) – Engineering seismic risk analysis. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 58, n. 5, pp. 1583–1606.
- [2] Gutenberg, B.; Richter, C. F. (1944) – Frequency of earthquakes in California. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 34, n. 4, pp. 185–188.
- [3] Araya, R.; Kiureghian, A. der (1988) – Seismic Hazard Analysis: Improved Models, Uncertainties and Sensitivities. Report UCB/EERC 90/11, University of California, Berkeley.
- [4] NP EN 1998-1 (2010) – Eurocódigo 8 - Projecto de Estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Inst. Port. da Qual., vol. 1.
- [5] Sousa, M. L. (1996) – *Modelos probabilistas para avaliação da casualidade sísmica em Portugal Continental*. Tese de doutoramento, Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- [6] Campos Costa, A.; Sousa, M. L.; Carvalho, A. (2008) – Seismic Zonation for Portuguese National Annex of Eurocode 8. *Proc. 14th World Conf. Earthq. Eng.* Beijing, China, pp. 8–15, 2008.
- [7] Carrilho, F.; Pena, J. A.; Nunes, J. C. (2010) – Sismicidade. Capítulo 3, do livro *Estudo do Risco Sísmico e de tsunamis no Algarve*, Edição: Autoridade Nacional de Protecção Civil (ANPC), pp. 28-43.
- [8] Jeremias, F. T.; Carvalho, A.; Coelho, A. G.; Campos Costa, A. (2012) – Estudos sísmológicos para definição das acções sísmicas para o local de implantação do aproveitamento hidroeléctrico de Foz Tua. *XIII Congresso Nacional de Geotecnia*, 16 p.

- [9] Rodrigues, I.; Sousa, M. L.; Carvalho, A.; Carrilho, F. (2009) – Parâmetros das leis de frequência-magnitude para as novas zonas de sismogénese delineadas para a região do Algarve. *APMG 2009*, 6.º *Simpósio de Meteorologia e Geofísica / 10º Encontro Luso-Espanhol de Meteorologia*, Costa da Caparica, Portugal.
- [10] Carvalho, A.; Campos Costa, A. (2015) – Impact of seismicity assumptions on seismic hazard for Portugal mainland. Relatório LNEC 20/2015.
- [11] Woessner, J.; Laurentiu, D.; Giardini, D.; Crowley, H.; Cotton, F.; Grünthal, G.; Valensise, G.; Arvidsson, R.; Basili, R.; Demircioglu, M. B.; Hiemer, S.; Meletti, C.; Musson, R. W.; Rovida, A. N.; Sesetyan, K.; Stucchi, M. (2013) – The 2013 European Seismic Hazard Model: key components and results. *Bull. Earthq. Eng.* Vol. 13. pp. 3553-3596.
- [12] Basili, R. *et al.* (2013) – The European Database of Seismogenic Faults (EDSF) compiled in the framework of the Project SHARE, <http://dis.rm.ingv.it/share-edsf/>.
- [13] Luque, L.; Lario, J.; Zazo, C.; Goy, J. L.; Dabrio, C. J.; Silva, P. G. (2001) – Tsunami deposits as paleoseismic indicators: examples from the Spanish coast. *Acta Geol.*, vol. 36, pp. 197–211.
- [14] Vizcaino, A. *et al.* (2010) – Holocene earthquake record offshore Portugal (SW Iberia): testing turbidite paleoseismology in a slow-convergence margin. *Quat. Sci. Rev.*, vol. 29, pp. 1156–1172.

Modelação e avaliação sísmica de estruturas metálicas com pórticos contraventados centrados

Modelling and seismic performance evaluation of steel structures with concentrically braced frames

Rita Peres

José Miguel Castro

Rita Bento

Resumo

O presente artigo tem como objetivo o dimensionamento e a avaliação sísmica de um grupo de estruturas metálicas, regulares e irregulares em planta, cujos sistemas laterais resistentes adotados são constituídos por pórticos com contraventamentos centrados.

O dimensionamento sísmico é feito de acordo com o Eurocódigo 8, com as melhorias introduzidas pela metodologia *Improved Force Based Design*, enquanto a avaliação do comportamento sísmico é realizada com recurso a análises não lineares, estáticas e dinâmicas. As análises foram realizadas em ambiente tridimensional com o programa de elementos finitos OpenSEES, considerando a modelação das placas *gusset* de duas formas diferentes: (i) considerando a placa como um elemento de fibras formulado em forças e (ii) através de uma ligação rotulada.

Abstract

The aim of the present work is to design and evaluate the seismic performance of a group of steel structures, regular and irregular in the plan with concentrically braced frames as seismic lateral resisting systems.

The seismic design was carried out according to Eurocode 8 with the improvements of the Improved Forced Based Design (IFBD) methodology. The seismic performance assessment was conducted through nonlinear static and time-history analyses. Both analyses were performed on a three-dimensional model developed with the nonlinear finite element analysis program OpenSEES considering two different approaches to model the gusset plate: i) the gusset plate considered as a forced-based element or ii) the gusset plate considered as a pinned element that allows the out-of-plane rotation.

Palavras-chave: Pórticos contraventados centrados / Análise *pushover* / Método N2

Keywords: Concentrically braced frames / Pushover analysis / N2 method / Time-history analysis

Rita Peres

Estudante de Doutoramento
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
rita.peres@tecnico.ulisboa.pt

José Miguel Castro

Professor Auxiliar
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
miguel.castro@fe.up.pt

Rita Bento

Professora Associada
CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
rita.bento@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.

PERES, R. [et al.] – Modelação e avaliação sísmica de estruturas metálicas com pórticos contraventados centrados. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 63-72.

1 Introdução

As estruturas metálicas com pórticos contraventados centrados apresentam-se como sistemas bastante eficazes do ponto de vista do comportamento sísmico. Este tipo de sistema estrutural é caracterizado por uma elevada rigidez lateral e por ter capacidade de acomodar grandes incursões em regime inelástico quando sujeito à ação sísmica. O modo de plastificação desejado para este sistema estrutural caracteriza-se pelo comportamento axial dos contraventamentos em regime de tração/compressão, sendo geralmente evitada a formação de plasticidade em vigas, pilares e ligações, através da aplicação de procedimentos de *capacity design*.

O presente artigo tem como objetivo o dimensionamento e avaliação do comportamento sísmico de um grupo de estruturas deste tipo, regulares e irregulares em planta, de três pisos. Para melhor avaliar os efeitos de torção que surgem devido à presença de irregularidades, foram considerados dois tipos de estruturas: lateralmente restringidas e não-restringidas, isto é, respetivamente, com e sem pórticos contraventados centrados localizados ao longo de todo o seu perímetro.

O dimensionamento gravítico foi feito de acordo com as recomendações preconizadas no Eurocódigo 3 [4], enquanto o dimensionamento sísmico foi efetuado de acordo com o Eurocódigo 8 [1], com as melhorias introduzidas pela metodologia *Improved Force Based Design*, proposta por Castro et al. [2].

A avaliação do desempenho sísmico das estruturas analisadas foi realizada através da aplicação do Método N2, também proposto no Eurocódigo 8 [1], e através de análises dinâmicas não lineares. O Método N2 baseia-se na comparação direta entre a exigência sísmica com a capacidade resistente da estrutura, esta obtida através uma análise não linear estática (análise *pushover*).

As análises não lineares, estáticas e dinâmicas, foram realizadas com recurso ao programa de elementos finitos OpenSEES [3]. Os modelos de plasticidade distribuída adotados para os elementos estruturais foram desenvolvidos em ambiente tridimensional e incluem a modelação das placas *gusset* de duas formas diferentes: (i) considerando a placa como um elemento de fibras formulado em forças e (ii) através da consideração de uma ligação rotulada que permite a rotação fora do plano do pórtico.

2 Casos de estudo

As estruturas selecionadas para o estudo são quatro estruturas metálicas em que os sistemas laterais resistentes são pórticos contraventados centrados de três pisos e com uma localização em planta definida de forma a obter estruturas lateralmente restringidas e não-restringidas e estruturas regulares e irregulares. A altura dos pisos é de 4,5 m no primeiro andar e de 3,5 m nos restantes. As dimensões em planta são de 30x18 m² com uma abertura central de 6x4 m² para o núcleo de escadas e elevador.

A Tabela I ilustra os casos de estudo considerados.

As estruturas lateralmente não-restringidas são estruturas em que os pórticos resistentes são colocados no núcleo central do elevador, enquanto que as estruturas lateralmente restringidas têm os

pórticos resistentes localizados no perímetro exterior da estrutura. A regularidade em planta é assegurada através da localização dos pórticos resistentes de forma a que os centros de massa e rigidez sejam coincidentes. A irregularidade é conseguida colocando um pórtico resistente adicional, em relação à configuração da estrutura regular em planta, de forma que o centro de massa não coincida com o centro de rigidez da estrutura.

Tabela I Casos de estudo

Caso	Designação
Estrutura lateralmente restringida regular em planta	Caso 1
Estrutura lateralmente restringida irregular em planta	Caso 2
Estrutura lateralmente não-restringida regular em planta	Caso 3
Estrutura lateralmente não-restringida irregular em planta	Caso 4

A configuração em planta e respetivos cortes em altura são apresentados na Figura 1 para os casos 1 e 2 e na Figura 2 para os casos 3 e 4.

Cada estrutura foi inicialmente dimensionada para resistir às cargas gravíticas, de acordo com os critérios definidos no Eurocódigo 3 [4]. As cargas gravíticas incluem o peso próprio da laje (laje mista com

chapa colaborante do tipo Holorib – 2,93 kN/m²), revestimentos (1 kN/m²), paredes exteriores (13,3 kN/m) e uma sobrecarga 2 kN/m² (ou 1 kN/m² no caso da laje do último piso). Foram adotados perfis europeus IPE e HE no dimensionamento das vigas e pilares, respetivamente, e perfis tubulares ocios laminados a quente nos elementos de contraventamento. Os tipos de aço utilizados foram o S275 nas vigas e pilares e o S355 nos elementos de contraventamento e placas *gusset*.

O dimensionamento sísmico foi efetuado de acordo com o Eurocódigo 8 [1], porém a avaliação do coeficiente de comportamento, bem como a sequência das verificações propostas no código foram efetuados de acordo com a metodologia *Improved Force Based Design* proposta por Castro *et al.* [2]. Relativamente à definição da ação sísmica, foi assumido um espectro de resposta do Tipo 1 e solo tipo B para uma intensidade de 0,30 g (aceleração de pico do solo – PGA).

Nas Tabelas II, III e IV são apresentadas as secções finais resultantes do processo de dimensionamento. O processo de dimensionamento das estruturas referentes aos casos 1 e 2 é apresentado em pormenor no trabalho realizado por Cruz [5]. As características dinâmicas dos 4 casos são apresentadas mais à frente, na Tabela VIII, juntamente com os resultados da aplicação do método N2.

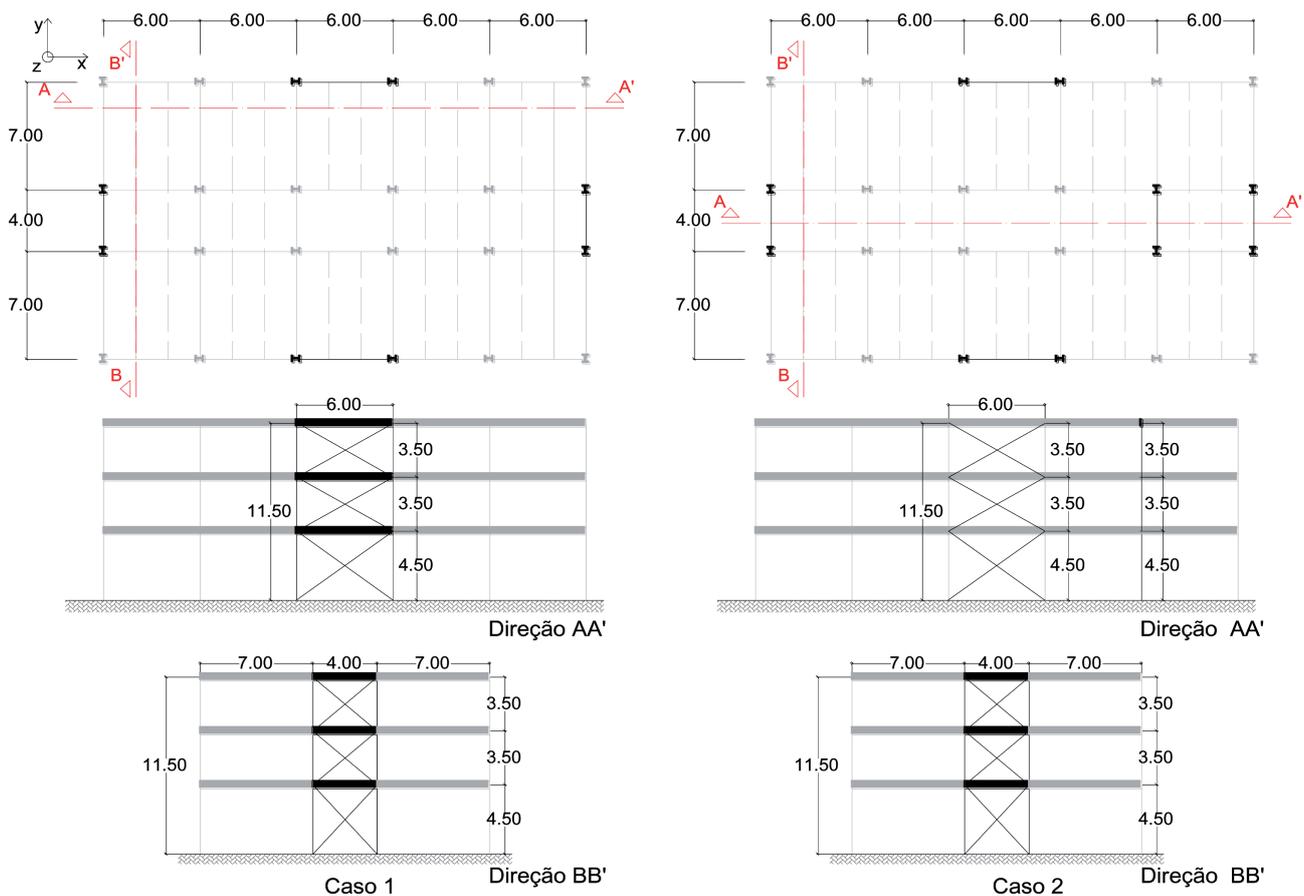


Figura 1 Estruturas lateralmente restringidas regular e irregular (dimensões em (m))

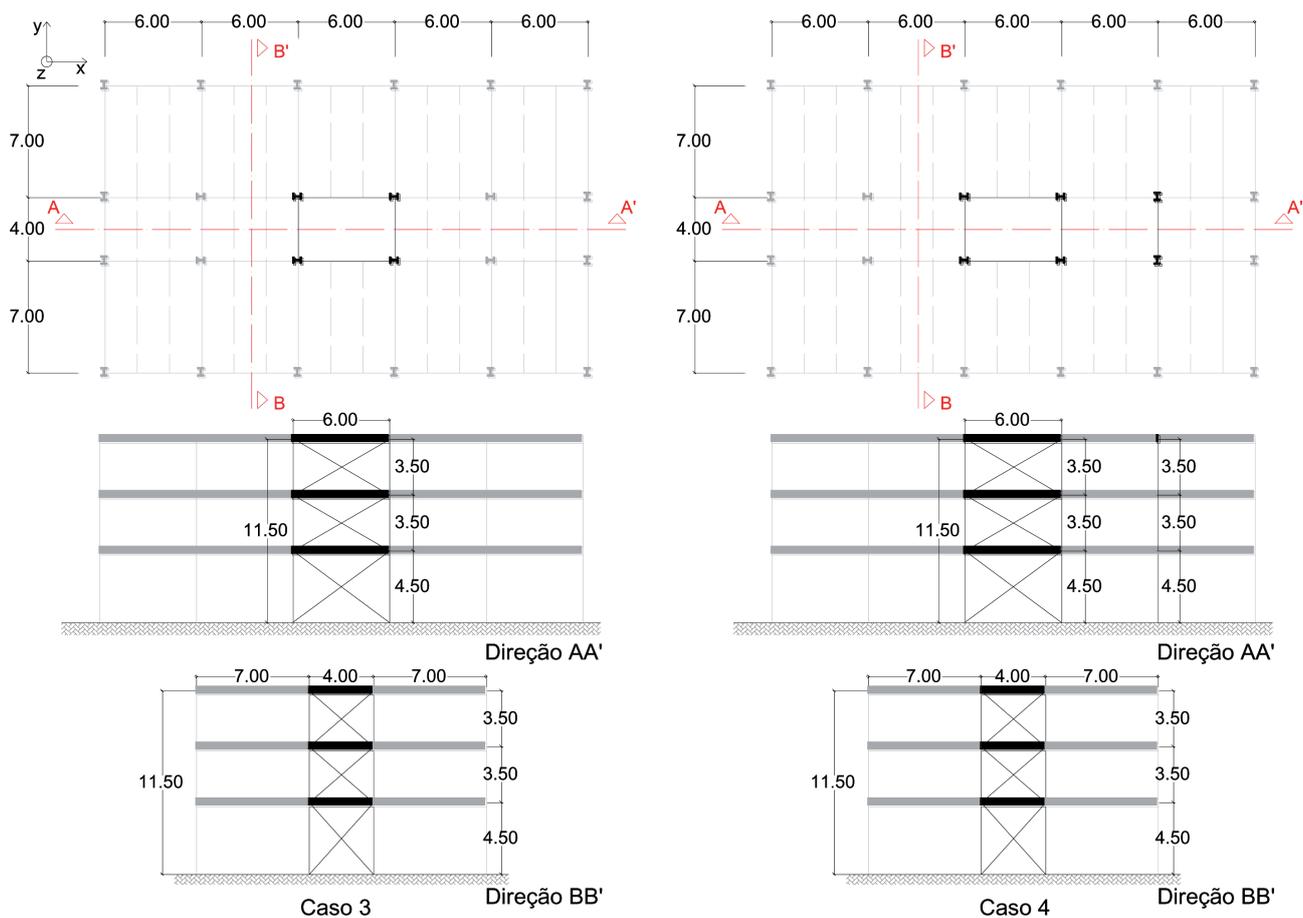


Figura 2 Estruturas lateralmente não-restringidas regular e irregular (dimensões em (m))

Tabela II Secções finais das estruturas referentes aos casos 1 e 2

Piso	Pórticos na direção AA'			Pórticos na direção BB'		
	Vigas	Pilares	Contraventamentos	Vigas	Pilares	Contraventamentos
3	IPE 330	HEB 300	C H S 139,7 x 3,2	IPE 330	HEB 300	C H S 139,7 x 3,2
2	IPE 360	HEB 300	C H S 139,7 x 4,0	IPE 330	HEB 300	C H S 139,7 x 6,3
1	IPE 360	HEB 300	C H S 139,7 x 5,0	IPE 330	HEB 300	C H S 139,7 x 8,0

Tabela III Secções finais da estrutura referente ao caso 3

Piso	Pórticos na direção AA'			Pórticos na direção BB'		
	Vigas	Pilares	Contraventamentos	Vigas	Pilares	Contraventamentos
3	IPE 330	HEB 140	C H S 139,7 x 3,2	IPE 300	HEB 140	C H S 139,7 x 3,2
2	IPE 360	HEB 220	C H S 139,7 x 6,3	IPE 300	HEB 220	C H S 139,7 x 6,3
1	IPE 360	HEB 300	C H S 139,7 x 6,3	IPE 300	HEB 300	C H S 139,7 x 6,3

Tabela IV Secções finais da estrutura referente ao caso 4

Piso	Pórticos na direção AA'			Pórticos na direção BB'		
	Vigas	Pilares	Contraventamentos	Vigas	Pilares	Contraventamentos
3	IPE 330	HEB 140	C H S 139,7 x 3,2	IPE 300	HEB 140	C H S 139,7 x 3,2
2	IPE 360	HEB 220	C H S 139,7 x 6,3	IPE 300	HEB 220	C H S 139,7 x 6,3
1	IPE 360	HEB 280	C H S 139,7 x 6,3	IPE 300	HEB 280	C H S 139,7 x 6,3

O dimensionamento gravítico e sísmico das placas *gusset* foi realizado de acordo com as recomendações presentes na Norma Internacional CIDECT DG1 [6], conforme sugerido no trabalho de Araújo [7]. As dimensões da placa *gusset* (dimensões a e b) e os parâmetros necessários para a sua modelação, nomeadamente a espessura (t_w) e largura efetiva (b_w) da placa são apresentados nas Tabelas V e VI e ilustrados na Figura 3.

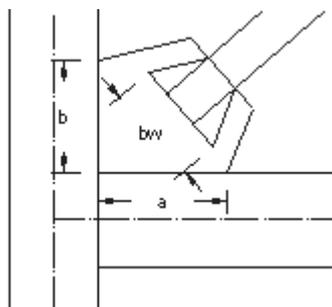


Figura 3 Dimensões da placa *gusset*

Tabela V Características geométricas das placas *gusset* referentes aos casos 1 e 2

Piso	Pórticos na direção AA'				Pórticos na direção BB'			
	a	b	t_w	b_w	a	b	t_w	b_w
3	0,70	0,59	0,020	0,505	0,51	0,49	0,010	0,505
2	0,76	0,65	0,020	0,538	0,54	0,52	0,015	0,518
1	0,62	0,57	0,020	0,535	0,51	0,52	0,015	0,526

Tabela VI Características geométricas das placas *gusset* referentes aos casos 3 e 4

Piso	Pórticos na direção AA'				Pórticos na direção BB'			
	a	b	t_w	b_w	a	b	t_w	b_w
3	0,70	0,59	0,020	0,505	0,51	0,49	0,010	0,505
2	0,73	0,61	0,020	0,538	0,54	0,52	0,015	0,518
1	0,60	0,55	0,020	0,535	0,50	0,55	0,015	0,526

3 Modelação numérica e tipos de análise

A avaliação do desempenho sísmico foi efetuada com recurso a análises não lineares estáticas e dinâmicas, ambas realizadas com o programa de elementos finitos OpenSEES [3].

Os modelos de plasticidade distribuída adotados para representar o comportamento inelástico das estruturas foram desenvolvidos em ambiente tridimensional com elementos formulados em forças (*forced-based*). A decisão de adotar a formulação baseada em forças em detrimento da formulação baseada em deslocamentos, ambas disponíveis no OpenSEES, está relacionada com o facto de a primeira formulação ser "exata", sendo suficiente a utilização de um único elemento por viga ou pilar para se obter uma solução com o rigor adequado. A formulação baseada em forças é, por esta razão, computacionalmente mais eficiente pois, com uma menor discretização dos elementos, é obtido o mesmo grau de rigor nos resultados da análise.

Assim sendo, na discretização das vigas e pilares foi utilizado um elemento e nos elementos de contraventamento foram utilizados dois elementos, visto ser necessária a consideração da imperfeição geométrica a meio vão destes.

O valor da imperfeição inicial a meio vão dos elementos de contraventamento pode variar entre 0,01% e 3% do comprimento do elemento, conforme o sugerido por Uriz *et al.* [8]. A comparação dos resultados experimentais e numéricos deste estudo permitiu concluir, no entanto, que o valor de 0,01% do comprimento do elemento é o que resulta em melhores aproximações entre a carga crítica avaliada experimentalmente e a estimada pelas análises. Porém, neste estudo, para se conseguir a convergência numérica dos modelos tridimensionais, os valores adotados de imperfeição geométrica variam entre 0,1% e 1,5% do comprimento do elemento, de acordo com a localização do contraventamento e tipo de estrutura no qual se insere. Salienta-se, porém, que os valores de imperfeição considerados tiveram em linha de conta as tolerâncias impostas pela regulamentação em vigor.

Relativamente ao comprimento efetivo destes elementos, não foi considerada nenhuma ligação a meio vão entre contraventamentos, pelo que o comprimento efetivo é igual ao comprimento total do elemento de contraventamento.

No caso das placas *gusset*, foram admitidos dois tipos de modelação: a placa considerada como um elemento rótula que permite a rotação fora do plano do pórtico e a placa considerada como um elemento formulado em forças, tal como os restantes elementos

estruturais, em que a secção do elemento é dada pela largura efetiva (b_w) e a espessura da placa (t_w) e o seu comprimento é igual ao dobro da espessura da placa ($2*t_w$), conforme indicado na Figura 4.

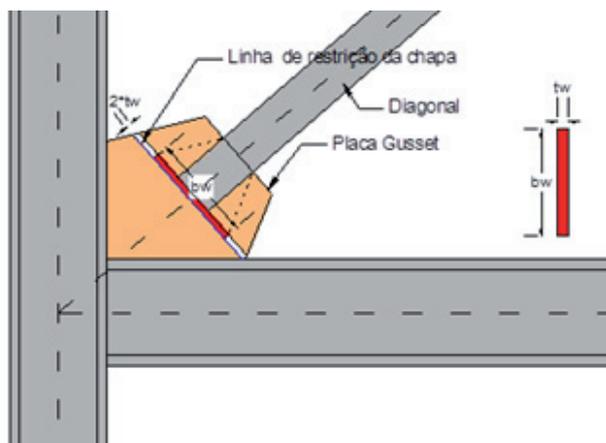


Figura 4 Representação da placa *gusset* como um elemento formulado em forças

Em ambos os casos, a rigidez da ligação placa *gusset*-viga, placa *gusset*-pilar e *gusset*-pilar-contraventamento foi modelada através de elementos rígidos e elásticos, conforme sugerido por Hsiao *et al.* [9,10].

Relativamente ao modelo constitutivo do material, assumiu-se uma relação tensão-deformação simplificada bilinear com 1% de endurecimento. As não linearidades geométricas foram também consideradas nas análises.

Dos aspetos de modelação característicos de um ambiente tridimensional destacam-se a modelação da rigidez torsional dos elementos, que foi calculada e incluída no modelo através do comando *section Aggregator*, e a modelação do comportamento da laje, rígida no plano, que foi considerada através do comando *rigidDiaphragm*.

A massa da estrutura foi modelada da seguinte forma: a massa dos elementos concentrada nos respetivos nós de extremidade e a massa da laje concentrada no centro de massa do respetivo piso.

Conforme preconizado no Eurocódigo 8 [1], as distribuições de cargas laterais a aplicar à estrutura na realização das análises estáticas não lineares devem ser de dois tipos: (i) distribuição "uniforme", em que as forças laterais são proporcionais à massa e independentes da altura, e (ii) uma distribuição "modal", proporcional ao modo de vibração principal na direção de atuação das forças.

A ação sísmica para as análises dinâmicas não lineares consistiu num conjunto de 15 registos de acelerações obtidos a partir de sismos reais (Tabela VII). A seleção deste conjunto de registos resultou da combinação de uma pré-seleção com base em parâmetros geofísicos realizados com o programa SelEQ [11], que usa a base de dados do PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), e selecionada de forma a se garantir uma correspondência espectral entre o espectro médio do conjunto de acelerogramas selecionados e o espectro regulamentar (Figura 5), conforme definido no Eurocódigo 8 (Tipo 1, solo B; PGA = 0,3 g).

Tabela VII Acelerogramas selecionados e respetivos fatores de escala

Nome do Evento	ID Sismo	Nome da Estação	Fator Escala
Tabas, Iran	0046	Dayhook	1,28
Imperial Valley-06	0050	Superstition Mtn Camera	6,17
Victoria, Mexico	0064	SAHOP Casa Flores	5,79
Irpinia, Italy-01	0068	Torre Del Greco	7,86
Coalinga-01	0076	Parkfield - Stone Corral 3E	4,33
N. Palm Springs	0101	Anza Fire Station	7,00
Chalfant Valley-02	0103	Tinemaha Res. Free Field	9,00
Whittier Narrows-01	0113	La Habra - Briarcliff	8,00
Loma Prieta	0118	Woodside	4,00
Northridge-01	0127	LA - N Westmoreland	2,83
Kocaeli, Turkey	0136	Mecidiyekoy	8,58
Chi-Chi, Taiwan	0137	HWA038	7,69
Chi-Chi, Taiwan-03	0172	TCU053	10,0
Chi-Chi, Taiwan-05	0174	CHY087	5,63
Chi-Chi, Taiwan-06	0175	TCU068	6,00

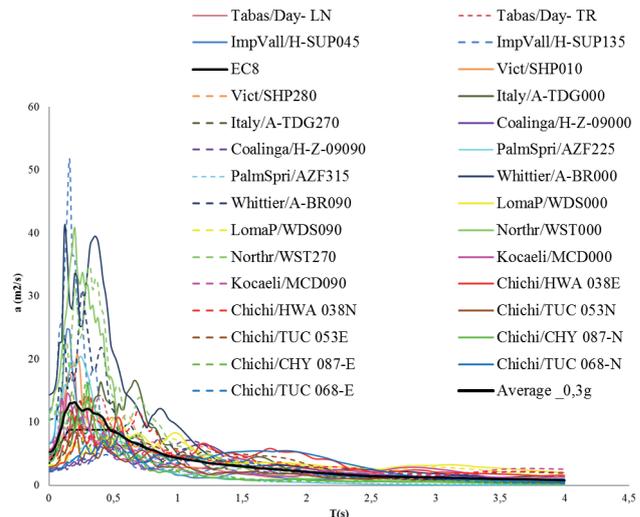


Figura 5 Correspondência espectral entre o espectro médio do grupo de 15 acelerogramas e o espectro regulamentar

4 Resultados

De seguida apresentam-se os resultados obtidos para as análises realizadas no sentido positivo das duas direções horizontais consideradas: a direção X (direção AA' representada nas Figuras 1 e 2) e direção Y (direção BB' representada nas Figuras 1 e 2).

Os modelos de placa *gusset* considerados serão, a partir de agora, designados como Modelo 1 quando a placa é considerada a partir de um elemento formulado em termos de forças, e Modelo 2 quando a placa é modelada com um elemento rótula.

4.1 Análises não lineares estáticas (curvas *pushover*)

As curvas *pushover* aqui apresentadas são relativas aos resultados obtidos com a aplicação do padrão de forças modal, visto tratar-se do padrão de forças que conduz a curvas condicionantes, isto é, com menor capacidade resistente. As Figuras 6 e 7 dizem respeito às curvas *pushover* globais nas duas direções analisadas referentes aos casos 1 e 2, e casos 3 e 4, respetivamente.

Da análise das curvas de capacidade das estruturas verifica-se que as estruturas lateralmente restringidas apresentam uma maior capacidade resistente na direção Y em relação à direção X. Nas estruturas lateralmente não restringidas a resistência é semelhante nas duas direções, apesar das diferenças no comportamento, em particular na estrutura irregular (caso 4). Relativamente aos modelos considerados verifica-se que o modelo 1 resulta numa curva com maior capacidade resistente em todas as estruturas, exceto na direção Y das estruturas correspondentes ao caso 1 e caso 2. Porém, em termos globais, os dois modelos parecem ser adequados para a avaliação sísmica da estrutura.

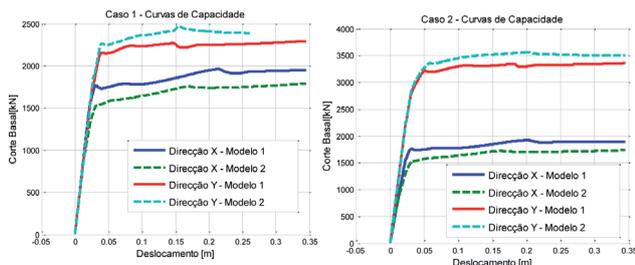


Figura 6 Casos 1 e 2: Curvas *pushover* globais do modelo 1 e modelo 2

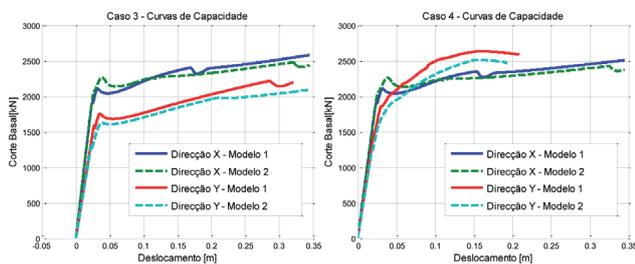


Figura 7 Casos 3 e 4: Curvas *pushover* globais do modelo 1 e modelo 2

4.2 Análises dinâmicas não lineares

As análises dinâmicas não lineares foram realizadas considerando as duas componentes horizontais de cada acelerograma a atuar simultaneamente nas direções X e Y e vice-versa, resultando no total

trinta análises dinâmicas não lineares realizadas para cada caso de estudo, mas apenas para um dos modelos.

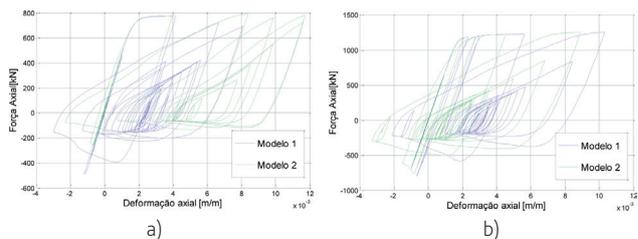


Figura 8 Relação força/deformação axiais numa secção a meio vão de um dos elementos de contravento do piso 1 (Registo 0175): a) Caso 1 - direção X, b) Caso 1 - direção Y

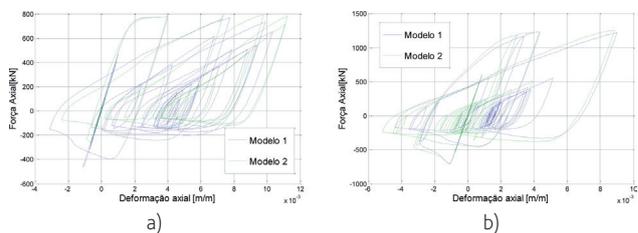


Figura 9 Relação força/deformação axiais numa secção a meio vão de um dos elementos de contravento do piso 1 (Registo 0175): a) Caso 2 - direção X, b) Caso 2 - direção Y

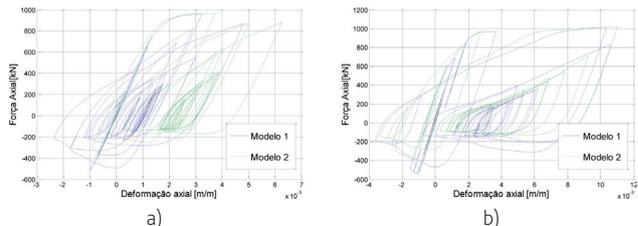


Figura 10 Relação força/deformação axiais numa secção a meio vão de um dos elementos de contravento do piso 1 (Registo 0175): a) Caso 3 - direção X, b) Caso 3 - direção Y

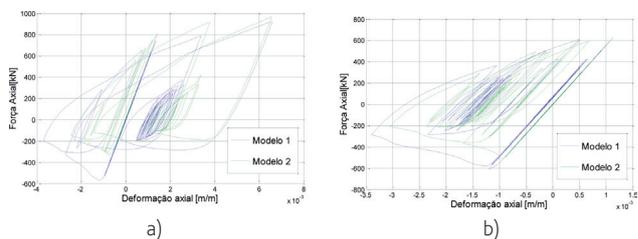


Figura 11 Relação força/deformação axiais numa secção a meio vão de um dos elementos de contravento do piso 1 (Registo 0174): a) Caso 4 - direção X, b) Caso 4 - direção Y

Com o objetivo de aferir qual o modelo mais adequado para a realização da totalidade das análises, foi feita a comparação dos resultados obtidos, com os dois modelos, de análises dinâmicas de um grupo de 3 acelerogramas (registos 0064, 0174 e 0175). Nesta secção, são apresentados nas Figuras 8, 9 10 e 11, os resultados

correspondentes apenas a um dos acelerogramas, para os 4 casos de estudo e os dois modelos considerados. É apresentada a relação força axial-deformação de uma secção a meio vão de um dos elementos de contraventamento localizados de um dos pórticos do piso 1.

Da análise dos resultados verifica-se que os contraventamentos apresentam uma maior capacidade resistente à compressão quando a ligação com a placa *gusset* é modelada com o elemento de fibras (modelo 1) do que com uma rótula (modelo 2). A maior resistência à compressão dos elementos de contraventamento observada no modelo 1 deve-se ao facto de, neste modelo, o comprimento de encurvadura dos elementos de contraventamento ser menor.

Estudos recentes, baseados em resultados experimentais, de modelos de ligação da placa *gusset* com o elemento de contraventamento [9] reportaram que, quando esta ligação é considerada fixa, o modelo tende a sobrestimar a capacidade resistente dos elementos de contraventamento à compressão; caso contrário, quando a ligação é considerada flexível a capacidade resistente à compressão dos elementos tende a ser subestimada. Desta forma, a utilização do modelo 1, que corresponde a uma situação intermédia às ligações convencionais, surge como uma alternativa mais adequada e precisa para estimar a resposta local dos elementos de contraventamento, especialmente quando são esperados fenómenos de encurvadura.

4.3 Método N2

O método N2 é o procedimento estático não linear preconizado pelo Eurocódigo 8 [1]. O método consiste na comparação da resistência da estrutura, representada por uma curva de capacidade no formato aceleração-deslocamento (A-D), com a exigência da ação sísmica representada através do espectro de resposta, também neste formato.

A curva de capacidade é obtida através de uma análise não-linear estática (ou análise *pushover*) que inicialmente é representada através de uma relação força de corte basal-deslocamento global da estrutura. Posteriormente, o corte basal e os deslocamentos de topo são convertidos, respetivamente, em acelerações e deslocamentos de um sistema de um grau de liberdade (1 GL) equivalente. De seguida é feita a bilinearização desta curva e determina-se o deslocamento objetivo (*target displacement*) do sistema de 1 GL. O desempenho global e local da estrutura é avaliado para o nível de deformação correspondente a esse deslocamento no sistema original de múltiplos graus de liberdade.

Este método foi originalmente proposto para estruturas planas e regulares, porém a sua aplicação também é válida para estruturas tridimensionais. As Figuras 12, 13, 14 e 15 ilustram graficamente a aplicação do método nas duas direções das quatro estruturas analisadas. Nestas figuras as curvas *pushover* representadas correspondem às análises estáticas não lineares realizadas com o modelo 1.

Na Tabela VIII são apresentados os deslocamentos objetivo das quatro estruturas nas duas direções. Apresentam-se ainda os valores dos períodos de vibração fundamentais obtidos a partir de uma análise dinâmica modal.

Tabela VIII Características dinâmicas e deslocamentos objetivos

Caso	Desl. objetivo da estrutura (m)		Período da estrutura (s)	
	Direção X	Direção Y	Direção X	Direção Y
Caso 1	0,089	0,088	0,58	0,56
Caso 2	0,089	0,070	0,59	0,47
Caso 3	0,088	0,097	0,60	0,53
Caso 4	0,087	0,098	0,53	0,46

A análise da Tabela VIII e das Figuras 12 a 15 permite concluir que na direção X a resposta das quatro estruturas é muito semelhante. Na direção Y, os deslocamentos obtidos dependem do facto de as estruturas serem lateralmente não-restringidas ou restringidas. Adicionalmente verifica-se que no caso de as estruturas serem lateralmente restringidas a resposta é idêntica nas direções X e Y.

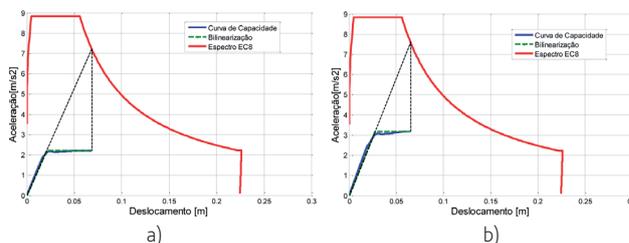


Figura 12 Aplicação do método N2: a) Caso 1 - direção X, b) Caso 1 - direção Y

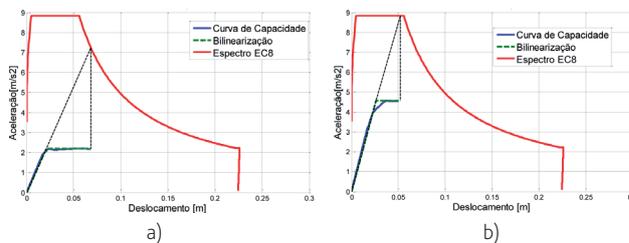


Figura 13 Aplicação do método N2: a) Caso 2 - direção X, b) Caso 2 - direção Y

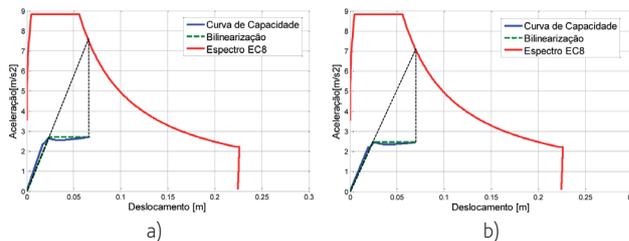


Figura 14 Aplicação do método N2: a) Caso 3 - direção X, b) Caso 3 - direção Y

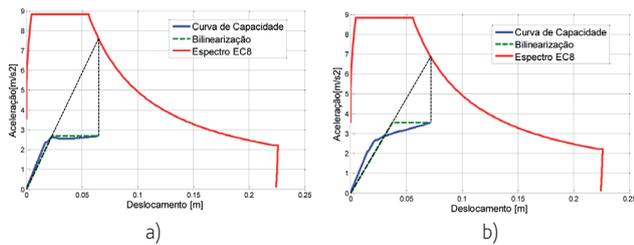


Figura 15 Aplicação do método N2: a) Caso 4 - direção X, b) Caso 4 - direção Y

4.4 Método N2 versus análises dinâmicas

Nesta secção é feita a comparação entre os resultados obtidos com o método N2 e as análises dinâmicas não lineares. Para as análises dinâmicas não lineares os resultados apresentados nesta secção correspondem ao valor médio do conjunto de valores máximos obtidos para cada uma das trinta análises dinâmicas não lineares realizadas. Na realização da totalidade das análises não lineares dinâmicas foi adotado o modelo 1 na ligação da placa *gusset* com o elemento de contraventamento. Na Figura 16 são apresentados os deslocamentos objetivo (deslocamentos de topo no centro de massa da estrutura, CM) obtidos com o método N2 e com as análises dinâmicas não lineares.

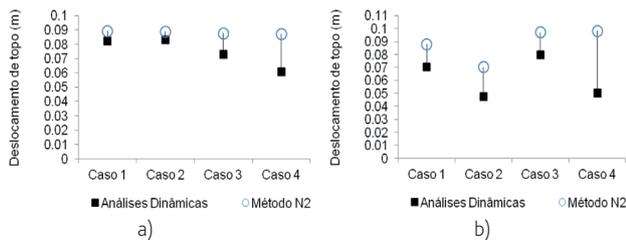


Figura 16 Deslocamentos de topo no CM da estrutura: a) Direção X, b) Direção Y

A análise dos gráficos permite concluir que o método N2 em relação às análises dinâmicas não-lineares sobrestima os deslocamentos de topo nas duas direções e em todos os casos analisados. Porém, os deslocamentos obtidos são bastante próximos dos deslocamentos obtidos para as análises dinâmicas não lineares, principalmente para a direção X, com exceção dos deslocamentos obtidos para o caso 4 (estrutura não-restringida irregular).

Nas Figuras 17 e 18 são apresentados os deslocamentos de topo nos pórticos resistentes de extremidade localizados na direção Y (aqui designados Pórtico 1 e Pórtico 2) normalizados em relação aos deslocamentos do centro de massa (CM), de forma a avaliar os efeitos de torção nesta direção das estruturas referentes aos casos 2 e 4. Os deslocamentos obtidos para os casos 1 e 3 não são apresentados porque correspondem a estruturas regulares e, conseqüentemente, os deslocamentos são iguais em todos os pórticos nas duas direções.

A análise dos resultados permite concluir que, apesar de captar os efeitos de torção, no caso da estrutura restringida (caso 2) o método N2 sobrestima os deslocamentos na extremidade flexível da

estrutura (Pórtico 1) e subestima os deslocamentos na extremidade rígida (Pórtico 2), em relação aos deslocamentos obtidos com as análises dinâmicas não-lineares. Relativamente à estrutura não-restringida (caso 4), torsionalmente flexível, as diferenças de deslocamentos de extremidade entre o método N2 e as análises dinâmicas não lineares são menores.

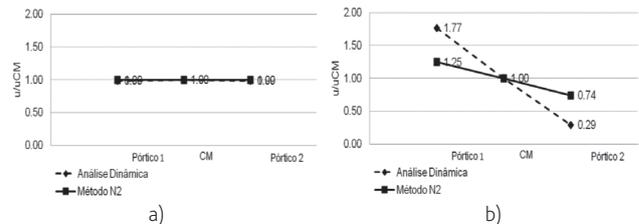


Figura 17 Deslocamentos normalizados em relação ao CM: a) Caso 2- direção X, b) Caso 2 - direção Y

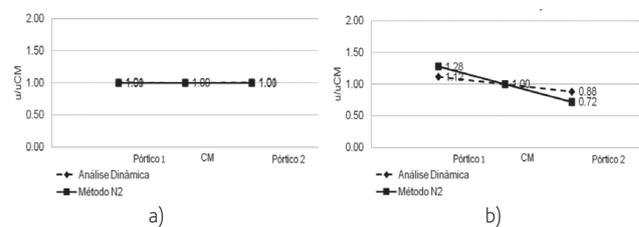


Figura 18 Deslocamentos normalizados em relação ao CM: a) Caso 4- direção X, b) Caso 4 - direção Y

5 Conclusões

Neste trabalho procedeu-se ao dimensionamento e avaliação do desempenho sísmico de um grupo de 4 estruturas em que os sistemas laterais resistentes são pórticos contraventados centrados. A configuração das estruturas em planta foi definida de forma a ter estruturas lateralmente restringidas e não-restringidas regulares e irregulares. Em altura as estruturas são sempre regulares e têm três pisos. O dimensionamento sísmico foi efetuado de acordo com o Eurocódigo 8, porém a avaliação do coeficiente de comportamento e a sequência das verificações foram efetuadas conforme o proposto no procedimento *Improved Force Based Design*.

A avaliação do desempenho sísmico foi realizada recorrendo a análises estáticas não lineares, aplicando o método N2, e a análises dinâmicas não lineares. Foram desenvolvidos, em ambiente tridimensional, dois tipos de modelos de plasticidade distribuída para a realização deste tipo de análises: o modelo 1, em que a ligação da placa *gusset* e o elemento de contraventamento foram modelados através de um elemento de fibras, e o modelo 2, em que a ligação da placa *gusset* e o elemento de contraventamento é uma ligação flexível, definida através de uma rótula. Os resultados da aplicação destes dois modelos mostram que o modelo 1 é o modelo mais adequado para avaliar a resposta dos elementos de contraventamento e conseqüentemente o desempenho sísmico das estruturas.

A comparação dos resultados obtidos pelo método N2 e pelas análises dinâmicas não lineares realizadas permitiu concluir que, apesar de o primeiro sobrestimar ligeiramente os resultados obtidos apresenta-se, para os casos de estudo analisados, como um procedimento adequado para a avaliação sísmica de estruturas tridimensionais regulares. Porém, na avaliação dos efeitos de torção, e em especial no caso de estruturas torsionalmente rígidas (lateralmente restringidas), os valores dos deslocamentos obtidos e aqui apresentados são bastante diferentes dos valores dos deslocamentos obtidos com as análises dinâmicas não lineares. Tudo indica que, para este tipo de estruturas, o método N2, conforme definido no Eurocódigo 8, não é adequado, sugerindo-se, por esta razão, a aplicação de outros procedimentos estáticos não lineares na avaliação de estruturas irregulares.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao Eng.º Luís Macedo pela sua contribuição na seleção do conjunto de registos de acelerações utilizados na execução das análises dinâmicas não lineares.

Referências

- [1] CEN (2004). EN1998-1, Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels.
- [2] Castro, J.M.; Villani, A.; Elghazouli, A.Y. – "Nova metodologia de dimensionamento sísmico de pórticos metálicos", VII Congresso de Construção Metálica e Mista, Porto, Portugal, 2009.
- [3] PEER [2006] OpenSEES – "Open System for Earthquake Engineering Simulation". Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [4] CEN (2005). EN1993-1-1, Eurocode 3 – Design of steel structures - Part 1-1: General rules, seismic actions and rules for buildings, European Committee for Standardization, Brussels.
- [5] Cruz, N. – *Seismic design and assessment of irregular 3-storeys concentric braced steel frame buildings*, Dissertação de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal, 2005.
- [6] Martinez-Saucedo, G.; Packer, J. A. – "Slotted end connections to hollow sections". CIDECT Final Report 8G-10/4. Toronto, Canada, 2006.
- [7] Araújo, A. – *Estudo do Comportamento de Ligações Metálicas entre Perfis Tubulares e Chapas de Gousset*, Dissertação de Mestrado, Faculdade da Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.
- [8] Uriz, P.; Filippou, F.C.; Mahin, S. A. – "Model for Cyclic Inelastic Buckling of Steel Braces", *Journal of Structural Engineering*, Vol 134, n. 4, pp. 619-628, 2008.
- [9] Hsiao, Po-Chien; Lehman, Dawn E.; Roeder, Charles W. – "Improved analytical model for special concentrically braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, 73, pp. 80-94, 2012.
- [10] Hsiao, Po-Chien; Lehman, Dawn E.; Roeder, Charles W. – "A model to simulate special concentrically braced frames beyond brace fracture", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 42, pp. 183-200, 2013.
- [11] Araújo, M.; Macedo, L.; Marques, M.; Castro, J. M. – "Code-based record selection methods for seismic performance assessment of buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45, pp. 129-148, 2016.

O desafio da previsão do comportamento fora-do-plano de edifícios existentes em alvenaria

The challenge of the out-of-plane assessment of existing masonry building

Alexandre A. Costa

Nuno Mendes

Alfredo Campos Costa

Paulo B. Lourenço

Resumo

O comportamento sísmico de estruturas existentes em alvenaria é muito condicionado pelo seu comportamento fora-do-plano, originando os chamados mecanismos locais, existindo diversas metodologias que tentam prever o comportamento deste tipo de estruturas e/ou modos de colapso.

Este trabalho pretende resumir os principais resultados obtidos num evento subordinado ao tema “Methods and challenges on the out-of-plane assessment of existing masonry buildings”, inserido na 9th IMC (2014) em Guimarães, com o objectivo de prever o comportamento de duas estruturas em alvenaria utilizando métodos de análise correntemente utilizados na análise sísmica de estruturas existentes.

Relativamente às estruturas estudadas, uma destas era materializada em alvenaria tradicional de pedra de dois panos, sendo a outra construída em alvenaria de tijolo. Estas estruturas foram ensaiadas à escala real na mesa sísmica do LNEC.

No final do presente artigo apresentam-se os principais resultados obtidos com as simulações realizadas e sua comparação com o comportamento real das estruturas.

Palavras-chave: Alvenaria / Fora-do-plano / Mesa sísmica / Análise numérica

Abstract

The seismic behaviour of existing masonry buildings is governed by the out-of-plane behaviour in the form of the so-called local mechanisms. Despite recent advances within the area, there are several different methodologies to predict the behaviour of these local mechanisms.

The article herein submitted aims to present the main results obtained on a workshop entitled “Methods and challenges on the out-of-plane assessment of existing masonry buildings”, within the 9th IMC (2014) held at Guimarães, with the objective of predict the behaviour of masonry structures making use of any available method for the seismic analysis.

Regarding the studied structures, one was built on traditional double-leaf stone masonry while the other was built on brick masonry, and they were tested at LNEC shaking table.

The main conclusions are presented at the end of the article, namely the obtained results with the prediction and the observed experimental behavior.

Keywords: Masonry / Out-of-plane / Shaking table / Numerical analysis

Alexandre A. Costa

Professor Adjunto Convidado
ISEP/Construct-LESE
Porto, Portugal
alc@isep.ipp.pt

Nuno Mendes

Pós-Doc
ISISE/UM
Guimarães, Portugal
nunomendes@civil.uminho.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
LNEC
Lisboa, Portugal
alf@lneec.pt

Paulo B. Lourenço

Professor Catedrático
ISISE/UM
Guimarães, Portugal
pbl@civil.uminho.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.

A. COSTA, A. [et al.] – O desafio da previsão do comportamento fora-do-plano de edifícios existentes em alvenaria. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 73-82.

1 Introdução

O estudo e análise do comportamento fora-do-plano de estrutura em alvenaria tem tido alguma importância na área da engenharia sísmica, mas não existe consenso sobre o melhor modelo e/ou abordagem a seguir no estudo deste tipo de estruturas.

Com base neste pressuposto, e aproveitando a realização da 9.ª Conferência Internacional de Alvenarias em Guimarães onde muitos peritos mundiais nesta temática estiveram presentes, foi preparado um *workshop* de um dia onde esta temática foi debatida.

Para aumentar o interesse neste debate, um dos pontos importantes foi a realização de dois *blind-prediction* tests, em que os peritos foram desafiados a prever o comportamento de duas estruturas de um piso sujeitas a ensaios em mesa sísmica. Cada estrutura com uma configuração em U, foi sujeita a ações essencialmente para fora-do-plano das paredes principais.

Com base nos resultados obtidos experimentalmente e nas previsões realizadas por 13 participantes, foi possível debater as diferentes técnicas abordadas, as suas vantagens e inconvenientes e a sua aplicação em avaliações de estruturas existentes.

2 Os problemas de previsão e modelação

O estudo do comportamento fora-do-plano de alvenarias é bastante complexo e continua a ser bastante estudado nos dias de hoje, com trabalhos diferenciados e com pressupostos de modelação diferentes, mas que pretendem avançar com o conhecimento nesta área ([1], [2] ou [3]).

No entanto, os pressupostos base das formulações utilizadas são bastante diversos, podendo originar uma divisão das possibilidades de análise deste tipo de estruturas, como sugerido por [4]: metodologias baseadas em força ou deslocamento; simulação do comportamento recorrendo a modelos numéricos (método dos elementos finitos, *FEM*; método dos elementos discretos, *DEM*; Dinâmica de multi-corpos, *multi-body dynamics* ou *MBD*).

Em função do tipo de abordagem utilizada para prever o comportamento fora-do-plano de estruturas de alvenaria, os parâmetros necessários para a análise a realizar serão diversos, mas pretendem representar as características principais da estrutura para este tipo de comportamento, entre outros: i) condições fronteira do(s) elemento(s) alvo de análise, quer nos bordos horizontais quer nos verticais; ii) presença de paredes de retorno (paredes de contraventamento); iii) eficiência da ligação aos elementos ortogonais, nomeadamente paredes de contraventamento, pavimentos e cobertura; iv) flexibilidade dos diafragmas; v) nível de esforço axial nas paredes; vi) presença de aberturas (portas ou janelas); vii) interligação entre dano no plano da parede e sua influência no comportamento fora-do-plano; viii) efeitos dinâmicos da ação sísmica, nomeadamente filtragem e amplificação em altura.

O objetivo final de uma abordagem a uma estrutura existente será a possibilidade de reproduzir o mais adequadamente possível o comportamento da mesma com o menor grau de dificuldade. Além disso e preferencialmente, a influência da experiência e capacidade técnica do perito avaliador da estrutura deveria ser o mínimo possível, permitindo assim que a abordagem apresentada

para avaliar e/ou simular o comportamento fora-do-plano fosse dependente do método em si, e não do projetista.

Tendo em consideração esta última premissa, tornou-se então uma mais-valia a realização de *blind-prediction* tests para analisar quais as metodologias propostas, a eficácia dos resultados obtidos e também o grau de envolvimento dos peritos para prever corretamente o comportamento fora-do-plano.

3 Ensaios experimentais

3.1 Descrição dos casos de estudo

Os casos de estudo a serem ensaiados, e como já mencionado, foram duas estruturas semelhantes e com uma disposição em U, com aberturas nas paredes de fachada e paredes de retorno (paredes perpendiculares à fachada), induzindo efeitos torsionais na resposta.

Uma das estruturas foi materializada em alvenaria de tijolo perfurado na vertical e argamassa de cimento, sendo o aparelho do tipo inglês e espessura total das paredes de 0,235 m. A outra estrutura foi construída em alvenaria de pedra de dois panos e argamassa à base de cal, com uma espessura igual a 0,50 m.

As Figuras 1 e 2 apresentam as estruturas que foram ensaiadas em mesa sísmica.

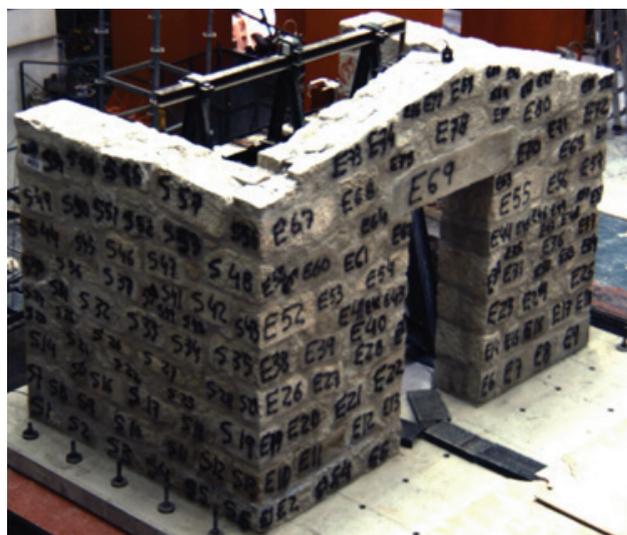


(a)



(b)

Figura 1 Caso de estudo em alvenaria de tijolo: a) vista geral; b) abertura na parede perpendicular



(a)



(b)

Figura 2 Caso de estudo em alvenaria de pedra: a) vista geral; b) abertura na parede perpendicular

Para que os participantes tivessem informação suficiente para realizarem as suas previsões, foram disponibilizados, além das configurações geométricas dos provetes e especificidades da sua construção, resultados de ensaios à compressão e compressão diagonal em muretes de alvenaria, nomeadamente: módulo de elasticidade; massa volúmica; resistência à compressão; resistência à tração por compressão diagonal.

Por último, foram também disponibilizados os pontos monitorizados durante os ensaios na mesa sísmica, nomeadamente acelerações (19 acelerómetros uniaxiais) e deslocamentos (6 transdutores de deslocamento do tipo LVDT, *linear variable differential transformer*).

Mais informações sobre a constituição dos modelos e respetivos ensaios estão disponíveis em [5].

3.2 Ação sísmica

A ação sísmica, atuando perpendicularmente à fachada principal, foi introduzida para níveis crescentes de aceleração, até atingir o colapso parcial dos modelos. A ação sísmica introduzida foi diferente nos dois modelos, tendo em consideração a diferente massa dos modelos e a influência da ação na formação dos mecanismos de colapso. No entanto, a ação base foi filtrada para conter os níveis

de deslocamentos dentro do domínio de deslocamentos da mesa sísmica, sendo aplicado um filtro passa alto com frequência de corte de 1 Hz.

Relativamente à informação disponibilizada aos participantes, foi fornecido apenas o espectro de resposta normalizado a 1 g, assim como a envolvente da ação sísmica.

A Figura 3 apresenta a informação fornecida para o caso de estudo de alvenaria de pedra.

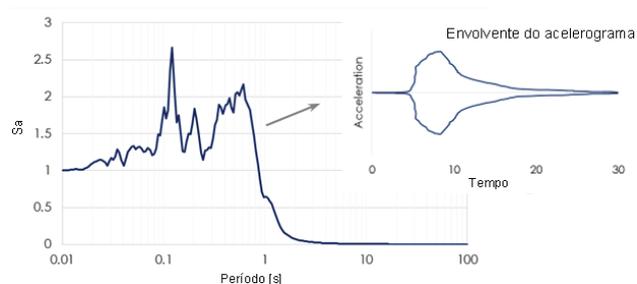


Figura 3 Ação sísmica – elementos fornecidos aos participantes (caso de estudo pedra)

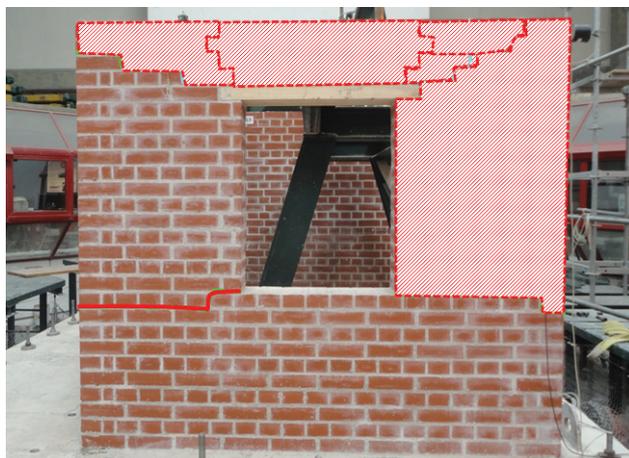


Figura 4 Modelo de tijolo – evolução do dano e mecanismos formados (azul – 0,56 g; verde – 0,84 g; vermelho (colapso) – 1,27 g).

3.3 Resultados obtidos e mecanismos de colapso formados

A realização dos ensaios em mesa sísmica possibilitou a obtenção dos mecanismos de colapso em ambos os modelos ensaiados, obtendo-se também a aceleração base que originou esses mecanismos e os deslocamentos máximos observados. As Figuras 4 e 5 apresentam a evolução do dano e os mecanismos de colapso para os dois modelos.

Os mecanismos de colapso envolveram a fachada principal (com particular ênfase nos movimentos do tímpano) e nas paredes de retorno, nomeadamente a parede de retorno com abertura.

A Figura 6 apresenta a evolução dos deslocamentos da fachada dos dois modelos ensaiados em função da aceleração base. É notória a influência do dano no aumento exponencial dos deslocamentos observados, nomeadamente para a aceleração de pico na base (PGA, *peak ground acceleration*), $PGA > 0,5$ g (modelo de pedra) e $PGA > 0,7$ g (modelo de tijolo).

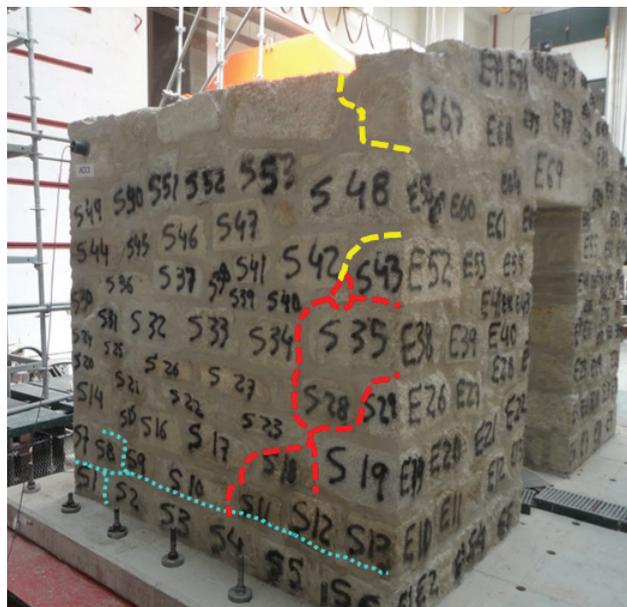


Figura 5 Modelo de pedra – evolução do dano e mecanismos formados (azul – fendas iniciais; verde – 0,66 g; amarelo – 1,02 g; vermelho (colapso) – 1,05 g)

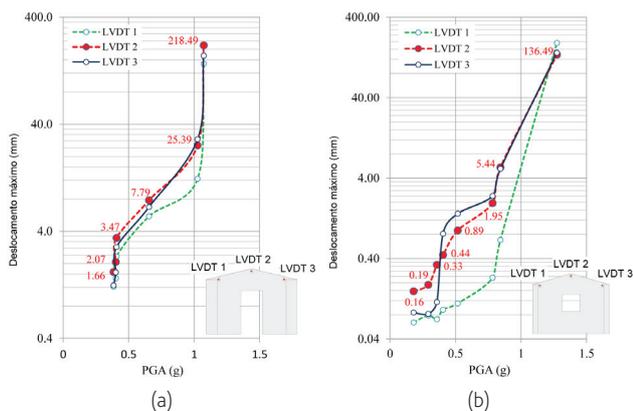


Figura 6 Deslocamento máximo relativo: a) estrutura de pedra; b) estrutura de tijolo

4 Avaliação e interpretação das previsões

4.1 Comentários gerais

A previsão dos resultados das estruturas existentes teve como ponto principal a definição do(s) mecanismo(s) de colapso, e posteriormente, em função da metodologia utilizada, foi definida a capacidade máxima da estrutura essencialmente em termos de aceleração ou deslocamento.

A Figura 7 apresenta as etapas principais seguidas para obtenção das

previsões do comportamento. É de realçar o papel que a capacidade técnica dos peritos teve no processo final de previsão.

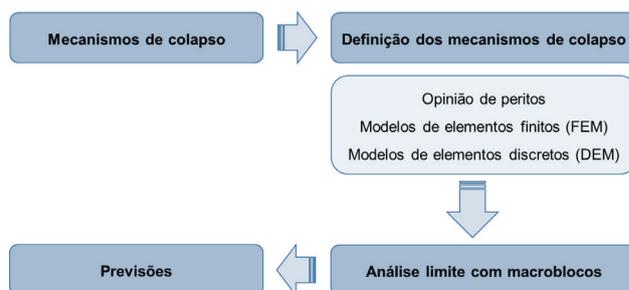


Figura 7 Etapas principais nas metodologias utilizadas

A Figura 8 apresenta alguns dos modelos desenvolvidos pelos participantes para definição dos mecanismos de colapso e/ou capacidade máxima das estruturas. Mais informações acerca dos métodos e metodologias utilizados, bem como os resultados obtidos em detalhe encontram-se apresentados em [6-11].

4.2 Caso de estudo: alvenaria de pedra

A Figura 9 apresenta os mecanismos de colapso definidos pelos participantes para o modelo de alvenaria de pedra e sua comparação com o mecanismo de colapso obtido experimentalmente. Foram definidos 13 mecanismos diferentes, num total de 19 previsões. Os mecanismos propostos mais próximos do mecanismo experimental foram classificados como “Bom”.

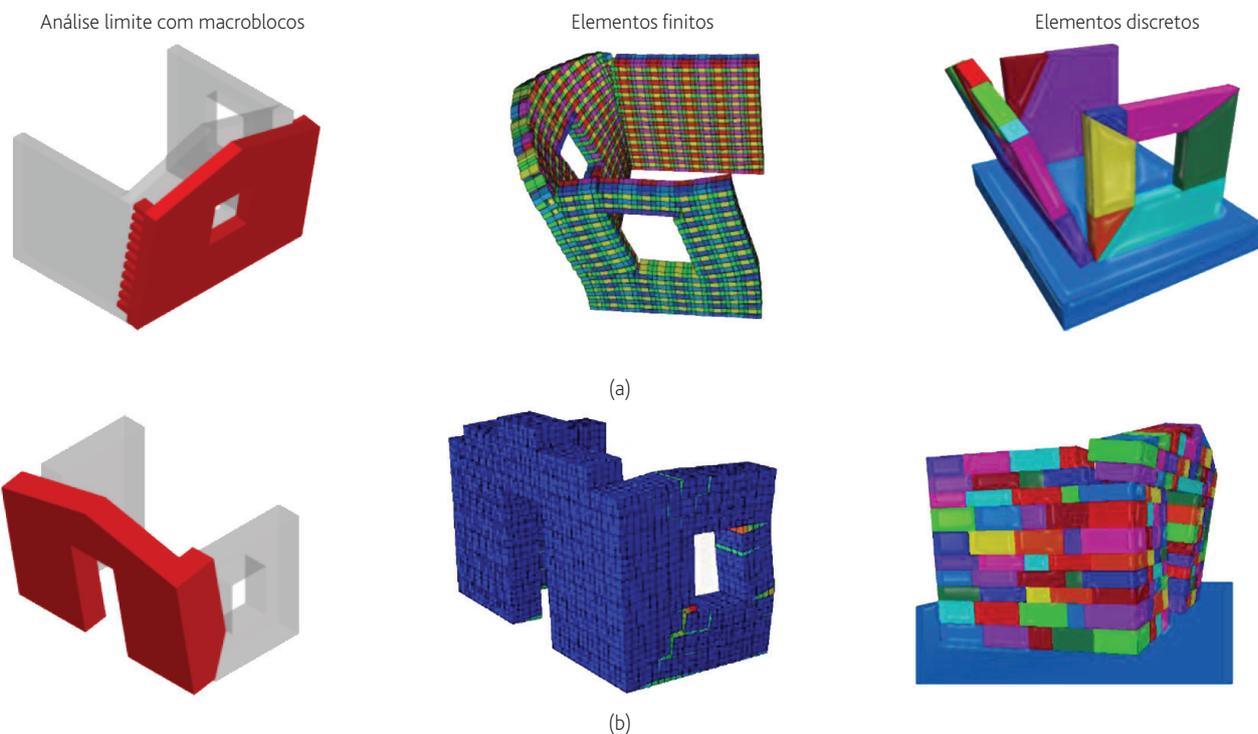


Figura 8 Exemplos dos modelos desenvolvidos pelos participantes: a) modelo tijolo; b) modelo pedra

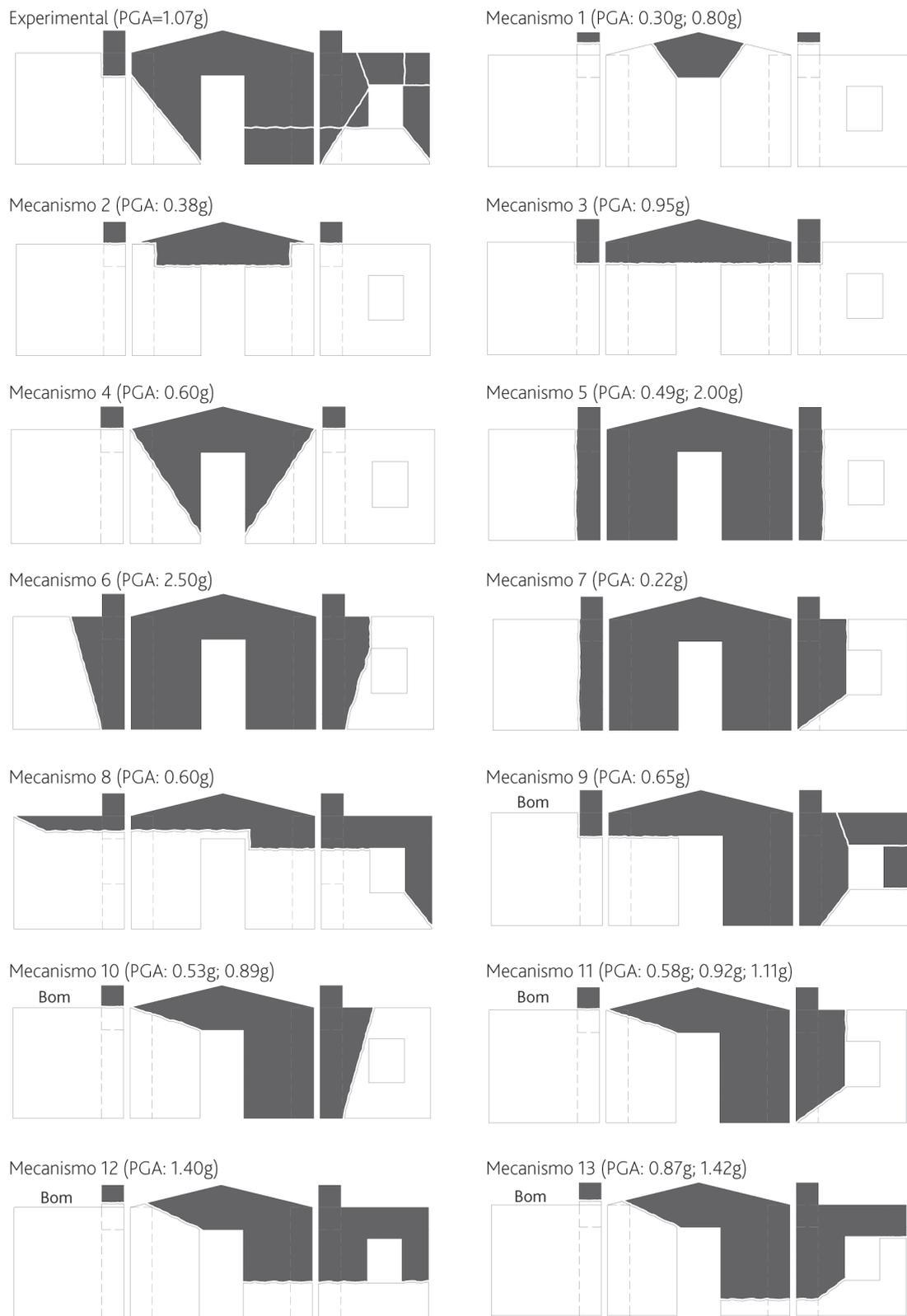


Figura 9 Mecanismos de colapso definidos para a estrutura em alvenaria de pedra

Como a maioria dos participantes definiu a aceleração na base do modelo (PGA) como parâmetro de controlo do colapso, a Figura 10 apresenta os valores previstos pelos participantes e a comparação com o valor experimental. O domínio dos resultados é muito alargado (desde 0,22g a 2,5g e COV = 63%). Contudo, os valores aqui apresentados também são bastante influenciados pela definição dos mecanismos de colapso apresentados anteriormente.

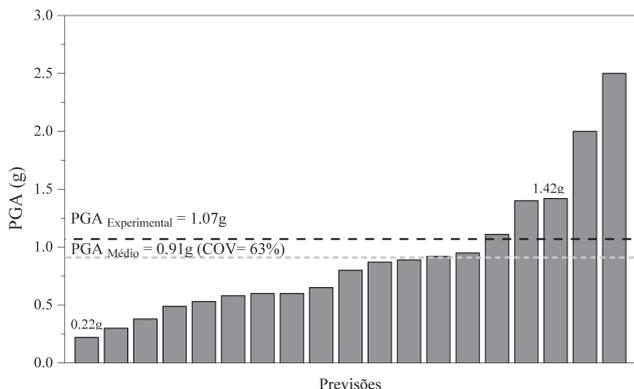


Figura 10 Comparação das previsões em termos de aceleração base para o modelo de pedra

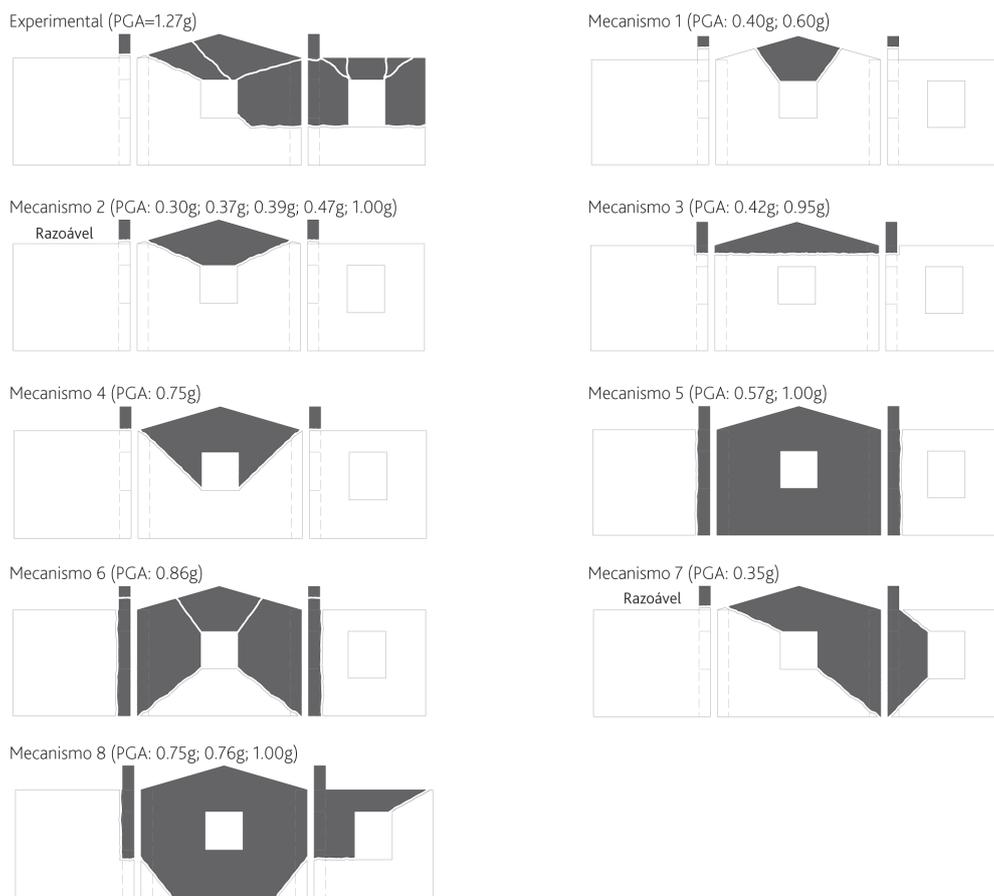


Figura 11 Mecanismos de colapso definidos para a estrutura em alvenaria de tijolo

No entanto, e tendo em vista uma abordagem conservativa, a maioria dos participantes previu uma capacidade resistente menor à observada experimentalmente.

Por último, e tendo em conta apenas as previsões que estimaram corretamente o mecanismo de colapso, a amplitude de valores reduz-se (de 0,53 g a 1,42 g e COV = 31%). Sendo assim, é possível concluir que, através de uma previsão correta do mecanismo de colapso, é ainda necessário ajustar as metodologias à previsão do comportamento fora-do-plano de estruturas de alvenaria de pedra.

4.3 Caso de estudo: alvenaria de tijolo

No caso de estudo de alvenaria de tijolo verificou-se que a maioria dos participantes teve dificuldade em definir corretamente o mecanismo de colapso, apesar de ser uma alvenaria regular e as juntas bem definidas.

Um dos problemas nas previsões poderá ter sido a não correta contabilização do efeito das aberturas na parede de retorno e sua influência no modo de colapso final.

A Figura 11 apresenta os mecanismos de colapso (8 diferentes mecanismos definidos em 14 previsões) dos participantes e sua comparação com a observação experimental. Como não foram obtidos mecanismos de colapso semelhantes ao observado no

modelo experimental, foi definido um critério para considerar mecanismos razoavelmente semelhantes ao experimental (identificados como “Razoável”).

Existem mecanismos definidos pelo simples derrube do tímpano segundo uma linha horizontal, até derrube total da fachada com ou sem envolvimento das paredes perpendiculares. Verifica-se também que, para os mesmos tipos de mecanismos de colapso, se obtiveram valores bastante diferentes de aceleração na base (p. ex., para o mecanismo 2, desde 0,30 g a 1,0 g).

A Figura 12 apresenta a comparação dos resultados obtidos em termos de previsão da aceleração base para o colapso da estrutura de tijolo. Os valores previstos ficaram abaixo do valor experimental, sendo todos eles conservativos. O domínio dos resultados previstos situou-se entre 0,30 g e 1,0 g, em que o coeficiente de variação é igual a 41%.

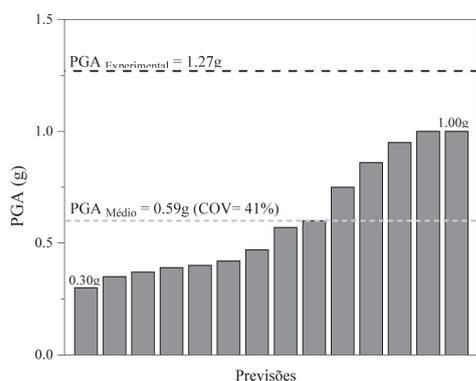


Figura 12 Comparação das previsões em termos de aceleração base

4.4 Comparação global

Para uma observação global dos resultados obtidos através das previsões realizadas e das metodologias utilizadas, apresenta-se na Tabela I o resumo das previsões realizadas e respetivo(s) método(s) utilizado(s).

Os resultados permitem verificar que foram utilizados vários métodos de análise assim como a combinação entre metodologias, para estimar da melhor forma possível a resposta das estruturas. Na maioria dos casos e tal como já apresentado em 4.1, foi utilizado um método para definir o mecanismo de colapso mais provável de ocorrer (p. ex., FEM), e depois, com base nesse mecanismo, foi utilizada uma abordagem baseada em força (p. ex., análise limite de equilíbrio para determinar o coeficiente sísmico que origina o colapso) ou em deslocamento (p. ex., o método não linear baseado em deslocamentos proposto no código italiano NTC08 [12]). O objetivo prendeu-se sempre com determinar uma estimativa máxima para cada um dos modelos, dando um valor de *output* claro (p. ex., PGA máximo ou deslocamento último).

Relativamente ao modelo de pedra, as melhores estimativas foram realizadas recorrendo ao método dos elementos finitos (FEM) na previsão dos mecanismos de colapso, juntamente com abordagens em força e deslocamento. Relativamente ao modelo em tijolo,

a utilização de modelos simplificados e métodos mistos (força e deslocamento) exibiram a melhor aproximação à capacidade máxima da estrutura.

Tabela I Resumo das previsões realizadas

Método	PGA (g)		Mecanismo		Erro	
	Pedra	Tijolo	Pedra	Tijolo	Pedra	Tijolo
FB + DB + TH	0,6	0,3	Razoável		- 75%	
Não especificado	0,95	0,75				
FB + DB	2,5	1	Razoável		- 21%	
FEM + FB + DB	0,58	0,95	Bom		- 45%	
FEM + FB + DB	0,92	0,42	Bom		- 12%	
DEM (NLS)	0,65	-	Bom		- 38%	
DEM (IDA)	0,6	-				
DEM + FB + DB / FB + DB	0,53	0,37	Bom	Razoável	- 50%	- 71%
DEM + FB + DB / FB + DB	0,89	0,39	Bom	Razoável	- 16%	- 69%
FEM (NLS)	0,8	0,6				
FEM (IDA)	0,3	0,4				
FEM + FB + DB	0,50	0,88				
FEM + FB + DB	1,11	0,47	Bom	Razoável	6%	- 63%

FEM: Método dos elementos finitos; DEM: Método dos elementos discretos; NLS: Análise estática não linear; IDA: Análise dinâmica incremental; FB: Previsão baseada em força; DB: Previsão baseada em deslocamentos; TH: Análise dinâmica no tempo

5 Conclusões

A avaliação do comportamento para fora-do-plano das paredes de estruturas existentes em alvenaria é um problema complexo, o qual foi realçado com a informação apresentada neste artigo. As metodologias disponíveis são várias e os resultados obtidos são diversos e variados, mas nem sempre preveem corretamente o comportamento das estruturas. Apesar dos inúmeros avanços nesta área é possível, através deste trabalho, perceber que ainda existe um longo caminho a percorrer, inclusivamente num ponto mais simples mas crucial como a definição do mecanismo de colapso.

Contudo, a maioria das previsões realizadas e apresentadas neste artigo são conservativas, o que para intervenções em estruturas existentes poderá originar reforços mais profundos e intrusivos, mas que salvaguardam vidas humanas.

Agradecimentos

Aos técnicos do NESDE do LNEC, na preparação e realização dos ensaios em mesa sísmica. A todos os participantes do *workshop*, pela dedicação e tempo despendido nas previsões e discussão dos resultados.

Referências

- [1] Gambarotta, L.; Lagomarsino, S. (1997) – Damage Models for the Seismic Response of Brick Masonry Shear Walls. Part II: the continuum model and its applications, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(4), 441-462. DOI: 10.1002/(SICI)1096-9845(199704)26:4%3C441::AID-EQE651%3E3.0.CO;2-0/full.
- [2] Doherty, K.; Griffith, M. C.; Lam, N.; Wilson, J. (2002) – Displacement-based seismic analysis for out-of-plane bending of unreinforced masonry walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(4), 833-850.
- [3] Costa A.A.; Penna A.; Arêde A.; Costa A. (2015) – Simulation of masonry out-of-plane failure modes by multi-body dynamics, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(14), 2529-2549. DOI: 10.1002/eqe.2596.
- [4] Ferreira, T. M.; Costa, A. A.; Costa, A. (2015) – Analysis of the out-of-plane seismic behaviour of unreinforced masonry: A literature review, *International Journal of Architectural Heritage*, 9(8), 949-972. DOI: 10.1080/15583058.2014.885996
- [5] Candeias, P. X.; Campos Costa, A.; Mendes, N.; Costa, A.A.; Lourenço, P.B. (2016) – Experimental assessment of the out-of-plane performance of masonry buildings through shaking table tests, *International Journal of Architectural Heritage* (IN PRESS). DOI: 10.1080/15583058.2016.1238975.
- [6] Mendes, N.; Costa, A. A.; Lourenço, P. B.; Bento, R.; Beyer, K.; de Felice, G.; Gams, M.; Griffith, M.; Ingham, J.; Lagomarsino, S.; Lemos, J. V.; Liberatore, D.; Modena, C.; Oliveira, D. V.; Penna, A.; Sorrentino, L. (2016) – Methods and approaches for blind test predictions of out-of-plane behavior of masonry walls: A numerical comparative study. *International Journal of Architectural Heritage* (IN PRESS). DOI: 10.1080/15583058.2016.12389.
- [7] Derakhshan, H.; Nakamura, Y.; Ingham, J.M.; Griffith, M.C. (2016) – Simulation of shake table tests on out-of-plane masonry buildings. Part (I): displacement-based approach using simple failure mechanisms. *International Journal of Architectural Heritage* (IN PRESS). DOI: 10.1080/15583058.2016.1237590.
- [8] AlShawa, O.; Sorrentino, L.; Liberatore, D. (2016) – Simulation of shake table tests on out-of-plane masonry buildings. Part (II): combined finite-discrete elements. *International Journal of Architectural Heritage* (IN PRESS). DOI: 10.1080/15583058.2016.1237588.
- [9] Gams, M.; Anzlin, A.; Kramar, M. (2016) – Simulation of shake table tests on out-of-plane masonry buildings. Part (III): two-step FEM approach. *International Journal of Architectural Heritage* (IN PRESS). DOI: 10.1080/15583058.2016.1237589.
- [10] Chácara, C.; Mendes, N.; Lourenço, P.B. (2016) – Simulation of shake table tests on out-of-plane masonry buildings. Part (IV): macro and micro FEM based approaches. *International Journal of Architectural Heritage* (IN PRESS). DOI: 10.1080/15583058.2016.1238972.
- [11] Lemos, J.V.; Campos Costa, A. (2016) – Simulation of shake table tests on out-of-plane masonry buildings. Part (V): discrete element approach. *International Journal of Architectural Heritage* (IN PRESS). DOI: 10.1080/15583058.2016.1237587.
- [12] NTC08 (2009) – Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617. Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008. *Suppl. Ordinario n. 27 alla G.U. n. 47 del 26-02-2009*. Italia.

Simulação numérica da instabilidade de paredes finas de betão armado usando elementos de viga sujeitos a tração-compressão

Numerical simulation of instability of thin reinforced concrete walls using beam elements under tension-compression

Angelica Rosso
João P. Almeida
Katrin Beyer

Resumo

Um crescimento construtivo absolutamente assinalável ocorre presentemente em diversos países da América Latina, tais como a Colômbia. O elevado custo relativo dos materiais tem levado à construção de edifícios em betão armado com paredes finas e apenas uma camada de armaduras longitudinais, as quais podem evidenciar importantes fenómenos de instabilidade durante a ação sísmica. A região correspondente ao elemento de bordo da parede é frequentemente idealizada como uma coluna solicitada axialmente em ciclos de tração-compressão, tendo estudos passados identificado a extensão máxima de tração aplicada como o parâmetro crítico. O efeito da espessura da parede, a excentricidade da malha de armaduras, ou ainda a influência do protocolo de carga, permanecem no entanto mal estudadas. O presente trabalho explora, pela primeira vez, a aplicação de elementos de barra utilizando plasticidade distribuída e discretização por fibras para estudar as variáveis atrás mencionadas e o efeito das condições de fronteira, entre outros.

Abstract

The increasing demand for housing in Colombia and several neighboring countries, together with the large relative cost of the materials, has prompted city administrations to build thin reinforced concrete (RC) wall buildings with a single layer of reinforcement. Such members may experience instability and large out-of-plane deformations under seismic action. The existing models idealize the wall boundary element as an equivalent column subjected to cyclic tensile-compressive loading, and past studies have identified the maximum tensile strain applied to the member as the governing parameter which triggers the out-of-plane deformation. The influence of the wall thickness, the reinforcement eccentricity, and the loading protocol, remain largely unaddressed. This paper presents, for the first time, the initial results of the application of a beam-column model — using distributed plasticity and section fibre discretization — to study the above mentioned variables and the influence of boundary conditions, among other aspects.

Palavras-chave: Paredes finas / Betão armado / Instabilidade para fora do plano / Elementos viga-coluna / Coluna equivalente

Keywords: Thin walls / Reinforced concrete / Out-of-plane instability / Beam elements / Equivalent column

Angelica Rosso

Aluna de Doutoramento
EESD Lab, EPFL
Lausanne, Suíça
angelica.rosso@epfl.ch

João P. Almeida

Investigador de Pós-Doutoramento
EESD Lab, EPFL
Lausanne, Suíça
joao.almeida@epfl.ch

Katrin Beyer

Professora Auxiliar
EESD Lab, EPFL
Lausanne, Suíça
katrin.beyer@epfl.ch

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.

ROSSO, A. [et al.] – Simulação numérica da instabilidade de paredes finas de betão armado usando elementos de viga sujeitos a tração-compressão. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 83-92.

1 Introdução

Durante os últimos anos, as administrações de muitas cidades latino-americanas têm sido submetidas a uma pressão elevada para providenciar alojamento para significativos estratos populacionais de classes económicas mais baixas. Como o custo do espaço por metro quadrado também tem subido, uma das soluções mais comuns para este problema tem consistido na construção de edifícios com estrutura tipo parede de betão armado de altura média-elevada. A maioria destes edifícios residenciais é construída com paredes finas (ver Figura 1a) e percentagens de armadura muito reduzidas, frequentemente usando apenas uma camada de armadura (ver Figura 1b). Tal cenário é preocupante tendo em conta que os recentes sismos no Chile (2010) e Nova Zelândia (2011) causaram danos significativos e até mesmo o colapso de alguns edifícios com estrutura tipo parede de betão armado, e que parte desta vulnerabilidade se relacionou com a tendência de algumas paredes encurvarem para fora do seu plano [1,2] (ver Figura 1c). É de notar que no Chile e na Nova Zelândia a espessura mínima das paredes é de 15 cm, pelo que noutros países em que espessuras de 8-10 cm são utilizadas, tais como a Colômbia, é de esperar que essa vulnerabilidade seja bastante aumentada. O comportamento sísmico desses edifícios poderá portanto ser bastante comprometedor se operações de reforço adequadas não forem efetuadas. Salienta-se que tais paredes não seriam admissíveis no âmbito da EN1998-1 [3], onde uma espessura mínima de 200 mm é requerida para os elementos de bordo das paredes.

Os primeiros investigadores que tentaram compreender o mecanismo e propor um modelo simplificado para a instabilidade de paredes de betão armado foram Goodsir e Paulay, em 1985 [4,5]. O mecanismo pode ser descrito da seguinte forma: (i) quando elevadas curvaturas no próprio plano da parede (*i.e.*, na direção do carregamento) são atingidas, um dos elementos de bordo fica submetido a elevadas extensões de tração que podem causar importantes fendas quasi-horizontais ao longo da espessura da parede que impõem a conseqüente cedência das armaduras longitudinais e o desenvolvimento de extensões plásticas de tração; (ii) quando tal elemento de bordo é descarregado e recarregado em compressão, e ainda antes de as fendas fecharem, a força de compressão é resistida unicamente pelas armaduras verticais. Esta fase é acompanhada tipicamente por um incipiente deslocamento para fora do plano da parede, que pode ocorrer devido a desalinhamentos acidentais das camadas de armadura, excentricidade da mesma (se for apenas uma), ou excentricidade acidental da força vertical aplicada. Enquanto as armaduras mantiverem uma rigidez axial de compressão relativamente elevada, estes deslocamentos para fora do plano tendem a permanecer reduzidos; (iii) no entanto, à medida que a compressão aumenta, a rigidez das armaduras diminui (devido ao efeito de Bauschinger e subsequente plastificação em compressão), o que induz uma maior deformação transversal e o conseqüente aumento do deslocamento para fora do plano do elemento de bordo e de toda a parede. Em função do valor da máxima extensão de tração atingida no ciclo precedente (*i.e.*, antes do início da descarga), as fendas poderão fechar (restabelecendo assim uma transferência da força de compressão através do betão e contribuindo para o endireitamento da parede)

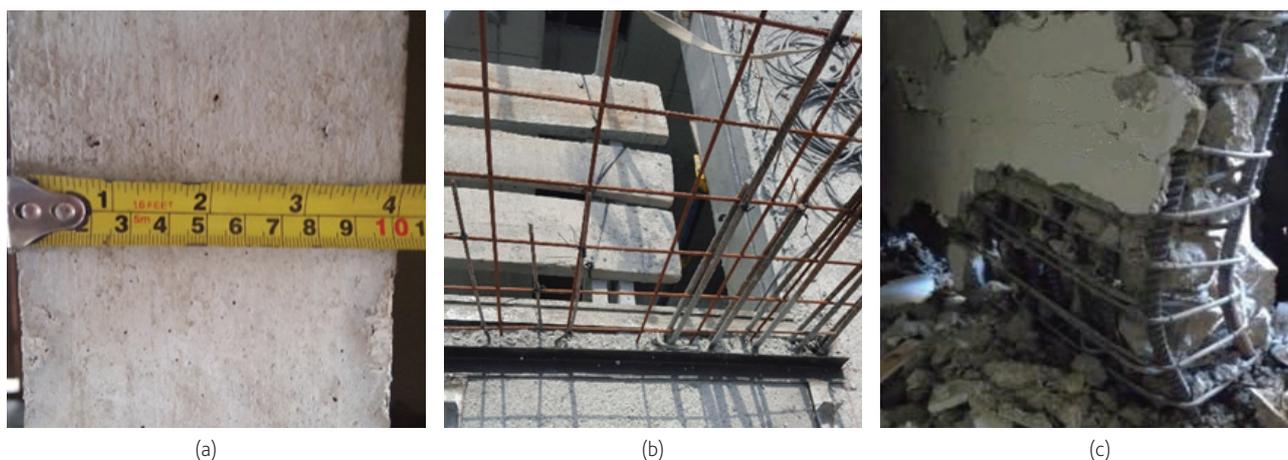


Figura 1 Paredes típicas da construção Colombiana, com apenas uma camada de armaduras: (a) Espessura da parede; (b) Detalhe das armaduras (fotografias gentilmente cedidas por Lisandro Jimenez); (c) Exemplo de danos envolvendo o colapso para fora do plano numa parede de betão armado, durante o sismo de 2011 na Nova Zelândia [2]

ou poderão manter-se abertas (causando um aumento abrupto dos deslocamentos para fora do plano devido ao comportamento das armaduras) levando eventualmente ao colapso por instabilidade geométrica do elemento estrutural. Outras condições intermédias são também passíveis de ocorrer. Independentemente do cenário que efetivamente se desenvolve, o aparecimento de deslocamentos para fora do plano e momentos de segunda ordem afeta de forma crítica a resposta da parede no seu próprio plano, os quais devem ser por isso considerados.

Tendo em conta a descrição precedente, é natural verificar-se que os modelos existentes desenvolvidos para descrever a instabilidade para fora do plano de paredes de betão armado [6,7] assumem a semelhança entre os elementos de bordo – os quais representam a parte da parede que governa o mecanismo de instabilidade – e uma coluna carregada axialmente em tração e compressão. Adicionalmente, é unanimemente aceite que o parâmetro que controla o desencadeamento de deformações para fora do plano é a magnitude da máxima extensão de tração aplicada antes do início da descarga e subsequente recarregamento em compressão. Campanhas experimentais levadas a cabo em colunas de betão armado sujeitas a tração e compressão [4,7–11] confirmaram esta observação, mas no entanto não investigaram a influência de outras variáveis, tais como a espessura dos provetes, a excentricidade da camada de armadura (no caso de uma única camada ser utilizada), ou a percentagem de armadura.

Tendo como objetivo o estudo do efeito destas variáveis na resposta para fora do plano, são necessárias técnicas de modelação eficientes. Tal simulação numérica constitui-se como um desafio dada a necessidade de se considerar a complexa interação entre não-linearidades geométricas e materiais. O estudo presente ilustra a aplicação de um modelo de viga-coluna para simular a resposta para fora do plano de colunas equivalentes – representativas dos elementos de bordo de uma parede, tal como descrito acima – sujeitas a histórias de carregamento cíclico de tração-compressão.

2 Descrição do modelo numérico

Tal como discutido na secção precedente, paredes com uma única camada de armadura representam um caso crítico no estudo do comportamento por instabilidade para fora do plano (ver Figura 2a-b). Utilizando o conceito de coluna equivalente para descrever o comportamento dos elementos de bordo de uma parede, e tendo em conta as condições de fronteira que restringem o elemento estrutural enquanto parte integrante de um edifício, pode idealizar-se o modelo de viga-coluna simplificado apresentado na Figura 2c-d para efeitos de simulação. A mola de rotação incluída no topo da coluna simula a rigidez de flexão conferida pela laje e vigas confinantes, enquanto um encastramento é considerado na base. Mais considerações a este respeito serão discutidas em maior detalhe na Secção 4.2.

O presente modelo é utilizado pelos autores para realizar as simulações numéricas que serão examinadas de seguida, as quais poderão ser igualmente empregues na prática corrente de engenharia para avaliar a instabilidade dos elementos de bordo de paredes finas. Elementos viga-coluna 2D são empregues utilizando o software OpenSees [12]. Como a encurvadura ocorre para fora do plano da parede, apenas a armadura de extremidade e a área de betão envolvente foram consideradas para definir a secção do elemento (ver Figura 2c). Diversas dificuldades numéricas foram encontradas na aparentemente simples simulação de um elemento sujeito a um carregamento axial, as quais se relacionaram com os seguintes fenómenos, entre outros: (i) perda súbita da resistência de tração do betão; (ii) o facto de que apenas uma única camada de armadura se encontra presente, a qual constitui assim a única fonte de resistência/rigidez quando a secção está totalmente fendilhada; (iii) assimetria da secção, dada pela excentricidade da camada de armadura, a qual induz um momento para fora do plano variável ao longo do elemento devido aos efeitos geometricamente não-lineares e às condições de fronteira.

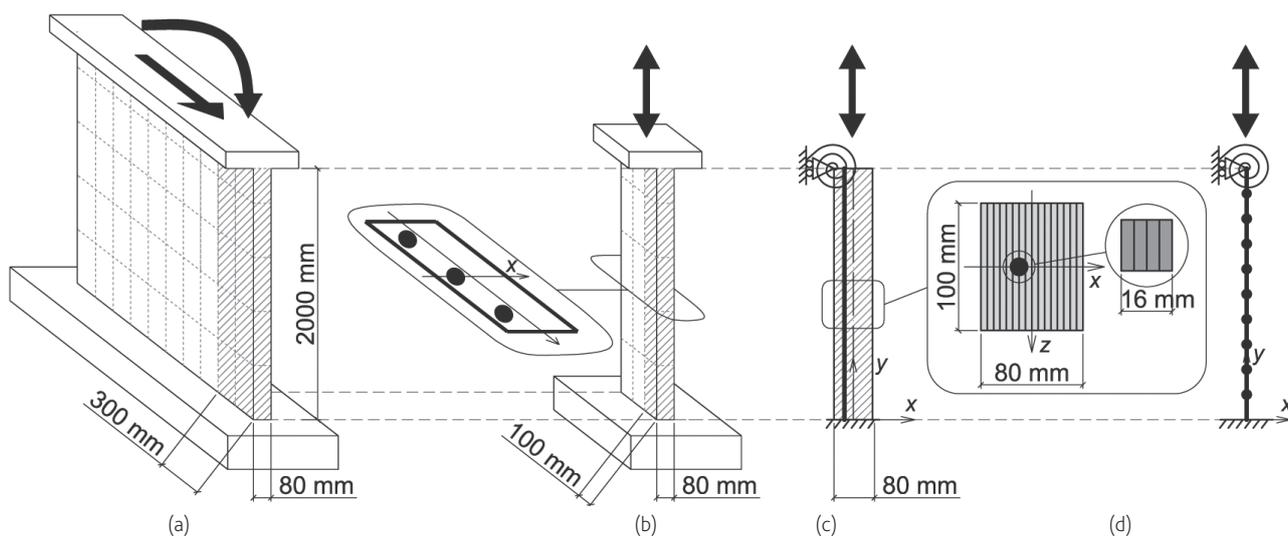


Figura 2 (a) Parede sujeita a cargas horizontais (e.g., ação sísmica); (b) Idealização do elemento de bordo como uma coluna carregada em tração-compressão e identificação da camada excêntrica de armaduras; (c) Condições de fronteira e discretização da secção utilizada no modelo; (d) Discretização da coluna em elementos de barra

A não-linearidade do problema estrutural é considerada da seguinte forma: (i) efeitos materiais: através da utilização de uma formulação de flexibilidade para o elemento (um esquema de integração de Gauss-Lobatto com cinco secções de integração foi adotado) e através da discretização das secções em fibras representativas do betão e da armadura (ver Figura 2c), as quais são associadas a relações uniaxiais extensão-tensão não-lineares específicas para ambos os materiais; (ii) efeitos geométricos: através da adoção de uma transformação corrotacional para considerar os efeitos dos grandes deslocamentos e através da consideração de múltiplos elementos ao longo da coluna por forma a simular os efeitos de segunda ordem relativamente à corda do elemento.

A coluna de referência utilizada de seguida, equivalente às paredes testadas por Rosso *et al.* [13], tem uma altura de 2,0 m, 80 mm de espessura e 100 mm de largura.

Uma única barra de armadura é utilizada, excêntrica de 10 mm, cuja secção foi assimilada a um quadrado de 16 mm. For forma a definir o modelo de referência, diversas análises paramétricas para estudar a sensibilidade do modelo a variações de certos parâmetros foram realizadas (nomeadamente, o número de fibras utilizado para discretizar a secção, o número de elementos para discretizar a coluna, etc.). Finalmente, a coluna foi discretizada em 10 elementos, representados na Figura 2d, enquanto a secção foi discretizada em 16 fibras para o betão e 4 fibras para a armadura (ver Secção 4.2 para discussão mais aprofundada relativamente a este ponto), como indicado na Figura 2c. O betão é modelado através da lei uniaxial de Kent-Scott-Park [14,15] com rigidez de descarga/recarga linear de acordo com o trabalho de Karsan-Jirsa [16] (resistência de compressão $f'_c = 30$ MPa, atingida a uma extensão de $\epsilon_{c0} = 0,002$). Diversos modelos preliminares foram testados considerando a resistência à tração do betão. Os resultados correspondentes mostraram no entanto que a consideração deste parâmetro: (i) não

é relevante para a modelação da instabilidade, o que é expectável tendo em conta a descrição do mecanismo feita na Introdução e os resultados de campanhas experimentais em curso [17]; (ii) dificulta significativamente a convergência numérica das análises. Por estas razões, não se recomenda a inclusão da resistência de tração do betão nos modelos e esta foi por isso ignorada nas análises que se seguem. O aço foi simulado com o modelo uniaxial de Giuffrè-Menegotto-Pinto [18,19] com endurecimento isotrópico (tensão de cedência $f_y = 600$ MPa, módulo inicial elástico $E_s = 200$ GPa, coeficiente de endurecimento $b = 0,005$). A encurvadura das armaduras, que pode ser considerada por exemplo através de modelos uniaxiais equivalentes simplificados [20], não foi tida em conta pois: (i) a malha de armaduras longitudinais encontra-se em geral localizada próxima do centro geométrico da secção, conseqüentemente com uma larga espessura de betão de recobrimento; (ii) a abertura de fendas associada à instabilização da parede para fora do seu plano é demasiado pequena para provocar um fenómeno de instabilidade local da armadura. Finalmente, a coluna é sujeita a um único ciclo de carregamento, composto pela imposição de um deslocamento em tração seguido de compressão. Note-se que tal carregamento – em que o esforço axial é constante ao longo da coluna – é uma simplificação da realidade correspondente ao caso crítico (para este modo de deformação) em que a parede responde puramente em flexão e em que a influência do gradiente de momentos ao longo do altura se pode considerar negligenciável.

3 Resposta do modelo de referência

Os resultados seguintes representam um caso em que a coluna é sujeita a um deslocamento de tração de + 10 mm, suficientemente elevado para provocar a cedência na barra, seguido de um deslocamento de compressão até -2 mm.

A Figura 3a mostra a resposta força-deslocamento vertical da coluna, notando-se a ocorrência de uma deformação plástica. A Figura 3b indica a evolução do deslocamento máximo para fora do plano (que se atinge a meia-altura da coluna, ver Figura 4a) em função do deslocamento vertical imposto. Os deslocamentos transversais começam no início da fase de recarga em compressão e, após atingirem um valor máximo, reduzem-se quase completamente. Adicionalmente, verifica-se que o máximo deslocamento para fora do plano ocorre imediatamente depois de a força vertical atingir um valor de compressão (correspondente a um deslocamento vertical ainda positivo, assinalado por quadrados na Figura 3). Este comportamento já tinha sido observado em campanhas experimentais anteriores [4, 13, 21].

A Figura 4 mostra, para diversos valores de deslocamento axial imposto, os perfis de deslocamentos transversais, os diagramas de momento, e os perfis de curvatura.

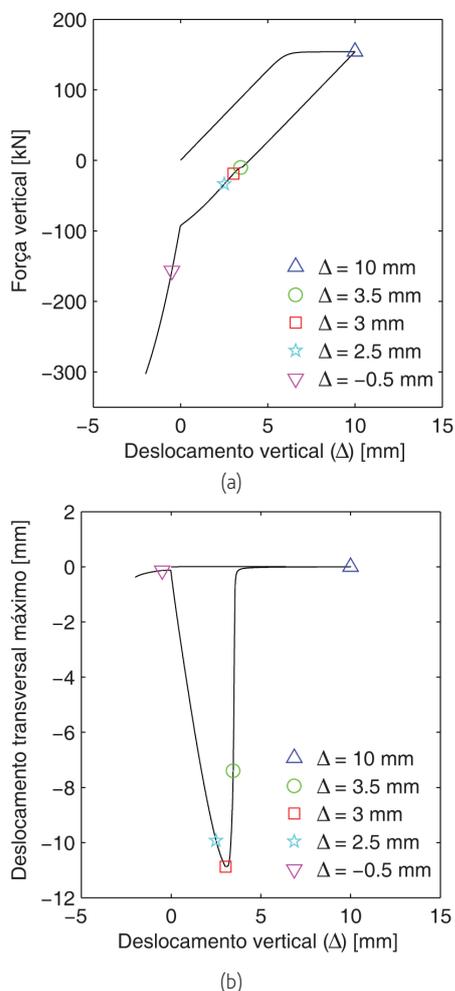


Figura 3 (a) Resposta força-deslocamento vertical do modelo de referência; (b) Deslocamento vertical imposto vs deslocamento para fora do plano (a meia-altura da coluna)

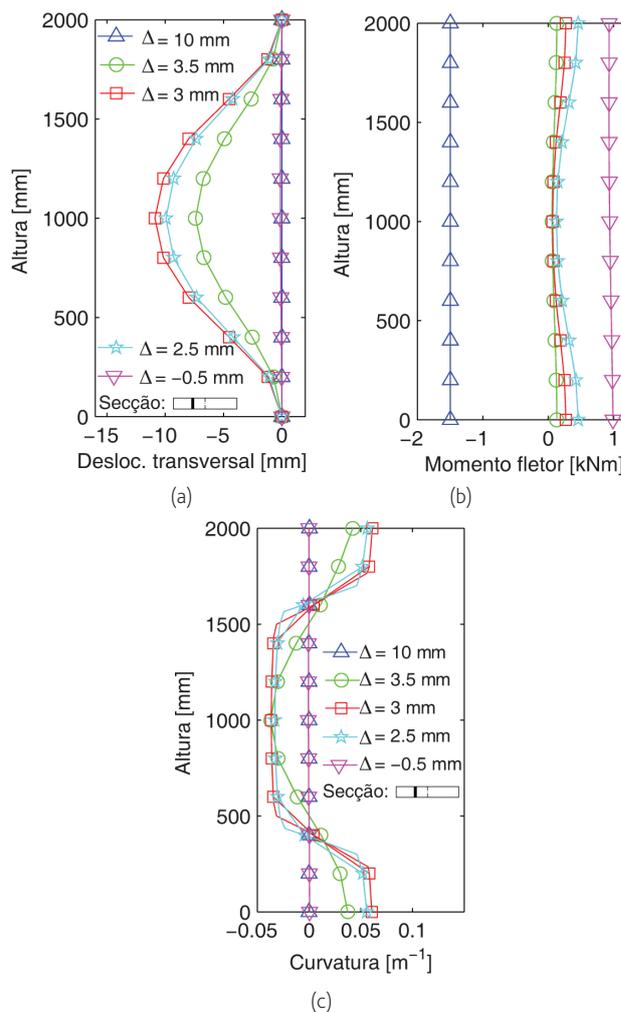


Figura 4 Perfis, ao longo da coluna, para diversos valores de deslocamentos verticais especificados: (a) deslocamento para fora do plano; (b) momentos fletores; (c) curvatura

Quando o deslocamento axial de tração máximo imposto (10 mm) é atingido (identificado com triângulos), o momento é negativo e os deslocamentos para fora do plano e as curvaturas são aproximadamente nulos. Durante a recarga os momentos fletores invertem de sinal, sendo menores nas secções que experienciam maiores deslocamentos transversais devido aos efeitos de segunda ordem, *i.e.*, na região a meia-altura do elemento.

Quando o deslocamento vertical imposto se reduz para 3,5 mm – correspondente a um deslocamento lateral a meia-altura de -7,4 mm, indicado por círculos nas Figuras 3 e 4 – as extensões nas fibras de betão extremas da secção (no lado côncavo da deformada), a meia-altura da parede, anulam-se, indicando o fecho das fendas nesse lado. Progredindo com a recarga, a deformação para fora do plano e o diagrama de momentos fletores continuam a aumentar, mas verifica-se que o valor da curvatura atinge um valor mínimo (negativo) a meia-altura e máximo (positivo) nas extremidades – correspondentes ao fecho das fendas em lados

opostos da secção. Ao atingir-se um valor de deslocamento vertical de 3 mm (identificado nas figuras com quadrados), o deslocamento para fora do plano chega ao seu máximo (-10,9 mm), podendo-se observar que as regiões da coluna ao longo das quais as fendas fecham se estendem por cerca de 25 cm na base e no topo, e ao longo de aproximadamente 100 cm a meia-altura do elemento. Para valores mais reduzidos de deslocamento vertical imposto, a continuação do fecho das fendas ao longo da altura do elemento conduz a um endireitamento da coluna, ou seja à redução dos deslocamentos para fora do plano e à consequente diminuição das curvaturas (identificado nas Figuras 3 e 4 com estrelas).

Finalmente, quando o deslocamento vertical aplicado passa a ser negativo, as deformações transversais são totalmente recuperadas, o diagrama de momentos flectores torna-se novamente constante, e o perfil de curvaturas anula-se (identificado nas Figuras 3 e 4 com triângulos invertidos).

Salienta-se que os deslocamentos da coluna ocorrem para o mesmo lado da excentricidade da barra na secção, o que é expectável se se considerar o caso de uma barra simplesmente apoiada. Na verdade, quando o deslocamento imposto é revertido (*i.e.*, quando se passa da fase de carga em tração para descarga), o lado da secção em que a barra se situa é o único a oferecer rigidez visto que as fendas estão abertas e por isso as fibras de betão não contribuem. Assim, necessariamente, a face da secção onde as fendas são forçadas a fechar primeiro é oposta ao lado correspondente à excentricidade da barra de armadura. Este comportamento, obtido por simulação numérica, foi confirmado experimentalmente em testes de paredes finas com uma única camada de armadura [13].

4 Influência de diferentes variáveis na resposta

Na presente secção, o modelo de referência acima descrito é utilizado para analisar a sensibilidade da resposta para fora do plano a diversos parâmetros, estudados individualmente de seguida. A Secção 4.2 discute aspetos relacionados com a definição das condições de fronteira e pontos críticos no desenvolvimento do modelação.

4.1 Máxima extensão de tração aplicada

Como referido na Introdução, diferentes investigações experimentais anteriores concordam em identificar a magnitude da extensão máxima de tração aplicada antes da descarga como o indicador fundamental para o desencadeamento de um comportamento instável da coluna [4,7-11]. Tendo como objetivo verificar esta observação através do presente modelo de elementos finitos de viga, a resposta da coluna a três diferentes histórias de deslocamentos foi comparada. A diferença consistiu na imposição de um diferente deslocamento vertical de tração máximo (Δ_{max}), respetivamente + 4 mm, + 8 mm e + 12 mm, após o qual se aplicou um deslocamento de compressão até -2 mm.

A Figura 5a mostra as respostas força-deslocamento vertical da coluna enquanto a Figura 5b ilustra a evolução da relação entre o deslocamento vertical imposto e o deslocamento para fora do plano

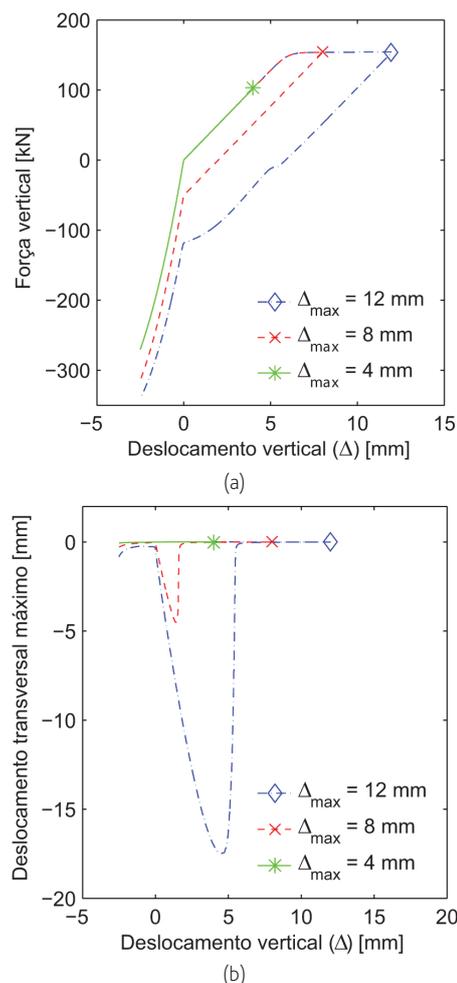


Figura 5 (a) Respostas força-deslocamento vertical para o modelo de referência sujeito a carregamentos distintos; (b) Deslocamento vertical imposto vs. deslocamento para fora do plano (a meia-altura da coluna) para os vários carregamentos

obtido numericamente, a meia-altura da coluna. Verifica-se que quando a coluna é carregada até + 4 mm a armadura não chega a atingir a cedência. Durante a descarga a armadura permanece assim em estado elástico, guardando por isso um nível de rigidez elevado, e consequentemente os deslocamentos transversais são inexistentes (ver linha contínua na Figura 5b, em que o asterisco indica o máximo deslocamento vertical imposto).

A existência de deslocamentos plásticos consideráveis é por isso um importante indicador do potencial de instabilidade, visto que apenas quando o varão começa a perder rigidez devido ao efeito de Bauschinger e as fendas permanecem abertas é que os deslocamentos para fora do plano se iniciam. Verifica-se desta forma que, para os dois outros carregamentos, um maior deslocamento vertical de tração imposto resulta num maior deslocamento para fora do plano atingido na fase de recarga. Adicionalmente, constata-se que tal deslocamento não é diretamente proporcional à extensão de tração máxima aplicada, sendo cerca de quatro vezes superior

para um aumento do deslocamento máximo de tração de apenas 50% (+ 12 mm vs. + 8 mm). Finalmente, é de notar igualmente que o aparecimento de deslocamentos transversais relevantes ocorre para variações negativas de deslocamentos verticais aplicados, após o deslocamento máximo de tração, aproximadamente semelhantes (de cerca de -6.3 mm). Tal observação é obviamente expectável, visto que o intervalo de deslocamentos axiais correspondente à descarga elástica da armadura é semelhante nos dois casos.

4.2 Condições de fronteira e aspetos de modelação numérica

Os modelos fenomenológicos existentes, referidos na introdução [6,7], foram desenvolvidos com base em modelos de vigas simplesmente apoiadas. A utilização de tais ligações rotuladas ao exterior, conjuntamente com elementos finitos de viga e discretização da secção através de fibras para modelar a armadura excêntrica, traz no entanto diversos problemas. Na verdade, como não se podem desenvolver momentos de reação, o equilíbrio de momentos internos nas extremidades (que tem de ser nulo), ainda durante a fase de aplicação de deslocamentos de tração, é conseguido através do desenvolvimento de tensões de compressão nas fibras extremas da secção que se situam do mesmo lado da barra de armadura (a qual se encontra em tração). Para tal, significativas curvaturas positivas têm de aparecer nessas extremidades, o que se reflete na ocorrência de deslocamentos para fora do plano muito relevantes (e irrealistas). Para além disto, a definição de rótulas para a coluna equivalente não é representativa de uma parede inserida no piso térreo de um edifício real. Assim, a adoção das condições de fronteira discutidas na Secção 2 e representadas na Figura 2c-d parecem ser as adequadas à simulação numérica visto permitirem equilibrar tais momentos internos, por um lado, e simular mais realisticamente as condições do elemento num caso real, por outro.

Os valores a considerar para a mola de rotação definida no nó de topo foram alvo de um estudo de sensibilidade, tendo-se verificado que para o intervalo $K_{sp} = 10^8 \text{ N.mm} - 10^{20} \text{ N.mm}$ os resultados obtidos para a evolução dos deslocamentos transversais são muito semelhantes. Para valores de rigidez inferiores, o problema anteriormente descrito relativo ao equilíbrio interno com ligações rotuladas reaparece, enquanto para valores de rigidez superiores se notaram em geral alguns problemas de convergência numérica.

Outro aspeto a salientar, parcialmente relacionado com as condições de fronteira, prende-se com a modelação numérica da barra de armadura. Quando a coluna é solicitada axialmente, um esforço axial aproximadamente constante e um momento fletor variável ao longo da coluna (nomeadamente quando os efeitos de segunda ordem se tornam relevantes) aparecem. No caso particular da tração, tais esforços variáveis ao longo da altura da coluna têm de ser equilibrados apenas pela barra de armadura, pelo que se torna evidente que esta última tem de ser capaz de desenvolver um momento resistente. Por esta razão, torna-se imperativo modelar o varão com diversas fibras (no presente caso escolheram-se quatro, tal como descrito na Secção 2) e não apenas com uma como habitualmente utilizado na discretização por fibras de secções de betão armado.

4.3 Espessura

De acordo com os principais regulamentos de dimensionamento internacionais, a construção de paredes finas com uma única camada de armaduras longitudinais é permitida [13]. Em geral, estes códigos impõem limites à relação entre a altura e a espessura das paredes, sendo também comum estipular-se uma espessura mínima de 100 mm. Em todo o caso, se justificações técnicas baseadas em análises de segunda ordem forem apresentadas, o valor da espessura pode ser inferior ao limite precedente. Esta é, teoricamente, a razão pela qual nalguns países da América do Sul (nomeadamente a Colômbia) é prática comum construir-se paredes de betão armado muito finas, com 80-100 mm de espessura, e uma única camada de armaduras.

Para analisar a influência deste parâmetro utilizou-se o modelo de referência precedentemente descrito e o mesmo carregamento, considerando-se três valores de espessuras diferentes: 80, 100, e 120 mm. Os resultados, descritos na Figura 6a, mostram que os valores máximos dos deslocamentos para fora do plano, que ocorrem aproximadamente para o mesmo valor de deslocamento axial imposto, reduzem-se para espessuras mais elevadas, o que é um resultado intuitivamente esperado.

4.4 Percentagem de armadura

A prática corrente de dimensionamento tende a favorecer paredes de betão armado em que as regiões correspondentes aos elementos de bordo são reforçadas com percentagens de armaduras longitudinais superiores às utilizadas ao longo da alma da secção. Verifica-se que tal dimensionamento é particularmente comum em paredes com uma única camada de armadura e em que as barras ao longo da alma têm um diâmetro reduzido, na ordem dos 5-8 mm.

Assim, e lembrando que o modelo de coluna equivalente tem como objetivo simular os elementos de bordo da parede, analisou-se de seguida a influência do diâmetro da armadura (d_{bar}) na resposta. Como de costume utiliza-se o modelo e carregamento de referência e estudam-se três diâmetros distintos: 8, 16 e 24 mm. Em todos estes casos, e tal como no modelo de referência, a secção da barra de armadura é assimilada a um quadrado. A Figura 6b mostra que diâmetros maiores conferem maior rigidez à secção, levando como esperado a menores deformações para fora do plano. Note-se que uma maior deformabilidade lateral não corresponde necessariamente a uma rotura por instabilidade para menores valores da extensão máxima de tração. Na realidade, os modelos fenomenológicos existentes [6,7] indicam que o aumento da percentagem de armadura nos elementos de bordo reduz a extensão máxima de tração correspondente ao desencadeamento do colapso da parede [22]. Ensaios experimentais em doze colunas finas (espessura: 80-100 mm) com uma única camada de armadura, sujeitas a carregamentos cíclicos de tração e compressão, encontram-se presentemente em desenvolvimento para confirmar as conclusões mencionadas [17].

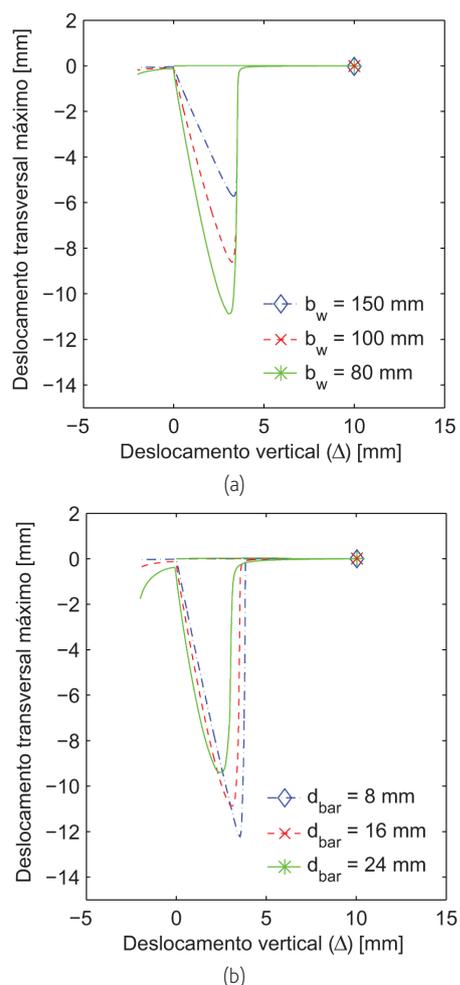


Figura 6 Deslocamento vertical imposto vs. deslocamento para fora do plano (a meia-altura da coluna) para: (a) diferentes espessuras da coluna, (b) diferentes diâmetros da armadura

5 Conclusões e trabalho futuro

No presente artigo, um modelo de elementos finitos de viga capaz de simular o comportamento axial cíclico de uma coluna de betão armado é testado. Tal coluna representa um elemento de bordo de uma parede fina de betão armado com uma única camada de armaduras excêntrica, sujeita a cargas horizontais (características da ação sísmica, por exemplo). Tal prática construtiva é corrente nalguns países da América Latina, nomeadamente a Colômbia. O objetivo é simular a instabilidade da parede quando sujeita a cargas cíclicas.

Nomeadamente, após aplicar-se um deslocamento de tração à coluna equivalente seguido de descarga e recarga em compressão, significativas deformações transversais (*i.e.*, para fora do plano) podem ocorrer, facilitando potencialmente um modo de rotura raramente considerado no dimensionamento de paredes de betão armado.

Após a descrição geral do modelo adotado, em que se utilizou uma formulação de flexibilidade com discretização da secção em fibras, a sua resposta foi analisada relativamente à evolução do diagrama de momentos, curvaturas, e deslocamentos transversais, verificando-se que o modelo é capaz de capturar alguns dos mais importantes aspetos da instabilidade para fora do plano.

Partindo de um modelo e carregamento de referência, vários parâmetros foram variados para estudar a sensibilidade das simulações numéricas com respeito a:

- História de carregamento: diferentes valores do deslocamento máximo de tração foram impostos, verificando-se que o deslocamento plástico correspondente controla o valor máximo dos deslocamentos transversais atingidos durante a recarga em compressão. De facto, apenas quando a rigidez da armadura se reduz consideravelmente (devido ao efeito de Bauschinger e subsequente plastificação em compressão), e enquanto as fendas permanecem abertas, é que relevantes deslocamentos para fora do plano podem ocorrer.
- Espessura da parede: diversos códigos internacionais permitem a construção de paredes com uma única camada de armaduras e espessuras de 80-100 mm; as simulações numéricas mostraram, tal como esperado, que secções mais finas conduzem a maiores deformações para fora do plano.
- Influência da percentagem de armadura: o modelo presente indica que os deslocamentos transversais se reduzem quando barras de maior diâmetro são utilizadas.

Foram também discutidos alguns aspetos relativos às condições de fronteira a considerar e aspetos específicos da modelação.

O trabalho apresentado corresponde a uma fase inicial de um estudo mais abrangente envolvendo a simulação numérica e experimental de colunas de betão armado sujeitas a carregamentos cíclicos de tração e compressão [17]. Os resultados preliminares mostram que o modelo numérico considerado é uma ferramenta simples e promissora para analisar a vulnerabilidade de paredes finas, com uma única camada de armaduras, a fenómenos de instabilidade.

Agradecimentos

O presente trabalho foi financiado pela Swiss National Science Foundation (SNSF).

Referências

- [1] Wallace, J.W.; Massone, L.M.; Bonelli, P.; Dragovich, J.; Lagos, R.; Lüders, C.; Moehle, J. (2012) – Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings. *Earthquake Spectra*, 28, S281-99.
- [2] Sriharan, S.; Beyer, K.; Henry, R.S.; Chai, Y.H.; Kowalsky, H.; Bull, D. (2014) – Understanding poor seismic performance of concrete walls and design implications. *Earthquake Spectra*, 30, 307-34.
- [3] CEN (2004) – Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

- [4] Goodsir, W.J. (1985) – *The design of coupled frame-wall structures for seismic actions*. PhD Thesis. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [5] Paulay, T.; Goodsir, W.J. (1985) – The ductility of structural walls. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 18, 250-69.
- [6] Paulay, T.; Priestley, M.J.N. (1993) – Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal*, 90, 385-92.
- [7] Chai, Y.H.; Elayer, D.T. (1999) – Lateral stability of reinforced concrete columns under axial reversed cyclic tension and compression. *ACI Structural Journal*, 96, 1-10.
- [8] Acevedo, C.E.; Creagh, A.; Moehle, J.P.; Hassan, W.; Tanyeri, A.C. (2010) – Seismic vulnerability of non-special boundary element of shear wall under axial force reversals. Florida International University and University of California, Berkeley, U.S.
- [9] Creagh, A.; Acevedo, C.; Moehle, J.P.; Hassan, W.; Tanyeri, A.C. (2010) – Seismic performance of concrete special boundary element. University of Texas at Austin and University of California Berkeley, U.S.
- [10] Chrysanidis, T.A.; Tegos, I.A. (2012) – The influence of tension strain of wall ends to their resistance against lateral instability for low-reinforced concrete walls. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal.
- [11] Shea, M.; Wallace, J.W.; Segura, C. (2013) – Seismic performance of thin reinforced concrete shear wall boundaries. University of California Los Angeles, U.S.
- [12] McKenna, F.; Fenves, G.L.; Scott, M.H.; Jeremic, B. (2000) – Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, U.S.
- [13] Rosso, A.; Almeida, J.P.; Beyer, K. (2016) – Stability of thin reinforced concrete walls under cyclic loads: state-of-the-art and new experimental findings. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14, 455-84.
- [14] Kent, D.C.; Park, R. (1971) – Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division, ASCE*, 97, 1969-90.
- [15] Scott, B.D.; Park, R.; Priestley, M.J.N. (1982) – Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates. *ACI Journal*, 79, 13-27.
- [16] Karsan, I.D.; Jirsa, J.O. (1969) – Behavior of Concrete Columns with Double-Head Studs Under Earthquake Loading: Parametric Study. *ASCE Journal of Structural Division*, 95, 2543-63.
- [17] Rosso, A.; Almeida, J.P.; Jimenez, L.; Guerrero, Z.P.; Blandon, C.; Bonetti-Díaz, R.; Beyer, K. (2016) – Experimental tests on the out-of-plane response of RC columns subjected to cyclic tensile-compressive loading. *16th World Conference on Earthquake Engineering*, Santiago, Chile.
- [18] Giuffrè, A.; Pinto, P.E. (1970) – Il comportamento del cemento armato per sollecitazioni cicliche di forte intensità. *Giornale Del Genio Civile*, 5.
- [19] Menegotto, M.; Pinto, P.E. (1973) – Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and nonelastic behaviour of elements under combined normal force and bending. *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, Lisbon.
- [20] Gomes, A.; Appleton, J. (1997) – Nonlinear Cyclic Stress-Strain Relationship of Reinforcing Bars Including Buckling. *Engineering Structures*, 19, 822-6.
- [21] Johnson, B. (2010) – *Anchorage detailing effects on lateral deformation components of RC shear walls*. MSc Thesis. University of Minnesota, Minneapolis, U.S.
- [22] Rosso, A.; Almeida, J.P.; Constantin, R.; Beyer, K.; Sritharan, S. (2014) – Influence of longitudinal reinforcement layouts on RC walls performance. *Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Istanbul, Turkey.

Avaliação da segurança sísmica de edifícios de betão armado segundo o EC8-3: uniformização entre objetivos de desempenho e condições de estado limite

Seismic safety assessment of reinforced concrete buildings according to EC8-3: compatibility between performance objectives and limit states

Nuno Pereira
Xavier Romão

Resumo

O presente artigo analisa uma formulação analítica para a avaliação do desempenho sísmico de edifícios de betão armado, seguindo um procedimento direto com formato semelhante ao dos regulamentos atuais. A metodologia proposta considera um conjunto de estados limite formulados em termos de custos de reparação total, incluindo o efeito da probabilidade de demolição do edifício sem colapso e a probabilidade de colapso. A metodologia proposta utiliza a informação referente aos custos de reparação de acordo com uma abordagem de mitigação do risco sísmico, visando, deste modo, integrar critérios de análise de estratégias de mitigação e de avaliação específica de edifícios. Adicionalmente, discute-se o efeito de algumas simplificações possíveis à metodologia proposta e os principais obstáculos atualmente existentes à inclusão de variáveis de decisão como base dos regulamentos atuais para a avaliação da segurança sísmica de edifícios.

Abstract

An analytical formulation is analysed in the current paper for the assessment of the seismic performance of existing reinforced concrete buildings. The proposed approach relies on a direct procedure based on current code-based strategies and uses the full probabilistic approach currently employed in performance based earthquake engineering as the main background strategy. The proposed formulation considers a set of limit states based on repair costs and includes the probability of demotion and of collapse as key factors for the fulfilment of the formulated limit state conditions. The information from seismic mitigation procedures is used in order to estimate the losses, thus integrating regional and building-specific evaluation classifications. Additionally, the effect of some simplifications that can be adopted in a consequence-based strategy is critically analysed.

Palavras-chave: Betão armado / Edifícios / Avaliação com base em desempenho / Custos de reparação

Keywords: Reinforced concrete buildings / Performance-based seismic safety assessment / Repair costs

Nuno Pereira

CONSTRUCT-LESE
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
nmisp@fe.up.pt

Xavier Romão

CONSTRUCT-LESE
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
xnr@fe.up.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.

PEREIRA, N.; ROMÃO, X. – Avaliação da segurança sísmica de edifícios de betão armado segundo o EC8-3: uniformização entre objetivos de desempenho e condições de estado limite. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 93-102.

1 Introdução

A avaliação de edifícios com base no seu desempenho sísmico (PBEE) consiste numa metodologia que visa estimar o desempenho de um sistema quando sujeito a um dado nível de intensidade dos movimentos sísmicos. O principal motivo para o surgimento deste tipo de metodologias no contexto da engenharia sísmica surgiu após os sismos de Loma Prieta em 1989 e de Northridge em 1994 na Califórnia. Após estes eventos, os proprietários de edifícios começaram a expressar alguma preocupação relativamente ao facto dos seus edifícios possuírem um comportamento adequado que garantisse a proteção dos bens existentes no seu interior. Neste contexto, surgiram as primeiras filosofias de avaliação do desempenho sísmico de edifícios que incluíam preocupações relativas às perdas económicas assim como ao período associado à interrupção de funcionamento dos mesmos. Surgiu, deste modo, o conceito de matriz de desempenho como uma variante aos métodos tradicionais de avaliação sísmica integrando os conceitos da PBEE. Estas matrizes, que foram inicialmente definidas pelas diretivas americanas [1-2], avaliam essencialmente o valor máximo do dano admissível que pode ocorrer para uma determinada intensidade dos movimentos sísmicos.

Na Europa, um dos principais desenvolvimentos introduzidos para a definição duma abordagem uniformizada para avaliação do desempenho sísmico de edifícios de betão armado surgiu com a publicação da Parte 3 do Eurocódigo 8 (EC8-3; [3]). Este regulamento apresenta 3 classes de requisitos de desempenho: Quase Colapso (NC), Dano Significativo (SD) e Limitação de Danos (DL). Estes níveis de desempenho são descritos qualitativamente no EC8-3 em termos de danos e deformações admissíveis e estão associados a níveis específicos da intensidade dos movimentos sísmicos (definidos através de períodos de retorno médios da ação). Os objetivos de desempenho de NC implicam que uma estrutura que não verifique esta condição apresente danos elevados, exibindo uma reserva de rigidez e de resistência lateral baixas, sendo apenas capaz de sustentar as cargas gravíticas sem colapso. Uma estrutura no estado NC apresenta igualmente elevadas deformações permanentes e não possui capacidade para sobreviver a uma réplica de intensidade moderada. Por seu turno, os objetivos de desempenho de SD remetem para um estado do edifício em que os componentes não estruturais apresentam danos significativos (sem colapso das paredes de fachada e divisórias para fora do plano). Uma estrutura no estado SD exhibe derivas entre pisos permanentes com magnitude moderada e encontra-se num estado em que tem capacidade para suportar uma réplica de intensidade moderada. Mais ainda, é indicado no EC8-3 que, a partir da condição de SD, é provável que não seja economicamente viável reparar o edifício. Por fim, os objetivos de desempenho associados ao estado limite de DL implicam uma condição estrutural caracterizada por elementos estruturais em estado não danificado e elementos não estruturais, como as paredes de fachada e as paredes divisórias, com dano ligeiro. Os objetivos de desempenho associados ao estado DL implicam que não se verifiquem deformações residuais e que não seja necessária qualquer medida de reparação estrutural. A transição entre os graus de desempenho/dano é definida no EC8-3 por uma condição de estado limite (ver Tabela I) a partir da qual o desempenho estrutural altera as suas características.

Tabela 1 Identificação das gamas de dano implícitas nos estados limite e objetivos de desempenho propostos no Eurocódigo 8-Parte 3 para estruturas de betão armado

Objetivos de desempenho	Dano estrutural	Dano não-estrutural	Deformações residuais	Reparável?	Critério
Limitação de danos, DL	Ligeiro	Reparável	Sem escala	Sim	θ_{DL}
Dano significativo, SD	Significativo	Danificado	Visíveis	Inviável	θ_{SD}
Quase colapso, NC	Elevado	Colapso	Elevado	Não	θ_{NC}, V_{NC}

A transição entre os estados de dano, *i.e.* as condições de estado limite definidas na versão atual do EC8-3, são especificadas com base em indicações relativas a deformações locais (rotação da corda, θ) no caso de elementos estruturais dúcteis para SD, ND e NC, sendo este último estado ainda afetado pela possível rotura frágil dos elementos (definida em termos da força máxima de corte, V). Estas verificações são definidas apenas para os elementos estruturais quando o edifício é sujeito à ação sísmica da intensidade correspondente ao estado limite em análise, assumindo-se que existe violação dum determinado estado limite em análise assim que um único componente estrutural não verifica a condição limite de deformação (ou esforço) correspondente. Ora, as considerações relativas aos elementos não estruturais, às deformações residuais, à margem de colapso ou à irreparabilidade (em termos económicos) da estrutura encontram-se implícitas e concentradas na referida condição de estado limite. No entanto, existe atualmente a necessidade de avaliar o grau de fiabilidade implícito nestas condições locais de estado limite, nomeadamente de perceber se existe alguma correlação estatística entre esses estados limite e os correspondentes estados de dano e custos de reparação implícitos. Por outro lado, existe igualmente a necessidade de cruzar os desenvolvimentos recentes no campo da avaliação do desempenho sísmico e de perdas em edifícios com os procedimentos regulamentares atuais, de modo a perceber como se podem integrar, explicitamente, com as condições de estado limite e os níveis de proteção referidos no EC8-3.

O objetivo principal do presente artigo consiste, assim, em apresentar uma metodologia prática de avaliação do desempenho sísmico compatível com o EC8-3 utilizando condições de estado limite baseadas em custos de reparação. Desta forma, procura-se identificar as principais dificuldades para a aplicação prática deste tipo de estratégias, assim como aferir se estratégias avançadas de avaliação do desempenho sísmico podem ser usadas para evitar a definição de estados limites baseada na resposta de elementos estruturais isolados.

2 Avaliação de custos de reparação induzidos pela ação sísmica: a metodologia do PEER

Apesar de desempenho sísmico ter um significado que pode ser associado a múltiplas definições [4], é comum na literatura interpretar estes conceitos com base na formulação geral do

Pacific Earthquake Engineering Center (PEER). A metodologia do PEER foi desenvolvida com o intuito de responder à necessidade de comunicar o risco sísmico usando variáveis relativamente às quais a maioria dos decisores é sensível. Esta metodologia consiste assim na referência máxima no que diz respeito à avaliação do comportamento de um edifício sujeito à ação sísmica e permite a quantificação, em contexto probabilístico, de perdas monetárias, do tempo de inutilização e do número de eventuais vítimas que possam resultar da ocorrência de sismos. A metodologia referida tem por base a avaliação probabilística de um conjunto de medidas sistémicas de desempenho sísmico. A natureza probabilística do procedimento está associada à integração explícita de várias fontes de incerteza associadas às propriedades dos sismos, às características dos movimentos sísmicos, à modelação estrutural e avaliação da respetiva resposta estrutural, ao conhecimento existente sobre os edifícios e as suas propriedades, e às funções usadas para derivar o dano físico e as perdas correspondentes [5]. A metodologia do PEER pode ser resumida na equação desenvolvida por Cornell e Krawinkler [6] que permite, de acordo com as condições referidas, o cálculo do valor médio das perdas anuais associadas à ação sísmica:

$$\lambda(DV) = \int \int \int_{IM, EDP, DM} G(DV|DM) \cdot |dG(DM|EDP)| \cdot |dG(EDP|IM)| \cdot |d\lambda(IM)| \quad (1)$$

onde DM consiste na medida de dano, geralmente discretizada em vários estados de dano e EDP representa uma medida da resposta correlacionável com o estado de dano e com a medida da intensidade dos movimentos sísmicos selecionada (IM). Na Equação (1), $G(\cdot)$ representa a função complementar de distribuição acumulada. A integração numérica detalhada da Eq. (1) é suficiente para estimar as perdas anuais em termos da variável de decisão DV , $\lambda(DV)$, em problemas de avaliação específica de edifícios isolados. No entanto, em termos práticos, o valor expectável das perdas definido pela Equação (1) pode ser determinado discretizando-a num conjunto de somatórios ponderados que envolvem a integração de todos os estados de dano, todos os valores que a EDP pode adotar, a ponderação relativa do valor de cada uma das n intensidades dos movimentos sísmicos e analisando a perda média anual usando o valor expectável do custo de reparação $E(L)$ como DV :

$$E(L) = \sum_{i=1}^{n \text{ intensidades}} E(L|IM_i) \cdot p(IM_i) \quad (2)$$

O valor de $p(IM_i)$ apresentado na Equação (2) representa a perigosidade sísmica do cenário caracterizado pelos movimentos sísmicos com intensidade IM_i e $E(L|IM_i)$ o valor expectável dos

custos de reparação para a mesma intensidade IM_i . A curva de vulnerabilidade de um edifício apresenta em geral uma indicação do valor expectável dos custos para diferentes valores de intensidade da ação sísmica. A sua determinação requer a análise do edifício para diferentes intensidades dos movimentos sísmicos e a quantificação dos custos correspondentes para cada nível de intensidade, $E(L|IM_i)$. A formulação apresentada na Equação (2) foi revista por Ramirez e Miranda [7] seguindo estudos anteriores de Aslani [8]. A base desta revisão consistiu em reformular a metodologia de cálculo dos custos expectáveis para cada intensidade $E(L|IM_i)$ de modo a incluir os efeitos associados à probabilidade de colapso e de demolição. A Equação (2) pode assim ser reescrita de acordo com:

$$\begin{aligned} E(L|IM_i) = & E(L|\bar{C} \cap R, IM_i) \cdot p(\bar{C} \cap R | IM_i) + \\ & + E(L|\bar{C} \cap D, IM_i) \cdot p(\bar{C} \cap D | IM_i) + \\ & + E(L|C, IM_i) \cdot p(C | IM_i) \end{aligned} \quad (3)$$

onde $E(L|IM_i)$, $E(L|\bar{C} \cap R, IM_i)$, $E(L|\bar{C} \cap D, IM_i)$ e $E(L|C, IM_i)$ representam, respetivamente, o valor das perdas dada a intensidade dos movimentos sísmicos IM_i , o valor expectável das perdas dada a intensidade dos movimentos sísmicos e dado que a estrutura não será demolida, o valor expectável das perdas dado que a estrutura mesmo não colapsando atingiu um estado que levará, em alguns casos, à sua provável demolição e o valor expectável das perdas dado o colapso da estrutura. A probabilidade $p(\bar{C} \cap R | IM_i)$ pode ser obtida a partir da probabilidade de colapso da estrutura $p(C | IM_i)$ e da probabilidade de demolição da estrutura $p(D|\bar{C}, IM_i)$ para o valor IM_i :

$$p(\bar{C} \cap R | IM_i) = [1 - p(D|\bar{C}, IM_i)] \cdot [1 - p(C | IM_i)] \quad (4)$$

e, pelo mesmo princípio, a probabilidade $p(\bar{C} \cap D | IM_i)$ pode ser definida por

$$p(\bar{C} \cap D | IM_i) = p(D|\bar{C}, IM_i) \cdot [1 - p(C | IM_i)] \quad (5)$$

Assim, a Equação (3) pode ser reescrita assumindo que as perdas por demolição e devido ao colapso são iguais ao custo de substituição (1,0 em valor normalizado, não incluindo os custos de remoção dos resíduos após colapso/demolição):

$$\begin{aligned} E(L|IM_i) = & E(L|\bar{C} \cap R, IM_i) \cdot [1 - p(D|\bar{C}, IM_i)] \cdot [1 - p(C | IM_i)] + \\ & p(D|\bar{C}, IM_i) \cdot [1 - p(C | IM_i)] + p(C | IM_i) \end{aligned} \quad (6)$$

2.1 Avaliação de custos com base em componentes

A quantificação dos custos associados ao não colapso e para uma dada probabilidade de não demolição $E(L|\bar{C} \cap R, IM_i)$ pode ser obtida através da soma dos custos de reparação de todas as componentes do edifício ($N_{c,edifício}$) consideradas individualmente:

$$E(L|\bar{C}, ND, IM_i) = \sum_{c=1}^{N_{c,edifício}} L_c |\bar{C}, ND, IM_i \quad (7)$$

onde L_c representa o custo de reparação da componente c . Para a quantificação dos custos individuais de reparação é necessário definir, para cada componente, uma função de fragilidade representando a probabilidade de um dado nível de dano ds_{k_c} ser atingido para diferentes valores da EDP_c associada ao comportamento da componente. Do mesmo modo, é necessário estabelecer o custo unitário de reparação associado a cada ds_{k_c} de modo a permitir a quantificação do custo da intervenção relativa ao dano. O valor expectável do custo de reparação de um componente do edifício pode ser obtido através da relação:

$$L_c |\bar{C}, ND, EDP_c = \sum_{k_c=1}^{q_c} E(L_c |\bar{C}, ND, ds_{k_c}) \cdot P(DS = ds_{k_c} | \bar{C}, ND, EDP_c) \quad (8)$$

onde $E(L_c |\bar{C}, ND, ds_{k_c})$ representa o custo de reparação necessário para repor a funcionalidade do componente a partir do estado de dano DS e $P(DS = ds_{k_c} | \bar{C}, ND, EDP_c)$ representa a probabilidade do componente c estar na classe de dano ds_{k_c} quando sujeito à solicitação quantificada em termos de EDP_c . Os valores discretos destas probabilidades podem ser quantificados para os diferentes estados de dano (de 1 até q_c) usando a seguinte discretização:

$$P(DS = ds_{k_c} | EDP_c) = \begin{cases} P(DS = ds_{k_c} | EDP_c) & k_c = q_c \\ P(DS = ds_{k_c} | EDP_c) - P(DS = ds_{k_c+1} | EDP_c) & k_c < q_c \end{cases} \quad (9)$$

onde $P(DS = ds_{k_c} | EDP_c)$ representa a probabilidade $P(DS = ds_{k_c} | \bar{C}, ND, EDP_c)$, k_c é um estado de dano específico e q_c o número total de estados de dano considerados.

Em concreto, a quantificação do valor expectável das perdas para uma dada intensidade dos movimentos sísmicos (IM_i) pode ser feita considerando o resultado das análises para cada registo sísmico e somando os custos associados a todos os componentes:

$$E(L|\bar{C}, ND, IM_i) = \frac{1}{N_{gm}} \cdot \sum_{n_{gm}=1}^{N_{gm}} \sum_{c=1}^{N_{c,edifício}} L_c |\bar{C}, ND, IM_i, n_{gm} \quad (10)$$

onde N_{gm} corresponde ao número de registos sísmicos utilizados em que não foi verificado colapso estrutural nem foram observadas deformações residuais que levem à classificação da estrutura como irreparável.

2.2 Avaliação de custos com base em pisos

A abordagem apresentada baseada em componentes requer a inventariação e avaliação de todos os elementos do edifício, assim como a especificação das $EDPs$ cujo valor implica um dado estado de dano e de funções de custos associados a cada estado de dano. Pode ser introduzida uma simplificação deste processo através da escolha seletiva dos principais componentes do edifício e do seu agrupamento em conjuntos cujo dano está associado à mesma EDP . Neste contexto, a abordagem mais comum corresponde ao agrupamento de componentes ao nível de cada piso. Os

conjuntos assim definidos são depois usados para derivar funções de vulnerabilidade para pisos, assumindo que neste subespaço estrutural as *EDPs* que afetam os componentes apresentam um valor único. É comum neste contexto serem definidos 3 grupos para cada piso do edifício:

1. Elementos estruturais sensíveis à deriva máxima entre pisos (*S|IDR*);
2. Elementos não-estruturais sensíveis à deriva máxima entre pisos (*NS|IDR*);
3. Elementos não-estruturais sensíveis à aceleração máxima dos pisos (*NS|PFA*).

A desagregação dos componentes por piso e em função de *IDR* e *PFA* permite reescrever a Equação (10) considerando a divisão das perdas por piso através da relação:

$$E(L|\bar{C}, ND, IM_i) = \frac{1}{N_{gm}} \cdot \sum_{N_{gm}=1}^{N_{gm}} \sum_{h=1}^{N_h} (E[L|IM_i, IDR_{h,n_{gm}}] + E[L|IM_i, PFA_{h,n_{gm}}]) \quad (11)$$

onde N_h representa o número de pisos do edifício, h é um piso individual, $E[L|IM_i, IDR_{h,n_{gm}}]$ é o custo de reparação devido ao dano induzido nos elementos pela deriva diferencial entre o piso $h-1$ e o piso h e $E[L|IM_i, PFA_{h,n_{gm}}]$ é o custo de reparação devido ao dano induzido nos elementos pela aceleração de pico medida no piso h causada pela ação do sismo n_{gm} (que não leva ao colapso estrutural). O valor expectável dos custos de reparação associados às perdas num dado piso pode ser quantificado através da análise do estado de dano de um dado componente e somando as contribuições de todos os componentes da mesma categoria no piso h . Para o caso de *IDR* obtém-se:

$$E[L|IM_i, IDR_{h,n_{gm}}] = N_{type,IDR,h} \cdot \sum_{type=1}^{N_{type,IDR,h}} [E(L_{type}|DS_{k_{type}}) \cdot P(DS = ds_{k_{type}} | IDR_{h,n_{gm}})] \quad (12)$$

onde $N_{type,IDR,h}$ é o número de componentes de um dado tipo presentes no piso h que são afetados pela *EDP*. Alternativamente ao cálculo dos custos por tipo de componente (e.g. paredes divisórias, portas, etc.), Ramirez e Miranda [9] apresentaram uma metodologia para a avaliação destas funções que não requer a identificação do número de componentes de cada tipo, introduzindo, em vez disso, percentagens do custo de reparação global do piso a atribuir a cada um dos subgrupos anteriormente referidos (*S|IDR*, *NS|IDR* e *NS|PFA*). Assim, o valor das perdas associadas a cada piso pode ser calculado através da ponderação do custo de cada subgrupo (c , *type*: *S|IDR*, *NS|IDR* e *NS|PFA*) pelo respetivo volume representativo no piso, $b_{c,type}$:

$$E[L|IM_i, IDR_{h,n_{gm}}] = \sum_{c,type=1}^{N_{c,type}} [b_{c,type} \cdot E(L_{c,type} | \{EDP_{h,n_{gm}}\}_{c,type})] \quad (13)$$

Esta abordagem requer assim que seja assumido o volume do custo de reparação dos componentes pertencentes a cada subgrupo ($b_{c,type}$ em %) sem quantificar o número exato de elementos. Para edifícios de escritórios nos EUA, Ramirez e Miranda [9] admitiram, com base nos dados existentes em [10], que a superestrutura dum piso teria um peso de 18,5%, as paredes exteriores, janelas e portas de 16,2%, os interiores (e.g. paredes divisórias, tetos falsos, portas interiores,

pavimentos) de 21,4% e os serviços de 43,9% (i.e. canalizações 1,9%, sistemas antifogo 2,7%, sistema elétrico 17,2%, sistema de climatização 12,7%, escadas e elevadores 9,4%). Note-se que um estudo recente (i.e. [11]) propôs um conjunto de valores de referência para edifícios de habitação em Portugal: 32% para a estrutura, 33% para as paredes divisórias em alvenaria, 15% para sistemas de canalização e elétrico, 12% para janelas e portas interiores e 8% para outros elementos. Mais recentemente, Ramirez *et al.* [12] assumiram que num contexto prático e quando não existem curvas calibradas como as indicadas anteriormente, uma abordagem direta dos conceitos introduzidos na Equação (13) pode ser considerada usando valores padrão. No estudo referido, os autores admitiram que, para o edifício em análise, os valores de $b_{c,type}$ a adotar para os subgrupos *S|IDR*, *NS|IDR* e *NS|PFA* seriam respetivamente 20%, 40% e 40%. Estas percentagens foram aplicadas a funções *EDP-DV* geradas em concordância com os parâmetros globais propostos na metodologia Hazus [13] que refletem o nível médio de dano expectável para os subgrupos de componentes referidos em função das *EDPs* que estão respetivamente correlacionadas com o seu comportamento. Esta aproximação está ainda associada ao facto de os pisos do edifício apresentarem configurações semelhantes.

3 Da metodologia do PEER ao EC8-3: análise dinâmica

Apesar da relativa complexidade associada ao processo de solução da metodologia do PEER para o cálculo das perdas, podem ser introduzidas algumas simplificações para permitir a avaliação baseada em intensidades (como proposta no EC8-3 ao ancorar os estados limite a períodos de retorno médios específicos). Numa avaliação deste tipo, está inerente a análise da estrutura para um conjunto de registos sísmicos compatíveis com um espectro de resposta representativo da perigosidade e dos movimentos sísmicos com período de retorno T_r . Assim, a sua compatibilidade com a metodologia do PEER requer apenas que se definam condições de estado limite que reflitam as perdas inerentes aos respetivos estados de dano. Neste contexto, a presente secção apresenta um método simplificado baseado em análises não lineares dinâmicas que integra as principais ideias da metodologia do PEER no formato correntemente adotado no EC8-3.

3.1 Condições de estado limite baseadas em custos de reparação

A definição das condições de estado limite propostas no EC8-3 podem ser interpretadas como o valor máximo de um fator escalar Y_{LS} calculado para todos os elementos da estrutura, o qual é definido pelo rácio entre a resposta, θ , e a correspondente capacidade de estado limite, θ_{LS} . Assim, a condição de estado limite ocorre quando $Y_{LS} = 1$. Pode utilizar-se um raciocínio semelhante usando valores limite de custos compatíveis com os estados de dano definidos no EC8-3. Este tipo de definições é mais coerente quando se consideram os estados de dano de DL e SD, ligados essencialmente aos custos de reparação de elementos não estruturais (DL) e à probabilidade de demolição (SD).

Assim, a verificação de NC envolve a análise de desempenho associada ao colapso e pode ser tratada em termos de máxima deformação e/ou rotura frágil de componentes como definido atualmente no EC8-3. A avaliação explícita de NC pode alternativamente incluir medidas do comportamento global da estrutura ou diferentes tipos de mecanismos como os critérios de colapso propostos em [14] ou [15].

Para os casos de DL e SD, o escalon Y_{LS} pode ser definido como o rácio entre o valor expectável das perdas $E(L|IM_{LS})$ e um dado limite τ_{LS} :

$$Y_{LS} = \frac{E[L|IM_{LS}]}{\tau_{LS}} = \left(\frac{1}{N_{gm}} \cdot \sum_{n_{gm}} L|n_{gm} \right) / \tau_{LS} \quad (14)$$

A quantificação de $E(L|IM_{LS})$ pode ser efetuada através do cálculo da média dos valores de $L|n_{gm}$ obtidos para os N_{gm} considerados na análise, sendo que o valor de $L|n_{gm}$ obtido para cada sismo pode ser calculado com base na relação:

$$L|n_{gm} = \begin{cases} E[L|n_{gm}] \cdot \left[1 - \Phi \left(\frac{\ln[R/IDR] - \ln[0,015]}{0,3} \right) \right] & \text{se } \bar{C} \\ E[L|n_{gm}] \cdot \left[\Phi \left(\frac{\ln[R/IDR] - \ln[0,015]}{0,3} \right) \right] & \text{se } C \end{cases} \quad (15)$$

onde $E[L|n_{gm}]$ consiste no valor expectável dos custos de reparação, R/IDR consiste no valor máximo da deriva residual entre pisos, C representa o caso em que o estado limite NC é atingido (definido pelo modelo numérico ou uma condição adicional), \bar{C} representa o caso em que tal não se verifica e $\Phi(.)$ é a função distribuição da distribuição normal padrão. Os valores 0,015 e 0,3 correspondem aos parâmetros definidos em [7] para a representação da probabilidade de demolição dado um valor de RIDR. Deste modo, o cálculo do parâmetro $L|n_{gm}$ inclui considerações relativas à demolição, aos custos de reparação e ao colapso, sendo a condição totalmente compatível com a descrição qualitativa dos estados limite existentes no EC8-3. No que diz respeito ao estado limite DL, os requisitos de desempenho requerem que a estrutura apresente dano baixo pelo que se assume que o valor de τ_{LS} não deve ultrapassar o valor $\tau_{LS} = 10\%$, uma vez que este valor implicará, em grande parte dos edifícios de betão armado, apenas algum dano em elementos não estruturais. Para o estado limite de SD, o estado de dano definido no EC8-3 refere que a estrutura deve atingir um estado em que a sua reparação pode não ser economicamente viável. Seguindo uma indicação semelhante presente no documento FEMA P-58 [16], considera-se que esta condição ocorre para o caso em que $\tau_{LS} = 50\%$.

3.2 Quantificação dos custos de reparação

Seguindo as ideias propostas em [12], é possível utilizar a informação proposta em [13] para desenvolver os modelos EDP-Loss para cada edifício. Tomando como exemplo um edifício de habitação com estrutura em betão armado, sem paredes estruturais e com paredes de alvenaria de enchimento, propõe-se neste estudo um conjunto de funções EDP-Loss derivadas usando as Eqs. (8) e (9) apresentadas anteriormente. Para este tipo de edifícios, a Tabela II apresenta os parâmetros estatísticos que podem ser assumidos para os modelos lognormais de simulação do estado de dano DS|EDP de acordo com o modelo Hazus [13] para um edifício da classe CM4.

Tabela II Parâmetros estatísticos dos estados de dano considerados (mediana (β))

Componente	DS1	DS2	DS3	DS4
S IDR (m/m)	0,004 (0,5)	0,008 (0,5)	0,025 (0,5)	0,05 (0,5)
NS IDR (m/m)	0,0016 (0,5)	0,0032 (0,5)	0,008 (0,5)	0,0187 (0,5)
NS PFA (% g)	0,031 (0,6)	0,061 (0,6)	0,12 (0,6)	0,24 (0,6)

O modelo de consequência compatível com a utilização "edifício de habitação multifamiliar", definido usando uma vez mais a proposta do modelo Hazus [13], pode ser consultado na Figura 1.

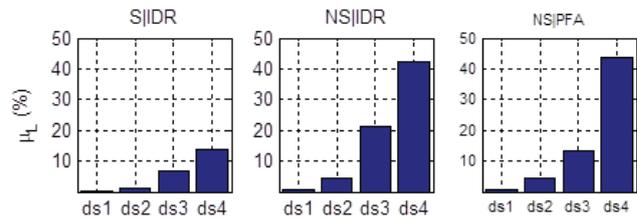


Figura 1 Modelo DM-L para um edifício de habitação multifamiliar [13] onde μ_r representa o custo de reparação ou substituição em função do custo de construção

A construção final das curvas de custos de reparação por piso pode ser obtida usando a informação de tipos de componentes referida em [11]. Com base nos pesos referidos, as classes de componentes S|IDR (estrutura) NS|IDR (paredes de alvenaria, janelas e portas interiores) e NS|PFA (sistema elétrico, iluminação e outros) foram considerados com percentagens de 32%, 45% e 23%, respetivamente. As Figuras 2 e 3 apresentam as funções derivadas para IDR-L e PFA-L de acordo com as premissas definidas.

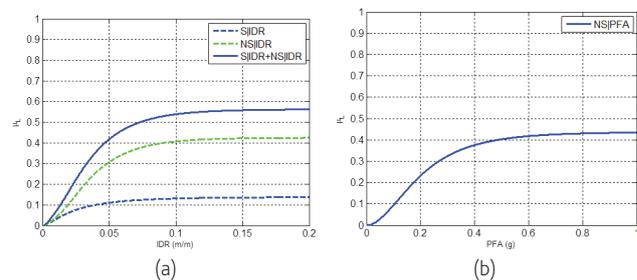


Figura 2 Curvas IDR-L (a) e PFA-L (b) desenvolvidas com base no modelo de consequência do Hazus [13] para edifícios residenciais multifamiliares e os estados de dano indicados para um edifício da classe CM4

O cálculo final de $E[L|n_{gm}]$ pode ser efetuado a partir da relação (assumindo que todos os pisos têm valor monetário semelhante):

$$E[L|n_{gm}] = \frac{1}{N_h} \cdot \sum_{h=0}^{N_h} E[L|n_{gm}, IDRmax_h] + E[L|n_{gm}, PFAmax_h] \quad (16)$$

onde N_h representa o número de pisos/pavimentos do edifício, $IDR_{max,h}$ o valor máximo da deriva entre pisos e $PFA_{max,h}$ o valor máximo da aceleração de pico do piso h .

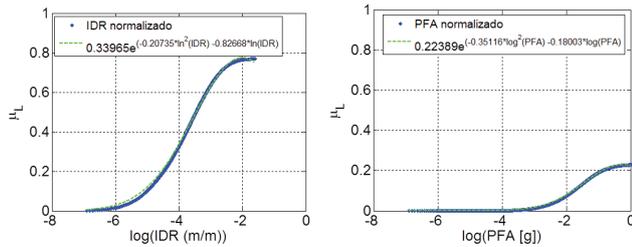


Figura 3 Curvas IDR-L e PFA-L calibradas com base no presente estudo usando a estratégia adotada por [13] para a derivação de funções de custos para pisos de acordo com as percentagens estabelecidas com base em [11]. Os termos *IDR normalizado* e *PFA normalizado* indicam que as variáveis IDR e PFA foram normalizadas para um intervalo [0;1]

4 Da metodologia do PEER ao EC8-3: análise estática

A metodologia proposta na Secção 3 requer a realização dum número suficiente de análises dinâmicas não lineares para poder estimar o valor médio dos custos com base nos resultados obtidos usando os múltiplos registos sísmicos. No entanto, documentos recentes (e.g. FEMA P58 [16]) propõem um conjunto de métodos simplificados em que é possível estimar distribuições estatísticas para as derivas entre piso, acelerações de pico dos pisos, derivas residuais máximas e probabilidades de colapso com base em métodos simplificados. Partindo destes métodos e assumindo que as distribuições das diferentes EDPs podem ser consideradas independentes entre si e entre pisos, o cálculo das perdas pode ser efetuado para a intensidade dos movimentos sísmicos do estado limite IM_{LS} pela soma

$$E(L|IM_{LS}) = \left[\frac{1}{N_h} \sum_{h=0}^{N_h} E[L|IDR_{max,h}] + E[L|PFA_{max,h}] \right] \cdot [1 - p(D|\bar{C}, IM_{LS})] \cdot [1 - p(C|IM_{LS})] + p(D|\bar{C}, IM_{LS}) \cdot [1 - p(C|IM_{LS})] + p(C|IM_{LS}) \quad (17)$$

onde $E[L|IDR_{max,h}]$ e $E[L|PFA_{max,h}]$ podem ser obtidos para cada piso através da integração da função EDP-L com a correspondente distribuição da EDP:

$$E[L|IDR_{max,h}] = \int_0^{+\infty} [L|IDR_{max,h}] \cdot dP(IDR_{max,h}) \quad (18)$$

Assumindo que a distribuição de $IDR_{max,h}$ é lognormal, a Equação (18) pode ser definida por:

$$E[L|IDR_{max,h}] = \int_0^{+\infty} \frac{d}{d\theta} \left[\Phi \left(\frac{\log(\theta) - \log(\overline{IDR_{max,h}})}{\beta_{IDR_{max,h}}} \right) \right] \cdot [L|IDR_{max,h}] \quad (19)$$

onde $\overline{IDR_{max,h}}$ consiste na média da deriva máxima entre pisos no

piso h e $\beta_{IDR_{max,h}}$ é o correspondente desvio padrão dos logaritmos da variável. A função $[L|IDR_{max,h}]$ pode ser substituída por uma aproximação do tipo das apresentadas nas Figuras 2 e 3:

$$[L|IDR_{max,h}] = c_0 \cdot \exp \left(-c_1 \log^2(\overline{IDR_{max,h}}) - c_2 \log(\overline{IDR_{max,h}}) \right) \quad (20)$$

onde c_0 , c_1 e c_2 representam os coeficientes dos ajustes às funções EDP-L por piso. A solução da Equação (19) pode ser finalmente obtida analiticamente seguindo as soluções propostas para o integral na derivação do método SAC/FEMA em [17, 18]:

$$E[L|IDR_{max,h}] = \sqrt{\xi} \cdot c_0^{1-\xi} \cdot [L|\overline{IDR_{max,h}}]^\xi \cdot \exp \left(\frac{c_1^2}{4c_2} \cdot (1-\xi) \right) \quad (21)$$

onde ξ é definido de acordo com:

$$\xi = \frac{1}{1 + 2 \cdot c_2 (\beta_{IDR_{max,h}}^2)} \quad (22)$$

A estratégia proposta anteriormente pode ser aplicada à variável PFA de forma semelhante à derivação efetuada para IDR assumindo que PFA segue também uma distribuição lognormal [16]. As probabilidades de colapso e demolição (i.e. a deriva residual máxima) podem ser quantificadas usando as aproximações feitas em [16].

5 Discussão: compatibilidade entre o EC8-3 e a metodologia PEER-PBEE

Foram apresentados dois tipos de abordagens que suportam a possibilidade de incorporar os conceitos de avaliação sísmica com base em desempenho utilizando uma aproximação baseada em custos de reparação num procedimento de formato regulamentar como o proposto no EC8-3. No entanto, estas abordagens assumem um conjunto de simplificações necessárias para diminuir a complexidade do problema, o que pode resultar em condições que diminuam a sua fiabilidade.

A abordagem simplificada introduzida na Secção 4 apresenta um conjunto de simplificações em vários dos passos da metodologia que resultam num método simples e cuja dificuldade de aplicação consiste apenas na definição das percentagens a atribuir a cada tipo de componente e a cada piso para definir as funções EDP-L e ao cálculo da curva *pushover* da estrutura em cada direção para obtenção do deslocamento e do corte basal de cedência. Em comparação com a metodologia genérica do PEER, esta estratégia apresenta uma complexidade de aplicação muito menor. No entanto, esta abordagem simplificada tem como base os resultados de metodologias estáticas não lineares de avaliação da resposta estrutural. Lignos *et al.* [19] efetuaram uma revisão crítica do método simplificado do FEMA P-58, indicando que a gama de aplicabilidade deve ser limitada mas que para estados limite que envolvam pouca deformação plástica, os correspondentes valores de EDP sugeridos para o caso de edifícios regulares podem ser considerados. Por outro lado, o facto de se assumir independência entre as distribuições estatísticas dos vários tipos de componente pode igualmente ter um efeito negativo na quantificação do valor dos custos. Note-se que a definição da correlação entre as diferentes EDPs e os diferentes pisos

pode levar a situações particularmente difíceis de simular dado que, à parte de distribuições normais multivariadas, a determinação da probabilidade conjunta de todas as EDPs pode não ser viável. Goda e Tesfamariam [20] apresentaram uma solução utilizando cópulas para a simulação da distribuição conjunta de EDPs. No entanto, em qualquer dos casos (utilizando cópulas ou a distribuição normal multivariada), a aplicação totalmente analítica da formulação referida na Secção 4 não é possível. Lucchini *et al.* [21] analisaram igualmente as correlações entre EDPs e verificaram num caso de estudo que estes valores, particularmente a correlação entre IDR_{max} e PFA_{max} , transitam para um estado de descorrelação à medida que a estrutura entra em regime não linear. Mais ainda, no que respeita a IDR_{max} em diferentes pisos, apenas foram identificadas correlações significativas entre dois pisos adjacentes.

No que respeita às funções de custos, o uso de funções genéricas baseadas em modelos de mitigação do risco sísmico permite uma convergência importante entre os estudos de carácter regional e o estudo específico de uma dada estrutura. Em parte, esta abordagem permite obter uma medida mais coerente das perdas sem necessitar de inventariar todas as componentes ou desenvolver funções específicas para o edifício, algo interessante do ponto de vista regulamentar por permitir alguma uniformização do cálculo. No entanto, esta estratégia pode perder robustez em comparação com a estratégia baseada em componentes. Em comparação, a abordagem com base em componentes que resulta da aplicação da metodologia do PEER apresenta uma estratégia mais complexa, sendo no entanto mais robusta. Se o inventário completo do edifício pode melhorar significativamente a consistência da quantificação dos custos, a sua concretização pode ser difícil num contexto prático pelas dificuldades em estabelecer exatamente o número de componentes de cada tipo, todos os tipos de componentes e as funções EDP-DM e DM-DV para todos eles. Por outro lado, o elevado número de intervenientes numa construção indica que as incertezas relativamente aos custos expectáveis serão elevadas, podendo remeter para casos em que a correlação entre os custos leve a uma situação de total incerteza. Mais ainda, o facto de cada componente não estrutural poder apresentar um período de vibração diferente leva a que a avaliação do dano respetivo deixe de ser apenas função da aceleração de pico do piso mas, pelo contrário, dum espectro de acelerações respetivo. Assim, a robustez do cálculo abrangente de custos usando métodos avançados de análise não linear e de quantificação detalhada de custos pode igualmente apresentar inconsistências, em particular devido à dificuldade em gerir as incertezas e avaliar a totalidade dos dados necessários.

As metodologias apresentadas nas Secções 3 e 4 consideram uma estratégia que envolve a simplificação da abordagem da metodologia geral de avaliação de perdas. O uso das funções EDP-L propostas evita assim a complexidade de métodos mais gerais. Desta forma, a metodologia proposta nas Secções 3 e 4 constitui uma solução prática para os técnicos familiarizados com os métodos baseados em desempenho e as condições de estado limite presentes nos regulamentos. No entanto, como discutido em [4], o facto de se avaliarem apenas estados limites para intensidades dos movimentos sísmicos específicas leva a que nenhuma informação seja incluída sobre as intensidades adjacentes, o que invalida uma correta aferição, principalmente das condições de colapso. No geral,

a abordagem simplificada introduzida nas Secções 3 e 4 pode ser vista como uma estratégia totalmente compatível com EC8-3 e que apresenta um equilíbrio entre a complexidade da avaliação com base em componentes e com múltiplas intensidades e a simplicidade da metodologia atualmente indicada no EC8-3. No entanto, considera-se premente a aferição da consistência deste tipo de simplificações em comparação com a metodologia geral de avaliação de desempenho, de modo a validar a sua aplicabilidade e/ou aferir sobre os erros eventualmente inerente às simplificações referidas.

Referências

- [1] SEAOC Vision 2000 Committee (1995) – Performance-based seismic engineering. SEAOC, Sacramento, CA.
- [2] American Society of Civil Engineers (2000) – Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Report No. FEMA-356, Washington, D.C..
- [3] CEN (2005) – ENV 1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.
- [4] Bradley, B. (2013) – A comparison of intensity-based demand distributions and the seismic demand hazard for seismic performance assessment. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 42(15): 2235-2253.
- [5] Lee, T.; Mosalam, K. (2006) – Probabilistic seismic evaluation of reinforced concrete structural components and systems. PEER Report. PEER 2006/04.
- [6] Cornell, C.; Krawinkler, H. (2000) – *Progress and challenges in seismic performance assessment*. PEER Centre News 3(2): 1-3.
- [7] Ramirez, C.; Miranda, E. (2012) – Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2012; 41:1477–1493.
- [8] Aslani, H. (2005) – *Probabilistic earthquake loss estimation and loss disaggregation in buildings*. PhD Dissertation. Stanford University.
- [9] Ramirez, C.; Miranda, E. (2009) – Building-specific loss estimation methods & tools for simplified performance-based earthquake engineering. Report No. 171. John A. Blume Earthquake Engineering Research Center. Stanford University. Stanford, California.
- [10] Balboni, B. (ed.) (2007) – *2007 RS Means Square Foot Costs*. Kingston, MA. R.S.Means.
- [11] Martins, L.; Silva, V.; Marques, M.; Crowley, H.; Delgado, R. (2015) – Development and assessment of damage-to-loss models for moment-frame reinforced concrete buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, DOI: 10.1002/eqe.2687
- [12] Ramirez, C.; Gupta, A.; Myers, A. (2012) – Detailed seismic loss estimation for a tall building in Japan. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.
- [13] FEMA (2003) – *FEMA. HAZUS-MH MRS, technical manual*, Department of Homeland Security – Federal Emergency Management Agency.
- [14] Galanis, P.; Moehle, J. (2015) – Development of Collapse Indicators for Risk Assessment of Older-Type Reinforced Concrete Buildings. *Earthquake Spectra*, 31(4):1991-2006.

- [15] Shoraka, M. (2013) – *Collapse assessment of concrete buildings: an application to non-ductile reinforced concrete moment frames*. PhD dissertation. University of British Columbia.
- [16] FEMA (2012) – Next-Generation Methodology for Seismic Performance Assessment of Buildings, Report No. FEMA P-58, Washington, D.C..
- [17] Vamvatsikos, D. (2013) – Derivation of new SAC/FEMA performance evaluation solutions with second-order hazard approximation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42 (8) 1171–1188.
- [18] Romão, X.; Delgado, R.; Costa, A. (2013) – Alternative closed-form solutions for the mean rate of exceedance of structural limit states. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 42(12), 1827–1845.
- [19] Lignos, D.; Putman, C.; Krawinkler, H. (2015) – Application of Simplified Analysis Procedures For Performance-Based Earthquake Evaluation of Steel Special Moment Frames. *Earthquake Spectra*: 31(4): 1949-1968.
- [20] Goda, K.; Tesfamariam, S. (2015) – Multi-variate seismic demand modelling using copulas: Application to non-ductile reinforced concrete frame in Victoria, Canada, *Structural Safety*, 56:39-51.
- [21] Lucchini, A.; Franchin, P.; Mollaioli, F. (2016) – Probabilistic seismic demand model for nonstructural components. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 45(4), 599-617.

Modelos de interação dinâmica água-estrutura na análise sísmica de barragens abóbada em regime elástico-linear. Aplicação à barragem de Luzzone

Water-structure dynamic interaction models for the seismic analysis of arch dams considering a linear-elastic approach. Application to Luzzone dam

S. Oliveira
A. Alegre
M. Espada
R. Câmara

Resumo

No âmbito deste trabalho foi desenvolvido um programa de elementos finitos tridimensionais, DamDySSA1.0, em MATLAB que permite realizar cálculos numéricos para a análise sísmica em regime elástico-linear de sistemas barragem-fundação-albufeira, utilizando uma formulação em pressões e deslocamentos e recorrendo a uma abordagem de estado. O modelo numérico de elementos finitos considera a albufeira discretizada em elementos de pressão, com vista a simular a interação dinâmica água-estrutura.

Apresentam-se resultados da análise do comportamento dinâmico e de verificação da segurança sísmica da barragem de Luzzone, na Suíça (225 m de altura).

Abstract

In this work a 3D finite element program, DamDySSA1.0, was developed in MATLAB to carry out numerical calculations for the seismic analysis of dam-foundation-reservoir systems (elastic-linear hypothesis), using a formulation in pressures and displacements and a state space approach. The finite element numerical model considers the reservoir discretized in pressure finite elements to simulate the water-structure dynamic interaction.

The results for the dynamic behavior analysis and seismic safety verification are presented for the case of Luzzone Dam, in Switzerland (225 m high).

Palavras-chave: Barragens abóbada / Interação dinâmica / Formulação em pressões e deslocamentos / Análise sísmica / Verificação da segurança

Keywords: Arch dams / Dynamic interaction / Formulation in pressures and displacements / Seismic analysis / Safety verification

S. Oliveira

Investigador Auxiliar
LNEC
Lisboa, Portugal
soliveira@lnec.pt

A. Alegre

Mestre
ISEL
Lisboa, Portugal
andrefalegre92@gmail.com

M. Espada

Bolseira de Investigação
LNEC
Lisboa, Portugal
mespada@lnec.pt

R. Câmara

Investigador-Coordenador
LNEC
Lisboa, Portugal
romano@lnec.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.

OLIVEIRA, S. [et al.] – Modelos de interação dinâmica água-estrutura na análise sísmica de barragens abóbada em regime elástico-linear. Aplicação à barragem de Luzzone. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 103-116.

1 Introdução

As grandes barragens são obras de engenharia de elevada importância social, económica e ambiental, podendo ser utilizadas para múltiplos fins. Nesse sentido, e tendo em conta o elevado risco potencial associado, é essencial garantir o controlo da segurança das obras em todas as fases da sua vida, nomeadamente para ações dinâmicas importantes, como os sismos.

O controlo da segurança sísmica de grandes barragens abóbada deve ser efetuado com base em modelos numéricos fiáveis para representação da resposta dinâmica do sistema barragem-fundação-albufeira e, sempre que possível, recorrendo a dados experimentais de sistemas de monitorização do comportamento dinâmico das obras, com vista a verificar a fiabilidade dos modelos e a efetuar a sua calibração.

Neste trabalho utiliza-se um modelo para estudo da interação dinâmica do conjunto barragem-fundação-albufeira, em que a albufeira é discretizada em elementos finitos (EF) de pressão, que se baseia numa formulação em pressões (na albufeira) e deslocamentos (na barragem), constituindo uma evolução relativamente ao modelo clássico com a consideração de massas de água associadas (hipótese de Westergaard). O programa DamDySSA1.0 e o referido modelo numérico foram validados por comparação de resultados numéricos e experimentais, para o caso da barragem do Cabril.

O caso de estudo apresentado neste trabalho é a barragem de Luzzone. Determinaram-se os principais parâmetros modais (frequências naturais e configurações modais) e realizaram-se cálculos sísmicos para as combinações com o Sismo Base de Projeto (SBP) e o Sismo Máximo de Projeto (SMP). As ações estáticas consideradas foram o peso próprio, a pressão hidrostática e dos sedimentos e as variações de temperatura na situação de inverno e de verão. A verificação da segurança sísmica foi efetuada para um cenário corrente (possibilidade de ocorrência de roturas pontuais no betão) e para cenários de rotura (deslizamento e derrubamento de blocos de controlo que se possam formar no topo da consola central).

2 Modelação do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira

2.1 Barragem de Luzzone. Modelo de EF

A barragem de Luzzone, na Suíça (Figura 1), é uma barragem abóbada com dupla curvatura em betão, com 225 m de altura e 510 m de desenvolvimento no coroamento, e é da classe I (existência de importantes centros populacionais a jusante). Os arcos apresentam espessura crescente na direção dos encontros, sendo a espessura de 4,55 m no topo da barragem e de 36 m na base. A barragem foi construída em 1963 com 208 m de altura e, em 97/98, foi efetuado um alteamento de 17 m, com um fecho de secção na zona do encontro esquerdo, usando um tipo de betão diferente (módulo de elasticidade inferior). A fundação é um maciço xistoso homogéneo (Classe A) e a albufeira tem uma capacidade de 108 milhões de m³ e uma área superficial de 1,27 km².

O modelo numérico de elementos finitos utilizado é constituído por 2500 elementos tipo cubo de 20 pontos nodais, isoparamétricos do 2º grau (316 da barragem, 1104 da fundação e 1080 da albufera) e por 12 293 pontos nodais.

2.2 Modelo para estudo da interação dinâmica

O modelo do sistema barragem-fundação-albufera (Figuras 1 e 2) considera a hipótese de materiais isotrópicos e comportamento elástico-linear (no betão e nas superfícies de descontinuidade). A fundação é simulada como uma subestrutura elástica e sem massa

(matriz de rigidez condensada ao nível dos graus de liberdade da inserção da barragem). A albufera é discretizada em EF de pressão, tendo em conta a propagação das ondas de pressão na água, e permite considerar a interação dinâmica água-estrutura e os efeitos da radiação, definindo as principais interfaces: água-água, água-ar, água-betão e água-fundação. Relativamente ao amortecimento do conjunto, admite-se a hipótese de amortecimento de Rayleigh generalizado e amortecimento de radiação na albufera (interface água-água): desta forma, na análise modal surgem modos complexos (ou não estacionários) do problema de valores e vetores próprios envolvendo as matrizes de estado utilizadas.

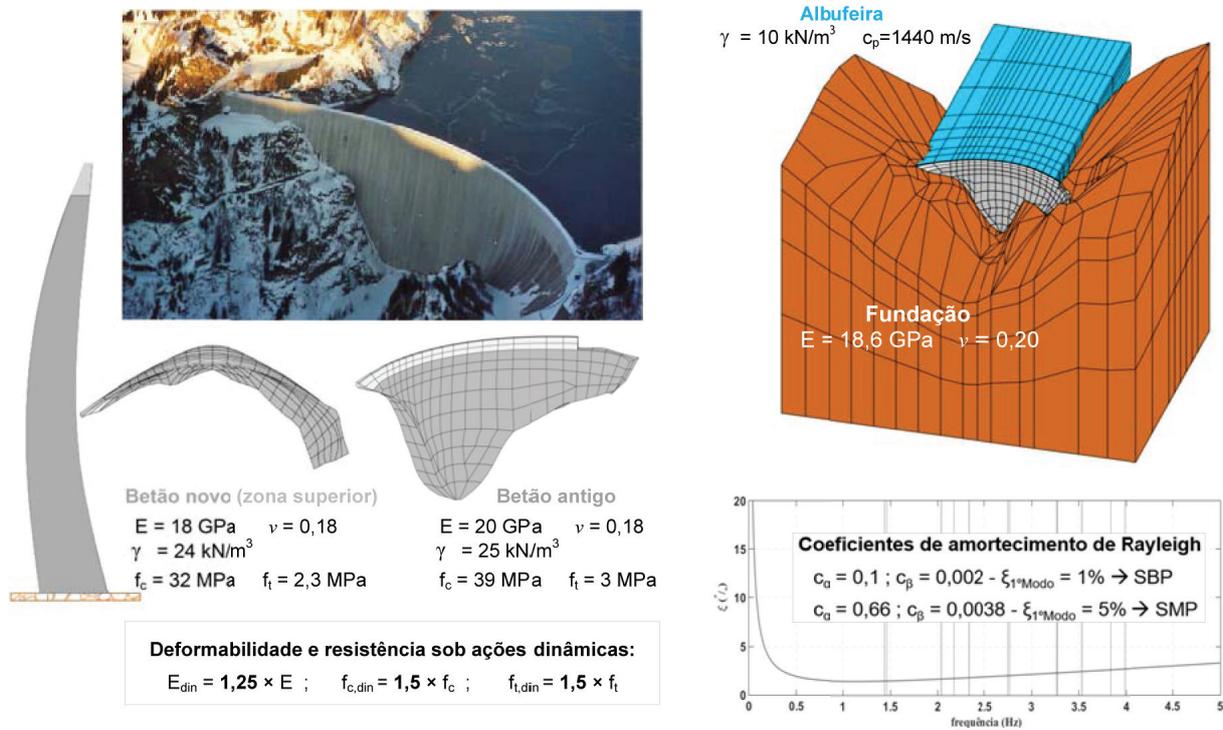


Figura 1 Barragem de Luzzone (225 m de altura). Vista geral e modelo com albufera discretizada em EF de pressão. Propriedades dos materiais

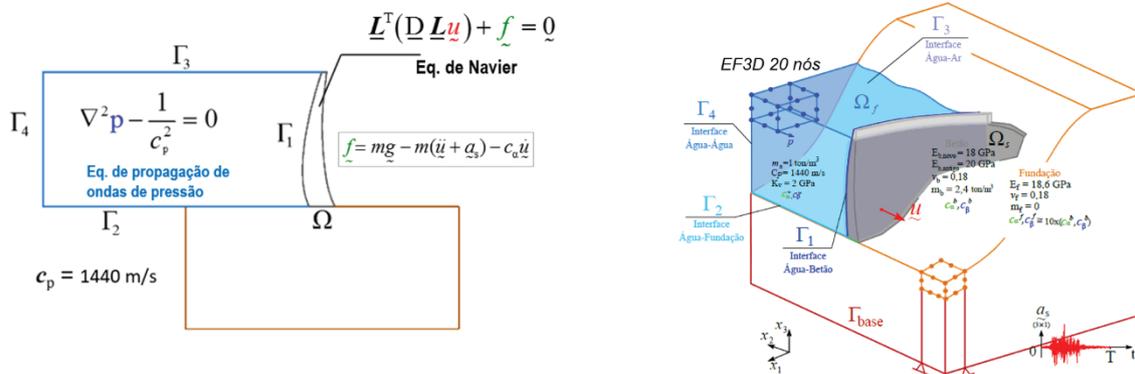


Figura 2 Modelo adotado para estudo da interação dinâmica água-estrutura (formulação em pressões e deslocamentos) e tipo de elementos finitos utilizados na discretização

Este tipo de modelo em pressões e deslocamentos (modelo MPD) foi implementado computacionalmente no programa DamDySSA1.0 (Figura 2), considerando que a equação de Navier é usada para simular o comportamento do sólido (barragem e fundação) e a equação de propagação das ondas de pressão para modelar o comportamento do fluido (albufeira).

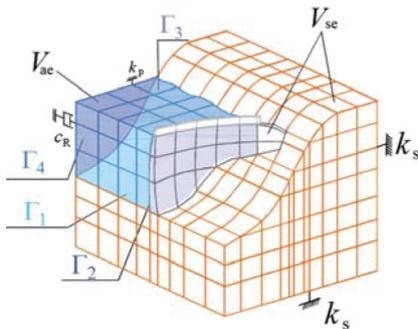
(as incógnitas são os deslocamentos e as pressões, e as respetivas derivadas), para a atuação de acelerogramas sísmicos na fundação (Figura 3). A resolução numérica do problema de valores de fronteira (PVF) recorre ao Método dos Elementos Finitos, com a integração temporal da resposta a ser efetuada em coordenadas modais com base em fórmulas recursivas, aplicadas ao sistema de equações diferenciais (no espaço de estados), diagonalizado com modos complexos. Esta formulação garante elevada eficiência na sua implementação computacional, pois utilizam-se duas matrizes de estado \underline{A} e \underline{B} , o que torna possível recorrer a um número de modos reduzido no cálculo dinâmico (análise modal reduzida).

2.3 Formulação em pressões e deslocamentos. Abordagem de estado

O programa DamDySSA1.0 baseia-se numa formulação em pressões e deslocamentos [1] usando uma abordagem de estado

Formulação em pressões e deslocamentos. Discretização em EF3D

Discretização do sistema em EF3D



Formulação clássica em deslocamentos

$$\underline{m} \ddot{\underline{u}} + \underline{c} \dot{\underline{u}} + \underline{k} \underline{u} = \underline{f}_G$$

Formulação em pressões e deslocamentos

$$\underline{M} \ddot{\underline{q}} + \underline{C} \dot{\underline{q}} + \underline{K} \underline{q} = \underline{F}_{SF} \quad \underline{q} = \begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{p} \end{bmatrix}$$

Deslocamentos na barragem
Pressões hidrodinâmicas na albufeira

$$\underline{M} = \begin{bmatrix} \underline{m} & \underline{0} \\ \underline{m}_a \underline{Q}^T & \underline{S} \end{bmatrix} \quad \underline{C} = \begin{bmatrix} \underline{c} & \underline{0} \\ \underline{0} & \underline{C}_R \end{bmatrix} \quad \underline{K} = \begin{bmatrix} \underline{k} & -\underline{Q} \\ \underline{0} & \underline{H} \end{bmatrix} \quad \underline{F}_{SF} = \begin{bmatrix} \underline{F}_S \\ \underline{F}_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{f}_G \\ \approx \underline{0} \end{bmatrix}$$

↙ Interação dinâmica barragem-albufeira ↙ Amortecimento de radiação

Forças no sólido
Forças no fluido

Abordagem de estado: introdução da incógnita $\underline{y} = \dot{\underline{q}}$

$$\begin{bmatrix} \underline{C} & \underline{M} \\ \underline{M}^T & \underline{0} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\underline{q}} \\ \underline{y} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \underline{K} & \underline{0} \\ \underline{0} & -\underline{M}^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \underline{q} \\ \underline{y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \underline{F}_{SF} \\ \underline{0} \end{bmatrix}$$

Sistema de $2N_{GL}$ equações dif. de 1ª ordem

A resposta dinâmica em pressões e deslocamentos (e respetivas derivadas no tempo \underline{y}) é obtida por integração no tempo da equação anterior, após diagonalização recorrendo a coordenadas modais complexas [4]

$$\begin{bmatrix} \underline{q} \\ \underline{y} \end{bmatrix}_{(2N_{GL} \times 1)} = \begin{bmatrix} \underline{u} \\ \underline{p} \\ \dot{\underline{u}} \\ \dot{\underline{p}} \end{bmatrix}$$

Figura 3 Modelação em pressões e deslocamentos (MPD). Discretização em elementos finitos e resolução do problema recorrendo a uma abordagem de estado e a coordenadas modais complexas (DamDySSA1.0)

3 Validação do programa DamDySSA1.0

A validação do programa DamDySSA1.0 foi efetuada através da comparação de resultados numéricos (modelo MPD) e resultados obtidos com base em registos experimentais (programa MODAL_ID2.0), nomeadamente frequências naturais e configurações modais, para o caso da barragem do Cabril [2] (Figura 4).

Analisando os resultados obtidos, verifica-se que, tanto para os

valores das frequências como para as configurações dos modos de vibração, foi possível obter um excelente acordo entre resultados numéricos e identificados experimentalmente (nomeadamente para os 3 primeiros modos). Estes resultados, obtidos para o caso da barragem do Cabril, mostram que o modelo MPD (e o programa DamDySSA1.0) é adequado para o estudo do comportamento dinâmico de sistemas barragem-fundação-albufeira pelo que é utilizado neste trabalho para análise do comportamento barragem



A barragem do Cabril é a mais alta barragem abóbada portuguesa (132 m de altura), e tem instalado um sistema de monitorização do comportamento dinâmico em contínuo, constituído por 16 acelerómetros uniaxiais (9 na galeria do coroamento e 7 na galeria abaixo da zona da fenda) e 3 acelerómetros triaxiais (2 na zona da fundação e outro no topo da consola central da barragem), que permite, com recurso ao programa Modal_ID2.0, identificar as frequências naturais e as configurações dos principais modos de vibração da barragem.

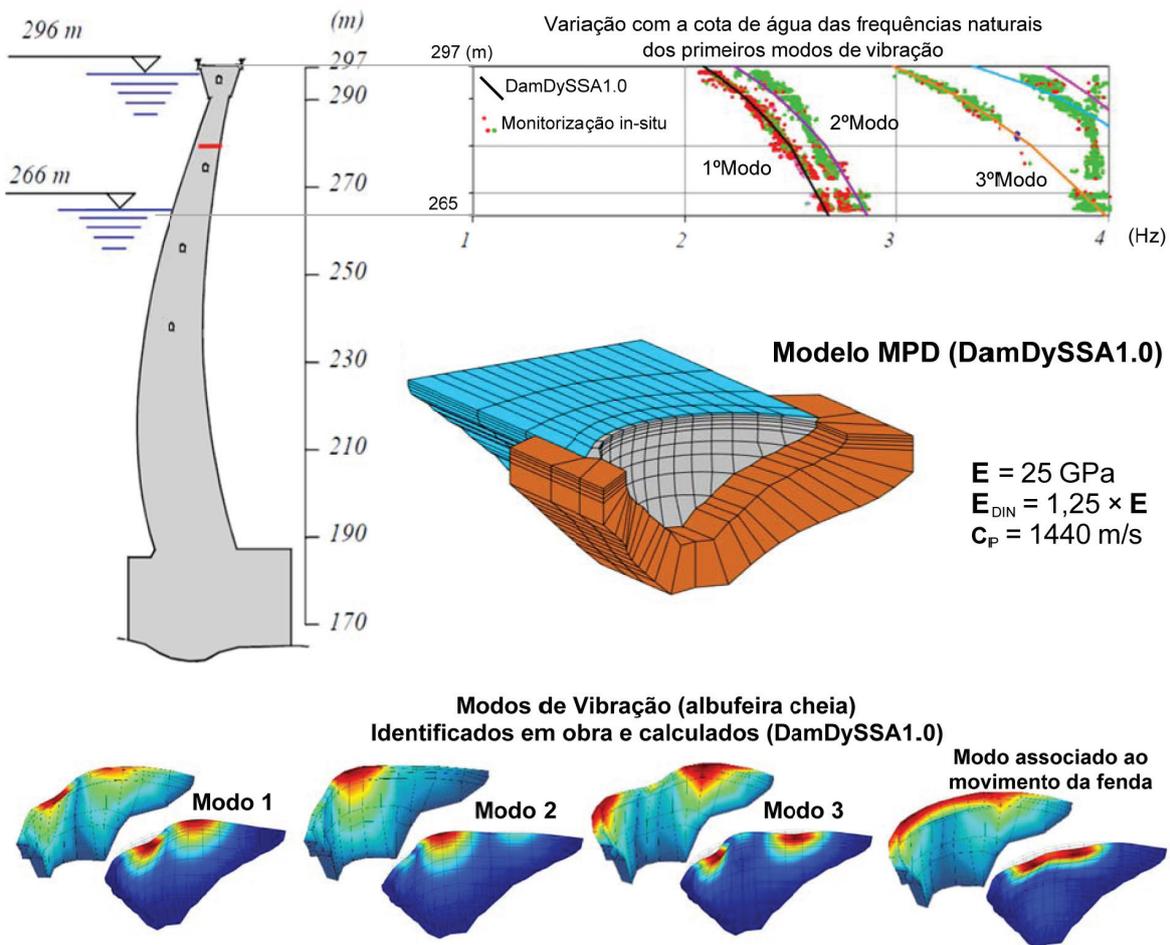


Figura 4 Barragem do Cabril: variação das frequências naturais com a cota de água. Resultados experimentais e calculados. Validação do programa DamDySSA1.0

de Luzzone sob ações sísmicas. De referir ainda que tão bom acordo entre resultados numéricos e experimentais não havia sido conseguido em estudos realizados com modelos considerando a hipótese de massas de água associadas de Westergaard.

4 Análise sísmica da barragem de Luzzone

No estudo da barragem de Luzzone [3] utilizou-se o referido modelo MPD, com a albufera discretizada em EF de pressão, e a formulação em deslocamentos e pressões para calcular os principais parâmetros modais (frequências naturais e modos de vibração) e analisar a resposta sísmica do sistema barragem-fundação-albufera, considerando as combinações dinâmicas envolvendo a ação sísmica (SBP e SMP) durante a época de inverno e de verão [4].

4.1 Ações estáticas

A análise do comportamento da barragem de Luzzone sob ações estáticas é efetuada para as combinações de ações de serviço nas épocas de inverno e de verão, incluindo: peso próprio (PP), pressão hidrostática (PH) e pressão dos sedimentos (PSed), e variações de temperatura de inverno (ΔT_{Inv}) e de verão (ΔT_{Ver}).

Relativamente à modelação da ação do PP, considera-se, de forma aproximada, que este solicita a estrutura instantaneamente, após a obra estar concluída; a PH é simulada como uma força de superfície no paramento de montante ($Y_o = 10 \text{ kN/m}^3$), considerando a albufera cheia (1609 m); a PSed ($Y_{sed} = 3,92 \text{ kN/m}^3$) calcula-se de forma idêntica à PH, existindo uma camada de sedimentos com 56 m de espessura no fundo da albufera; a ação da variação de temperatura está associada aos gradientes térmicos anuais, considerando como campo térmico de referência o existente no corpo da obra à data de selagem das juntas de contração. Neste caso, uma vez que a selagem

foi efetuada durante o inverno, o respetivo gradiente térmico (ΔT_{Inv}) vai ser nulo, enquanto o de verão (ΔT_{Ver}) é calculado considerando o campo térmico na época de verão.

Na Figura 5 apresentam-se os resultados da análise estática: i) o deslocamento máximo é de 134,2 mm para a CE_{INV} e de 125 mm para a CE_{VER} , e ocorrem no topo da consola central; ii) as trações máximas (5,36 MPa) surgem no paramento de montante, junto à base, para a combinação de inverno, enquanto as maiores compressões ocorrem no paramento de jusante, na inserção, para a combinação de verão (-12,7 MPa).

Analisando os resultados apresentados, pode-se verificar que o gradiente térmico de verão provoca deslocamentos na direção ascendente e de montante. Por outro lado, é possível concluir que a combinação estática de inverno pode ser mais desfavorável no âmbito da verificação da segurança, pois apresenta, de forma geral, valores superiores de trações e valores inferiores das compressões (neste caso, é expectável a ocorrência de fissuração local na zona inferior do paramento de montante).

4.2 Análise modal

A determinação dos principais parâmetros modais do sistema barragem-fundação-albufera baseia-se na resolução do problema de valores e vetores próprios: i) $[k - \lambda m] \phi = 0$, no caso de um modelo usando a hipótese de massas de água associadas de Westergaard, considerando a aplicação de um coeficiente de redução da massa de água de 50% (modelo MAA50%) e uma formulação clássica em deslocamentos; e ii) $[B + \lambda_e A] f_e = 0$ no caso do modelo MPD, usando uma formulação em pressões e deslocamentos e uma abordagem de estado. As frequências naturais calculam-se a partir dos valores próprios e as configurações modais com base nos vetores próprios.

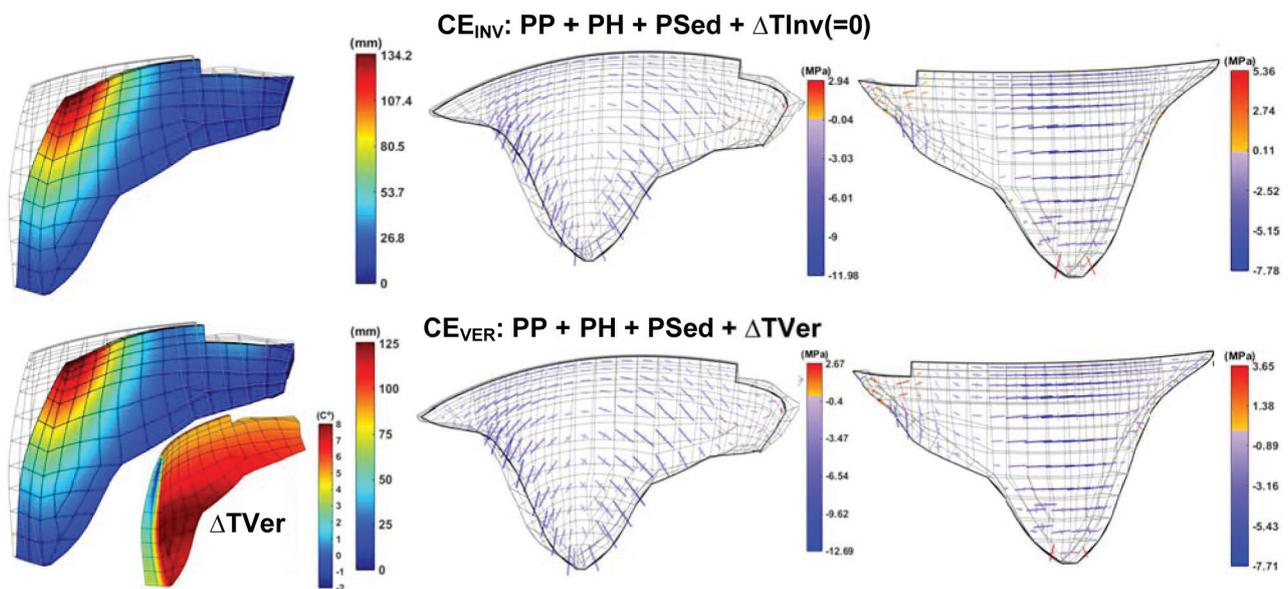


Figura 5 Análise da resposta estática. Campos de deslocamentos e tensões para a combinação de inverno CE_{INV} e de verão CE_{VER} (e gradiente térmico de verão)

Na Figura 6 apresenta-se o gráfico das linhas de influência das frequências naturais (que representam a variação da frequência do modo de vibração n em função do nível da albufeira) calculadas com o modelo MAA50%, e os valores das frequências naturais determinadas com o modelo MPD, para os casos de albufeira cheia e vazia. Verifica-se que existe uma boa aproximação entre os dois modelos para os valores das frequências dos primeiros dois modos (albufeira cheia), tendo sido necessário, contudo, considerar $E_{din} = 1,5 \times E$ para o modelo MAA50%, por forma a conseguir este acordo entre valores (no caso do MPD utilizou-se $E_{din} = 1,25 \times E$, tal como recomendado na modelação do comportamento dinâmico da barragem [3]). Por outro lado, para os restantes valores das frequências, verifica-se que o modelo MAA50% conduz a valores superiores, o que pode indicar a consideração de um excesso de massa de água no cálculo.

No que diz respeito aos modos de vibração, apresentam-se, também na Figura 6, as configurações modais 3D e os gráficos do movimento oscilatório modal de determinados pontos nodais no coroamento da barragem, para a albufeira cheia. Devido ao fecho de secção, que confere uma determinada assimetria à barragem, os modos de vibração calculados não podem ser claramente classificados como simétricos ou antissimétricos, ao contrário do que é usual [2]. Além disso, analisando os gráficos das ondas, verifica-se que os modos de vibração determinados com o MPD são complexos, ou seja, não estacionários (sem nodos fixos). Relativamente ao modelo MAA50%, os modos de vibração são não complexos, ou seja, estacionários (nodos fixos).

4.3 Definição da ação sísmica

De acordo com o Mapa de Intensidade Sísmica da Suíça, para sismos com um período de retorno $T = 10\,000$ anos ($P_{ocorrência} = 10^{-4}$ num ano), a barragem de Luzzone está localizada numa zona para a qual a intensidade é de 7.7 na escala MSK (Medvedev-Sponheuer-Karnik), a partir da qual se calcula a aceleração de pico horizontal (0,16 g) e a aceleração de pico vertical (2/3 da horizontal: 0,106 g) [3]. Conhecendo a aceleração de pico para o local da obra e sabendo que o maciço da fundação é da classe A, calcula-se o espectro de resposta regulamentar para o local da barragem (Figura 7a).

A partir do referido espectro de resposta, foi gerado o Sismo Máximo de Projeto (SMP – $\xi_{1,º\text{Modo}} = 5\%$) considerando intervalos de tempo $\Delta t = 0,01$ s e uma duração total de cerca de 30 s. O SMP é constituído por três acelerogramas sísmicos estocasticamente independentes, a aplicar na direção montante-jusante ($a_{pico} = 0,16$ g), margem esquerda-margem direita ($a_{pico} = 0,16$ g) e na direção vertical ($a_{pico} = 0,106$ g). De referir ainda que o Sismo Base de Projeto (SBP – $\xi_{1,º\text{Modo}} = 1\%$) utilizado na presente análise foi determinado por aplicação de um fator de 0,1 ao SMP.

Na Figura 7b) pode-se observar: i) o acelerograma sísmico na direção montante-jusante e respetivo espectro de amplitudes, permitindo analisar o conteúdo em frequência dos acelerogramas e as amplitudes nas frequências dos primeiros modos; e ii) a envolvente de acelerações (máximas e mínimas) ao longo da altura da barragem, analisando a amplificação das acelerações entre a inserção e o coroamento da barragem. Para o SMP calculou-se

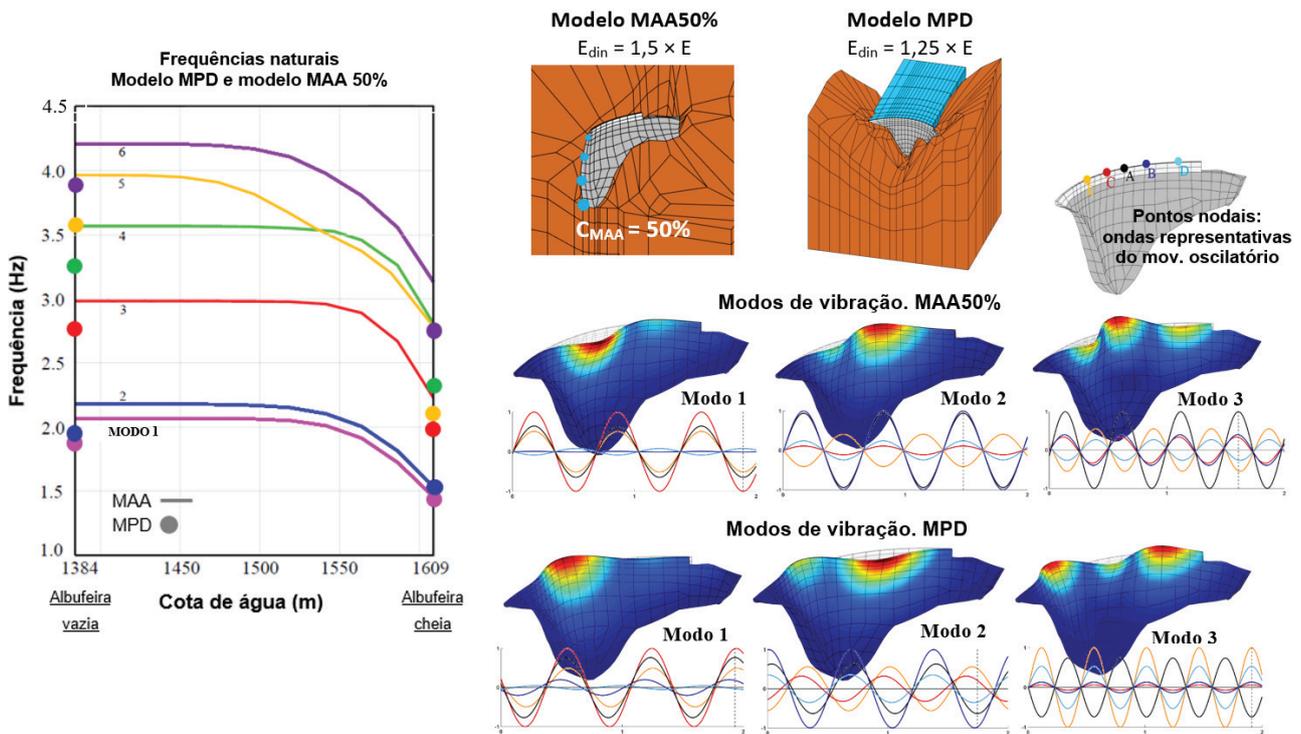


Figura 6 Linhas de influência das frequências naturais da barragem de Luzzone: cálculo com o modelo MAA50% e comparação das frequências calculadas com o MPD. Modos de vibração (modelos MPD e MAA50%) para a albufeira cheia

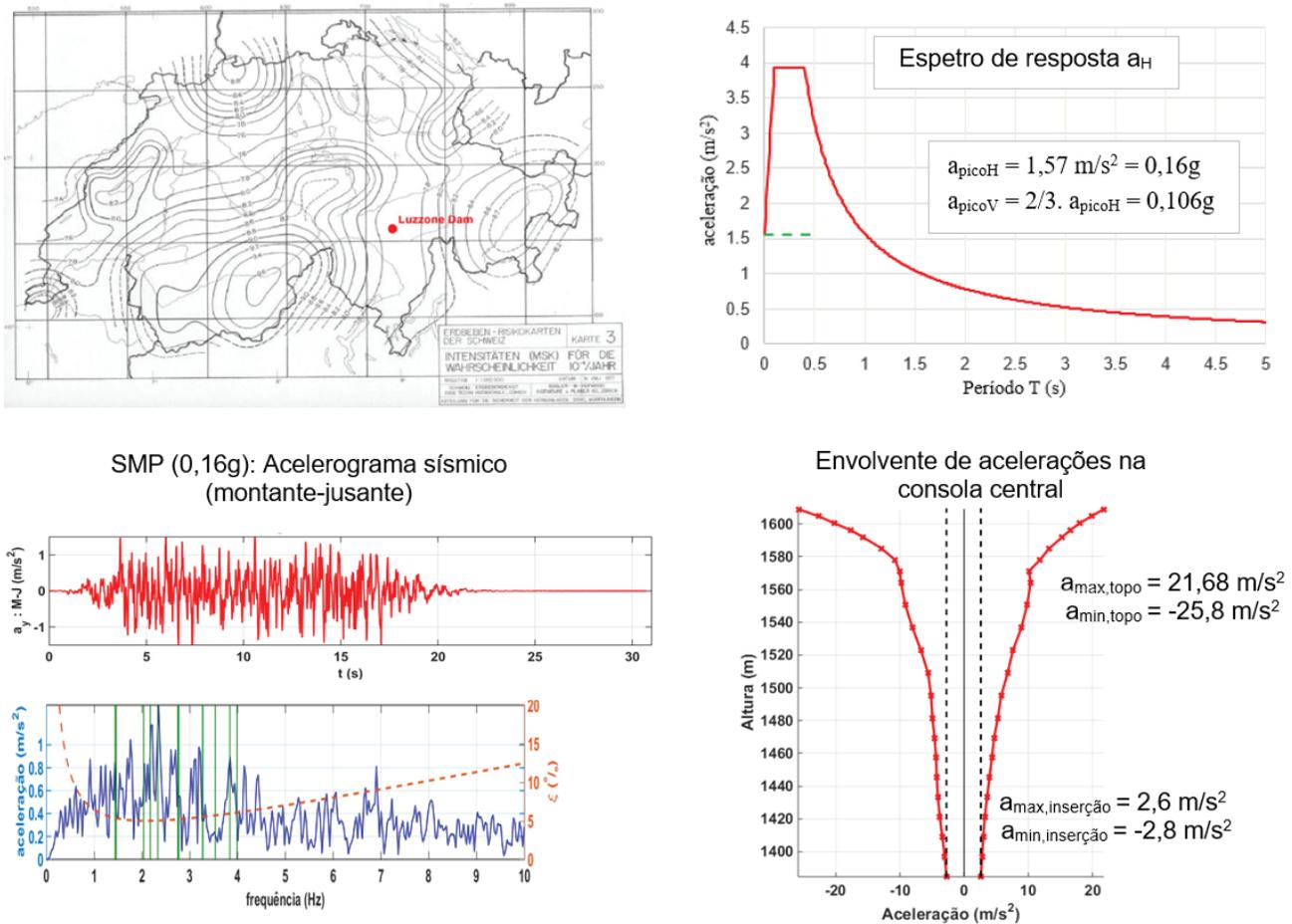


Figura 7 a) Mapa de intensidade sísmica da Suíça (escala MSK) para sísmos com período de retorno de 10 000 anos e espectro de resposta regulamentar para o local da barragem; b) SMP ($\xi_{1^{o}Modo} = 5\%$): acelerograma sísmico gerado (direção montante-jusante) e respetivo espectro de amplitudes, e envolvente de acelerações ao longo da altura da barragem

um fator de amplificação de cerca de 8,5 vezes, enquanto para o SBP, apesar de os valores máximos das acelerações serem muito inferiores, o fator de amplificação é de cerca de 25 vezes, em função do menor amortecimento considerado nos cálculos envolvendo o SBP.

4.4 Análise da resposta sísmica

Na análise do comportamento sísmico da barragem de Luzzone [4] consideram-se as combinações dinâmicas envolvendo a ação sísmica (SBP e SMP) na época de inverno e de verão. Neste trabalho apresentam-se os resultados para a solitação do sismo durante a época de inverno, que será a mais desfavorável na perspetiva da verificação da segurança a efetuar. Foram calculados os campos de deslocamentos e tensões nos instantes t_m e t_j (instantes em que ocorrem os deslocamentos máximos para montante e para jusante), as envolventes de tensões segundo a consola e segundo o arco na consola central da barragem, e as histórias de tensões principais máximas e mínimas em pontos nodais nos paramentos de montante e jusante.

Analisando a ação isolada do sismo (Figura 8), verifica-se que o SBP provoca deslocamentos e tensões máximas pouco significativos quando comparados com os valores da combinação estática. Já para o SMP surgem deslocamentos máximos da ordem dos 130 mm e tensões elevadas de compressão e de tração (valores da ordem de grandeza dos calculados para as combinações estáticas). Na figura 8 destaca-se ainda a representação dos campos de pressões hidrodinâmicas na albufeira, que é possível calcular utilizando o modelo MPD com a albufeira discretizada.

Relativamente à combinação envolvendo o SMP, na época de inverno (Figuras 9 e 10), verifica-se que o sismo provoca uma amplitude de deslocamentos elevada em torno da posição de equilíbrio estático, sendo os deslocamentos máximos da ordem dos 270 mm para jusante. Analisando as tensões calculadas destacam-se as compressões elevadas, nomeadamente na zona superior da barragem segundo o arco (valores mínimos globais da ordem dos -16 MPa), e as trações, principalmente na zona central, junto à inserção, segundo a consola (valores máximos da ordem dos 7 MPa), que são superiores à tensão resistente do betão (fissuração local expectável).

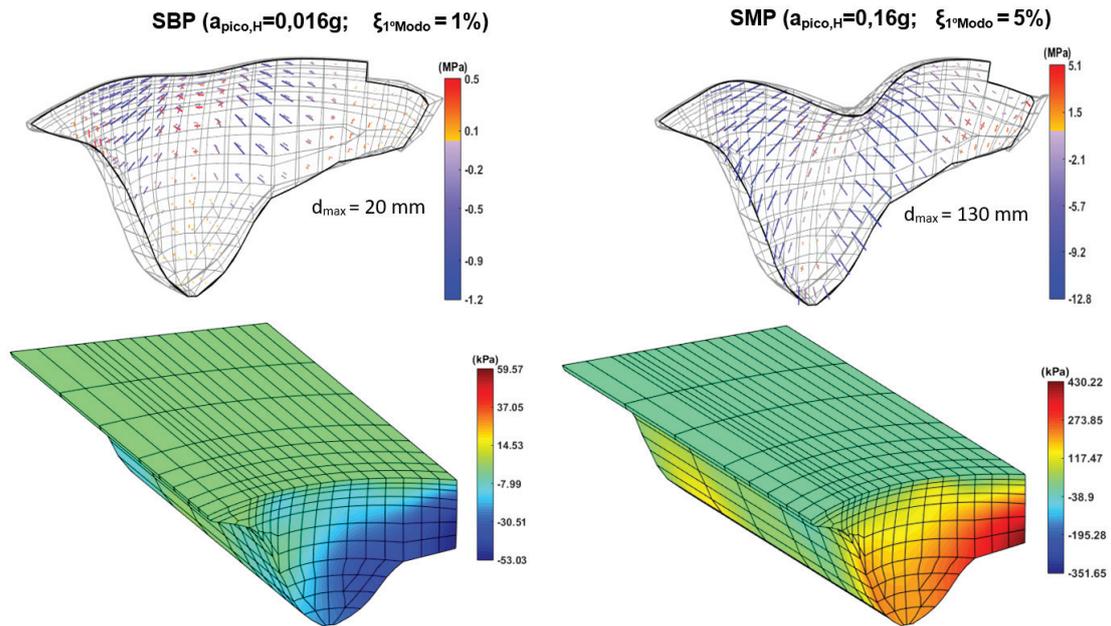


Figura 8 SBP e SMP: deformadas, campos de tensões e pressões hidrodinâmicas

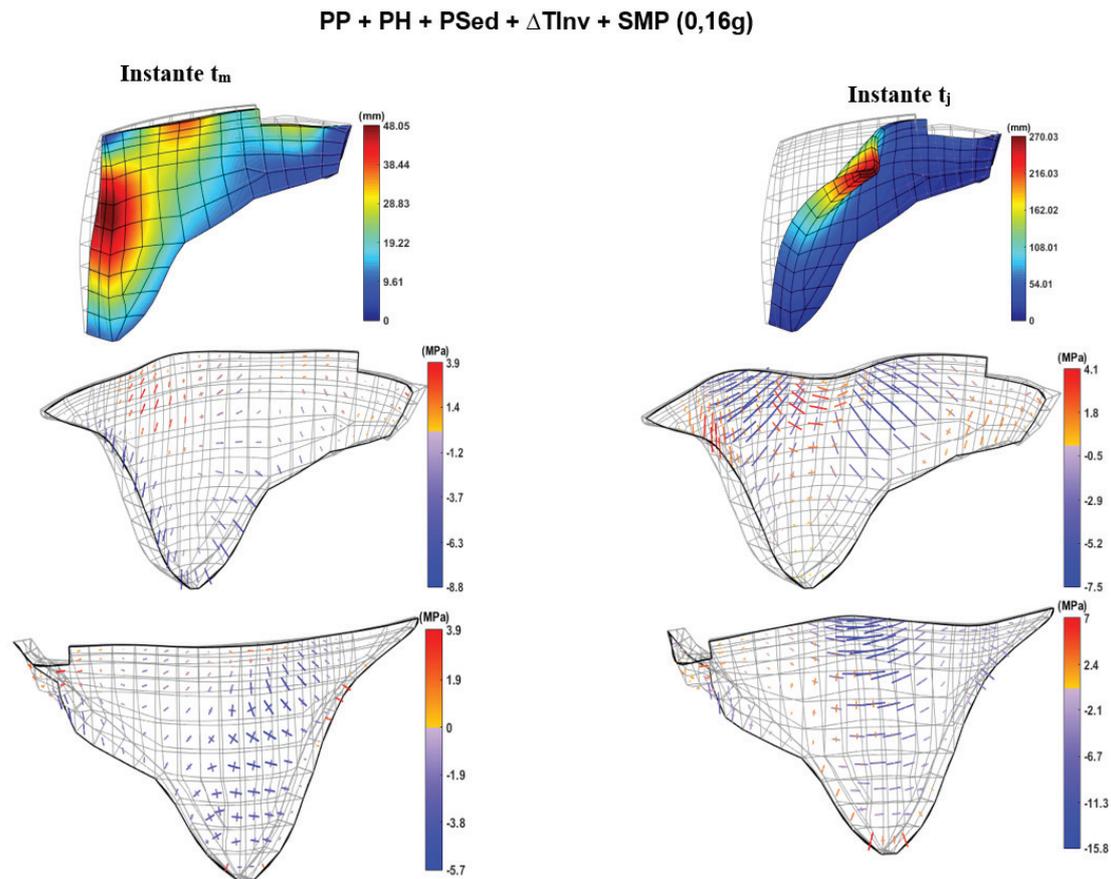


Figura 9 Combinação sísmica (inverno): campos de deslocamentos e de tensões

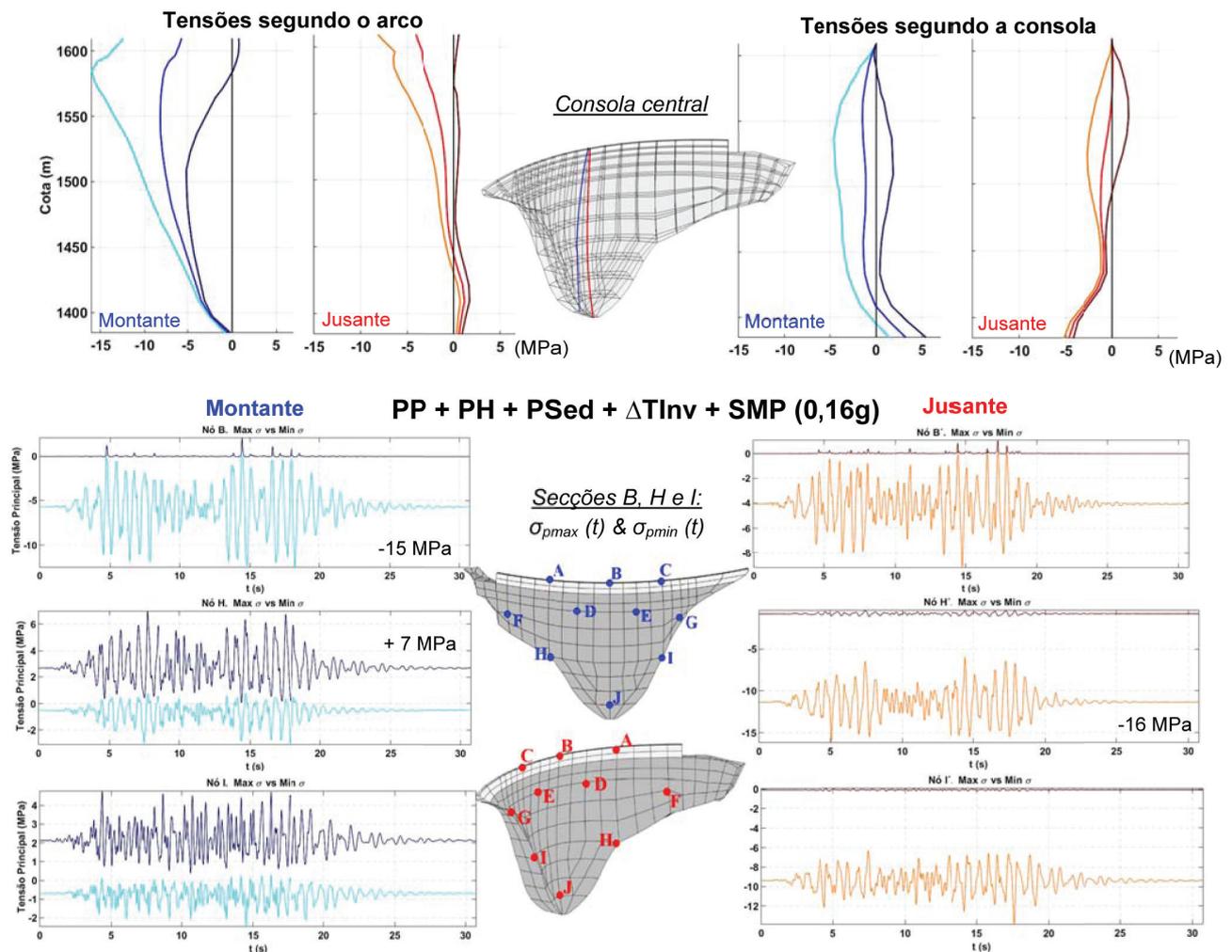


Figura 10 Combinação sísmica (inverno). Envoltórias de tensões (segundo o arco e segundo a consola) na consola central. Histórias de tensões principais nos nós B, H e I

5 Verificação da segurança sísmica

A segurança estrutural da barragem de Luzzone sob ações sísmicas é avaliada através da verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas pontuais no betão e da verificação da estabilidade de blocos ao deslizamento e ao derrubamento [4].

5.1 Cenário corrente: roturas pontuais no betão

Esta verificação da segurança é efetuada por comparação do estado de tensão calculado com a capacidade resistente do betão, determinando-se o coeficiente de segurança k de acordo com o critério de rotura de Mohr-Coulomb e de Rankine. A análise e representação gráfica das roturas pontuais é conseguida com base na determinação do índice de rotura i_R , em cada ponto do corpo da barragem e para cada instante do período de atuação do sismo ($i_R = 100/k$, sendo k o coeficiente de segurança à rotura – Figura 11). De acordo com o regulamento (Normas de Projeto de Barragens),

a segurança é verificada para valores de $k > 2,5$, ou seja, $i_R < 40\%$ (cores verdes). Valores de $i_R > 40\%$ são representados com cores a laranja e vermelho (situação de rotura: $i_R = 100\%$). Analisando a Figura 11, pode-se concluir que: i) para a CE_{inv} , verifica-se a segurança em toda a barragem, com exceção da zona inferior do paramento de montante (note-se que a sobreposição do SBP tem um efeito pouco expressivo); ii) para a combinação envolvendo o SMP no inverno, verifica-se a segurança para roturas pontuais no betão, tendo em conta que a maioria da barragem apresenta $i_R < 40\%$, sendo aceitável a existência de algumas zonas superficiais em que tal não se verifica; iii) analisando o estudo do efeito da majoração da ação sísmica ($\lambda = 2, 3$ e 4), é possível observar um grande aumento da área com $i_R > 40\%$, nomeadamente ao longo da espessura do betão e nos paramentos. Para o fator de majoração $\lambda = 4$, admite-se que ocorre o colapso e não se verifica a segurança, considerando que as zonas a vermelho atravessam toda a espessura da barragem ao longo de praticamente toda altura.

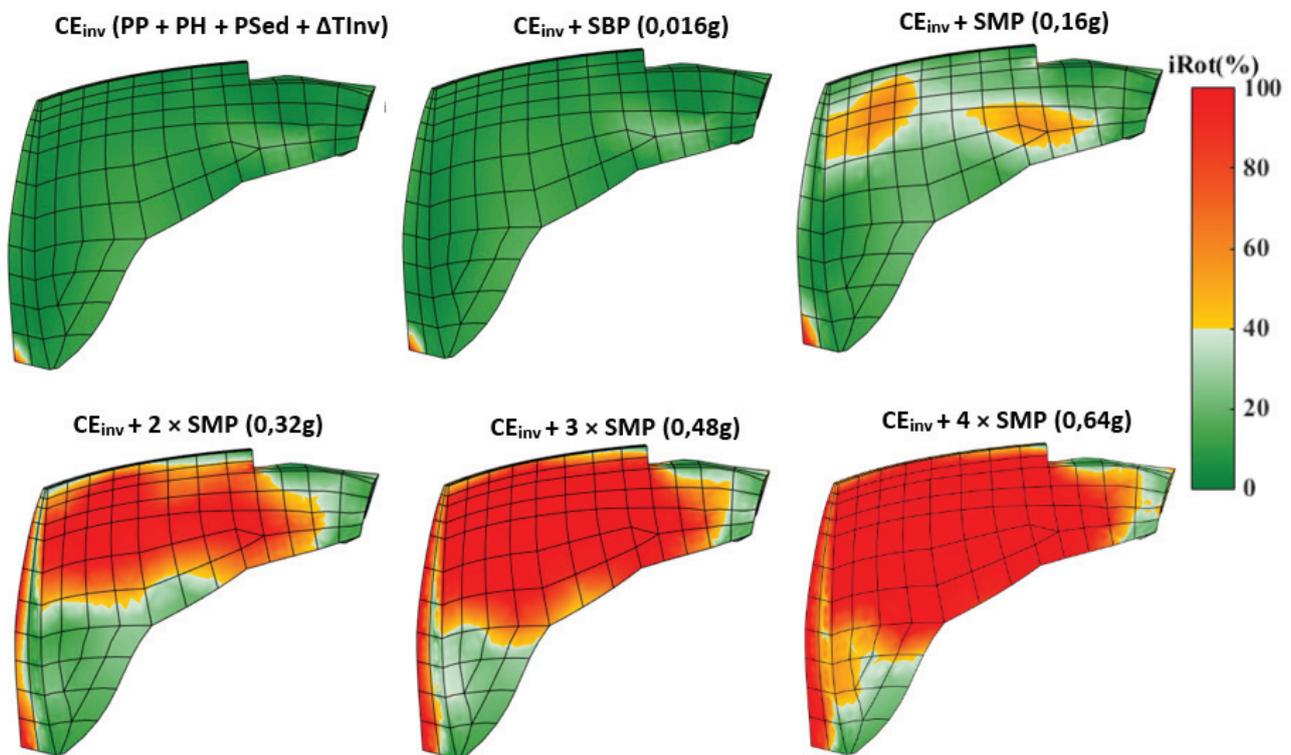
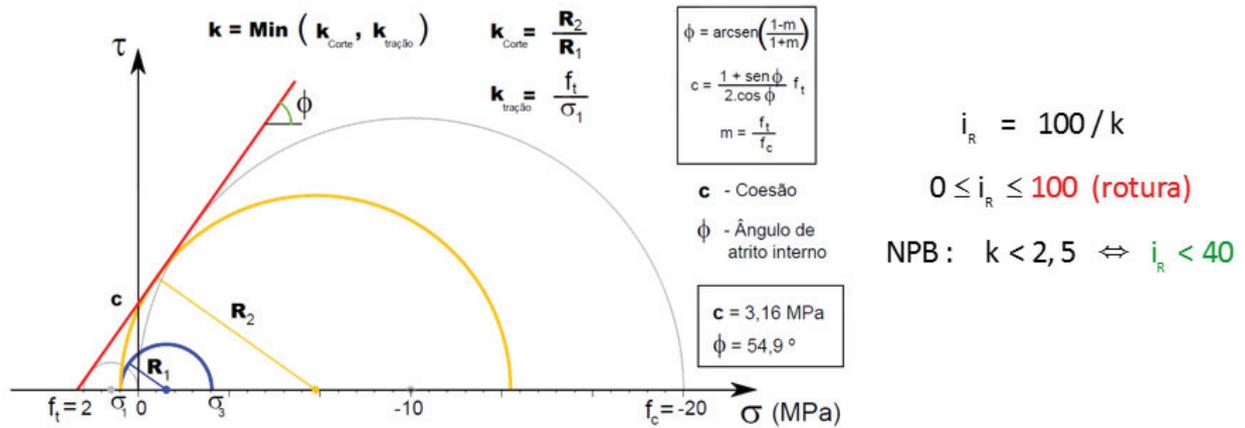


Figura 11 Verificação da segurança relativamente à ocorrência de roturas pontuais

5.2 Cenário de rotura: análise da estabilidade de blocos de controle

Para a barragem de Luzzone, o estudo da estabilidade de blocos é efetuado para blocos de controle que se possam formar no topo da consola central, considerando que as juntas verticais laterais abrem totalmente, e que se forma uma fenda na base do bloco a 4 cotas distintas, dando origem a 4 blocos de controle com alturas diferentes. O cálculo é efetuado com o objetivo de determinar os coeficientes de segurança (CS) ao deslizamento (comparando forças resistentes e atuantes) e ao derrubamento (comparação

de momentos estabilizantes e derrubantes) ao longo do período de atuação do sismo, que devem ser superiores ao valor mínimo regulamentar de 1,2. São consideradas como ações: o peso próprio, a subpressão na base do bloco, a pressão hidrostática e a pressão hidrodinâmica, e as forças sísmicas devido ao SMP (Figura 12).

Neste trabalho (Figura 12) apresentam-se os valores mínimos dos CS calculados para os blocos de controle e as histórias dos CS para o bloco mais desfavorável (bloco 1). Relativamente ao deslizamento, verifica-se que os valores do CS_{desl} são sempre superiores a 1,2, mesmo para o bloco de controle 1, pelo que se verifica a segurança. No que se refere ao derrubamento, os momentos estabilizantes são,

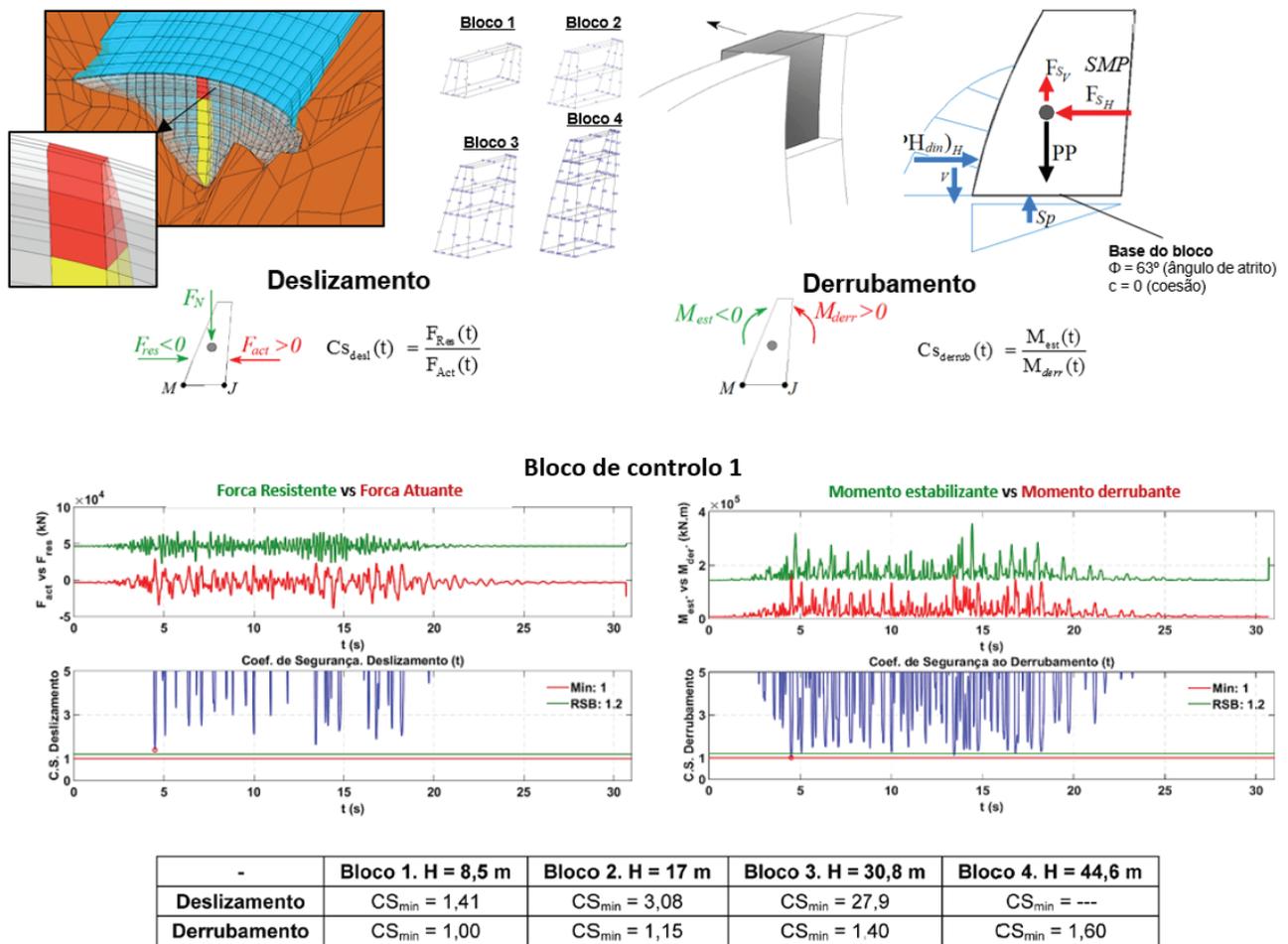


Figura 12 Verificação da segurança: deslizamento e derrubamento de blocos de controlo

de forma geral, superiores aos derrubantes. Ainda assim, para os blocos 1 e 2 existem alguns instantes em que o CS_{derrub} é inferior ao valor mínimo regulamentar. No entanto, como estes representam intervalos de tempo de muito curta duração (0,01 s), considera-se esta situação aceitável, pelo que se verifica a segurança ao derrubamento.

6 Conclusões

O programa DamDySSA1.0, baseado no modelo MPD (formulação em pressões e deslocamentos) e numa abordagem de estado em coordenadas modais complexas, permite efetuar cálculos dinâmicos no domínio do tempo, de sistemas barragem-fundação-albufera, com uma elevada eficiência computacional. O modelo MPD permite ter em consideração os fenómenos de interação dinâmica

barragem-albufera e permite simular a propagação das ondas de pressão na albufera.

A validação programa DamDySSA1.0 foi conseguida através da comparação de resultados numéricos e experimentais, (frequências naturais e configurações modais) obtidos para o caso da barragem do Cabril, para várias cotas de água. Mostrou-se que com o modelo MPD é possível obter um melhor acordo entre os parâmetros modais calculados e identificados em obra, do que o alcançado em estudos anteriores com o modelo clássico de massas de água associadas.

No que diz respeito à análise da segurança da barragem de Luzzone sob ações sísmicas, concluiu-se que, para a atuação SMP (0,16g) são verificadas as exigências de segurança regulamentares relativamente à possibilidade de ocorrência de roturas pontuais no betão e para o cenário de queda de blocos, por deslizamento e/ou derrubamento.

Referências

- [1] Zienkiewicz, O. C.; Taylor, R. L.; Zhu, J. Z. (2005) – *The Finite Element Method: Its Basics and Fundamentals*. (6th ed.). Oxford: ELSEVIER (1st ed., 1867 McGraw-Hill).
- [2] Oliveira, S.; Espada, M. & Câmara, R. (2012) – Long-term dynamic monitoring of arch dams. The case of Cabril dam, Portugal. 15th World Conference on Earthquake Engineering. Lisboa.
- [3] Gunn, R.; Tzenkov, A. (2015) – Seismic Safety Evaluation of a Concrete Dam Based on Guidelines. 13th Benchmark Workshop on the Numerical Analysis of Dams. September 09-11, 2015, EPFL, Lausanne, Switzerland. ICOLD.
- [4] Oliveira, S.; Alegre, A.; Silvestre, A.; Espada, M.; Câmara, R. (2015) – Seismic safety evaluation of Luzzone dam. Use of a 3DFE state formulation in pressures and displacements. 13th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, EPFL, Lausanne.

Industrial disruption index. Concepts and applications

Índice de interrupção industrial. Conceitos e aplicações

Mónica Amaral Ferreira

Carlos Sousa Oliveira

Francisco Mota de Sá

Abstract

In recent works the Disruption Index (DI) applied to the urban tissue, was developed as a tool to measure earthquake cascade effects and to quantify the state of disorder induced by the disruption of urban structure and its systemic functions.

This indicator can be extrapolated to analyze industrial disruptions caused by the interaction among the various industrial stakeholders acting in a region. The disruption or destruction of a single infrastructural component can rapidly evolve into damage to the surrounding components, in a cascading effect with consequences in health, safety, security, economic or social well-being of people.

The DI methodology was applied to the Sines industrial complex in the framework of REAKT project.

In Sines, raw materials, suppliers, packaging, and shipping services are located in the same region damaged by a certain earthquake. Thus, the operation of modern industrial societies is highly interdependent and the success of a region in carrying out business and industrial operations can be rapidly eroded by the failure of a few key services or lifelines.

A review of the relevant literature and the contact with the Sines stakeholders enabled to draw the industrial disruption index, identifying the main infrastructures that influence the global impact in an industrial complex.

Keywords: Industrial disruption / Cascade effects / Mitigation / Sines

Resumo

As estimativas de perda de bens e funções auxiliam na prevenção e na escolha de recomendações adequadas. A utilização do Disruption Index em meio urbano permite ter percepção do impacto global de um sismo uma vez que faz a ligação a funções e atividades que definem o tecido urbano.

Este indicador pode ser extrapolado para áreas industriais a fim de analisar as interrupções causadas pela interação entre as várias infraestruturas. A interrupção ou destruição de um único componente pode evoluir rapidamente em danos aos componentes circundantes, num efeito de cascata, com consequências na saúde, segurança e no bem-estar socioeconómico de uma região.

Assim, a metodologia do Disruption index foi aplicada ao Complexo Industrial de Sines no âmbito do projecto europeu REAKT. Com a ajuda das diferentes empresas e entidades em Sines foi possível “desenhar” o índice de interrupção industrial (Industrial Disruption Index), identificando as principais infraestruturas que influenciam o impacto global de um evento adverso num complexo industrial.

Palavras-chave: Interrupção industrial / Propagação de efeitos / Mitigação / Sines

Mónica Amaral Ferreira

Investigadora
CERis, Instituto Superior Técnico
Lisboa, Portugal
monicaf@civil.ist.utl.pt

Carlos Sousa Oliveira

Professor Catedrático
CERis, Instituto Superior Técnico
Lisboa, Portugal
csoliv@civil.ist.utl.pt

Francisco Mota de Sá

Investigador
CERis, Instituto Superior Técnico
Lisboa, Portugal
mota.sa@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.

Ferreira, M. A. [et al.] – Industrial disruption index. Concepts and applications. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 2. ISSN 2183-8488. (novembro 2016) 117-124.

1 Introduction

The Industrial Complex of Sines (Portugal) with more than 13 km², is one of the largest in Europe, housing a significant number of National (Portuguese) and European Critical Infrastructures. The complex accounts for more than 10% of Portuguese critical infrastructures, including many of the most important ones.

Located next to the Atlantic Coast, at about 180 km from two major seismogenic sources (the Gorringe Bank and the Marquês de Pombal Fault) both able to generate a 8.5 to 9 magnitude earthquake, leading to Peak Ground Accelerations of about 0.20 g to 0.24 g in stiff rock soils, with the possibility of 0.4 g to 0.5 g in soft soils. In this area, several major industries and services are present, namely a thermal power generation plant, concrete, chemical and cement production plants, fuel refinery, dangerous materials and fuel parks, mobile communications, pipelines and many other critical infrastructures, highly interconnected and mutually dependent in complex ways, prone to trigger chain reactions amplifying and propagating disastrous effects. Within a 5 km distance, a population of about 50,000 persons is present, with schools, hospitals, and other fundamental services and systems that are critical to the economy, environment, security and social well-being.

The REAKT Project [1], “Strategies and Tools for Real-Time Earthquake Risk Reduction” funded by the European Commission, which brings together a large international consortium and is European funded (FP7), consist of the study of seismic risk-mitigating instruments, based on early warning capabilities, allowing in a short time (seconds) the triggering of automatic mechanisms for risk reduction, very focused on critical infrastructures (CI) and their key components.

Within the REAKT Project, very different situations have been analyzed to give a good overall view of what the various problems are that we may encounter in the applications of Earthquake Early Warning Systems (EEWSs) (long bridges, schools, gas mains, harbours, hospitals, industrial facilities, and so on). At the Instituto Superior Técnico (IST), University of Lisbon, we have been studying the effect of these problems on industrial infrastructures, a group of installations where the EEWS may have a tremendous impact. Lead times, false and missing events are analyzed from the end-user’s viewpoint [2].

Already identified as a risky zone, during the establishment of the National and European Critical Infrastructures Protection Projects, the Sines Industrial Complex constitutes an optimum feasibility case study in the field of cascade effects.

It is important to notice that the effects of seismic actions on industrial equipment should be given not only in terms of structural damage, but also in terms of content release, which may be activated during or after the shaking (fire, leakage, toxic dispersion and so on [3]). Damages and losses of certain types of containments may be more important than the direct inflicted damages. Also the effect of interdependences may be crucial to the functionality of other equipment and facilities.

The Industrial Disruption Index has been designed to respond to

the variety and complexity of damages, loss of production due to supply-chain disruption and to distinguish the interdependent nature of many systems in Sines Industrial Complex.

This article presents a conceptual framework for addressing infrastructure interdependencies that could serve as the basis for further research in this important area.

2 The ZILS (zona industrial e logística de Sines) – Industrial & logistics platform

The port with several terminals and ZILS comprises about 8-10% of the National Critical Infrastructures, which gives it an added importance in strategic terms for the functioning of the country therefore deserving special security concerns. Furthermore, it is a primary area of economic importance, now and projected into the future. An expansion process is taking place at the port of Sines.

In which concerns for Sines in terms of Industrial and logistic platform provided the integrated development of the entire region and emerged on the concentration of diversified industries and industrial facilities.

Some of the main infrastructures of the harbour are listed and briefly described below:

Sines container terminal “Terminal XXI” – the Sines container terminal, called Terminal XXI, started its operations in 2004 and is the largest container terminal in Portugal.

Sines Petrochemical Complex (REPSOL) – mainly destined for export olefins and polyolefins. The Port of Sines has a terminal dedicated to petrochemical products.

Sines Refinery (Galp) – diesel production. It is constituted by a number of processing units spread across two plants, known as Manufacturing I and Manufacturing II. It has a large storage area with a capacity of approximately 3 million cubic meters for crude oil, fuels and other final products and intermediate product.

The Sines refined products are: gasoline; diesel; LPG (liquefied petroleum gas); fuel oil; naphtha (used in the petrochemical industry to produce polymers from which plastic, fibers for textiles and even bubble gum is produced); jet fuel (fuel for airplanes); bitumen (for asphalt and insulate) and sulphur (for pharmaceutical products, farming and pulp whitening).

Liquefied Natural Gas (LNG) (REN Atlântico) – The LNG terminal consists of a docking station with a discharge capacity of 40,000 cubic meters to 165,000 cubic meters with an average discharge time of 20 hours, two storage tanks each having a capacity of 115,000 cubic meters and five open rack vaporizers for regasification. Storage may reach 390,000 m³ of liquefied gas.

A railway line ensures the supply of jet fuel to Faro airport (transported by rail) produced by the Refinery. The gas used in the refinery (cogeneration) is supplied by REN Atlantic’s pipeline.

The Sines Industrial Complex also includes a cave dug into solid rock that stores propane, with seismic monitoring. Cave SIGÁS belongs to GALP (75%), BP (20%) and Repsol (5%).

3 Risk assessment

Earthquake simulators developed until now show direct physical damage in terms of victims, buildings, essential facilities and transportation systems, without including estimations of indirect losses or propagated effects (functional interdependencies).

The QuakeIST® [4] is an integrated simulator developed by the Instituto Superior Técnico, to obtain disaster scenarios affecting large scale systems and their interdependencies.

Simulation can test different sets of decisions for the same disaster scenario to find the optimal solution for restoration without wasting time and money; finally it can help to develop a strategy that can increase the resiliency of the critical infrastructures to an urban area.

The project test area (Industrial Complex of Sines) with urban and industrial occupation constitutes an optimum feasibility case study in the field of cascade effects and contains infrastructures that represent an actual interdependent system containing enough interconnections for research on multiple infrastructure interdependencies.

In Sines test cases, we considered the following selected buildings, infrastructures and elements:

- Buildings
- Power transformers
- Ng pipelines (ng – natural gas)
- Water pipes
- Port facilities

Each theme (infrastructure and so on) was obtained from the different stakeholders, in different formats and units. An extensive data treatment was performed in order to homogenize the information and introduced in the GIS platform and QuakeIST® simulator. A geometrical and mechanical property of each element of the infrastructure was used to set typologies and corresponding vulnerability functions.

Each type of a structure and infrastructures has its own structural dynamics response characteristics and hence a particular structural analysis is needed. The literature review has addressed the issue of vulnerability or fragility relations for each component subjected to ground shaking (Table I).

Table I Elements at risk and procedure for vulnerability analysis

Element at risk	Methodology	Intensity parameter
Buildings	Giovinazzi & Lagomarsino Macroseismic method	EMS98
Power transformers	REAKT WP5	PGA
Gas pipelines	HAZUS, ALA [5]	PGV
Water pipes	HAZUS, ALA	PGV

In this earthquake loss estimation study, the simplified method for water system network performance evaluation applies to a distribution pipe network (HAZUS, 2007) [6].

3.1 Dependencies and interdependencies

Since ports are indispensable nodes of supply chains involving many strategic stakeholders and activities interacting with each other, the main focus of IST research is to provide a conceptual framework integrating the organizational relationships between supply chain and port stakeholders.

Lifeline systems are interdependent, primarily by virtue of physical proximity and operational interaction. The disruption or destruction to one infrastructural component can rapidly cascade into damage to surrounding components, with system-wide consequences as health, safety, security, economic or social well-being of people.

The earthquake, the aftershocks as well as the tsunami that can be generated can exacerbate disasters. Damage to lifelines and industrial facilities occurred immediately following an earthquake. And many of these remain off line from several months. These outages have a critical effect on region and national businesses and overall quality of life.

In Sines cases, raw materials, suppliers, packaging, and shipping services are located in the same region damaged by an earthquake and also not functioning. Thus, the operation of modern industrial societies is highly interdependent and the success of a region in

carrying out business and industrial operations can be rapidly eroded by the failure of a few key services or lifelines.

For a business to operate, it needs to be in a community that is functional following a large earthquake. However, the damage to housing, schools, hospitals, commercial structures, factories and infrastructure systems resulted in a wide spread economic and social disruption.

Part of the overall aim of REAKT is to include in the damage scenarios produced by QuakeIST® [4], the concept of Disruption Index ([7] [8] [9]) and apply it to Sines for different levels of seismic action.

To develop the model, it remains essential to identify the system and their components as well as the main dependencies and interdependencies. The industrial disruption index is based on the urban DI methodology developed [8] which intends to measure the urban disruption, quantifying how a cascade effect contributes to the disruption of urban activities. A review of the relevant literature and the contact with the Sines stakeholders enable the development of the industrial disruption index, identifying the main sources and infrastructures in an industrial complex.

Figure 1 illustrates the main interdependencies among facilities and their equipments.

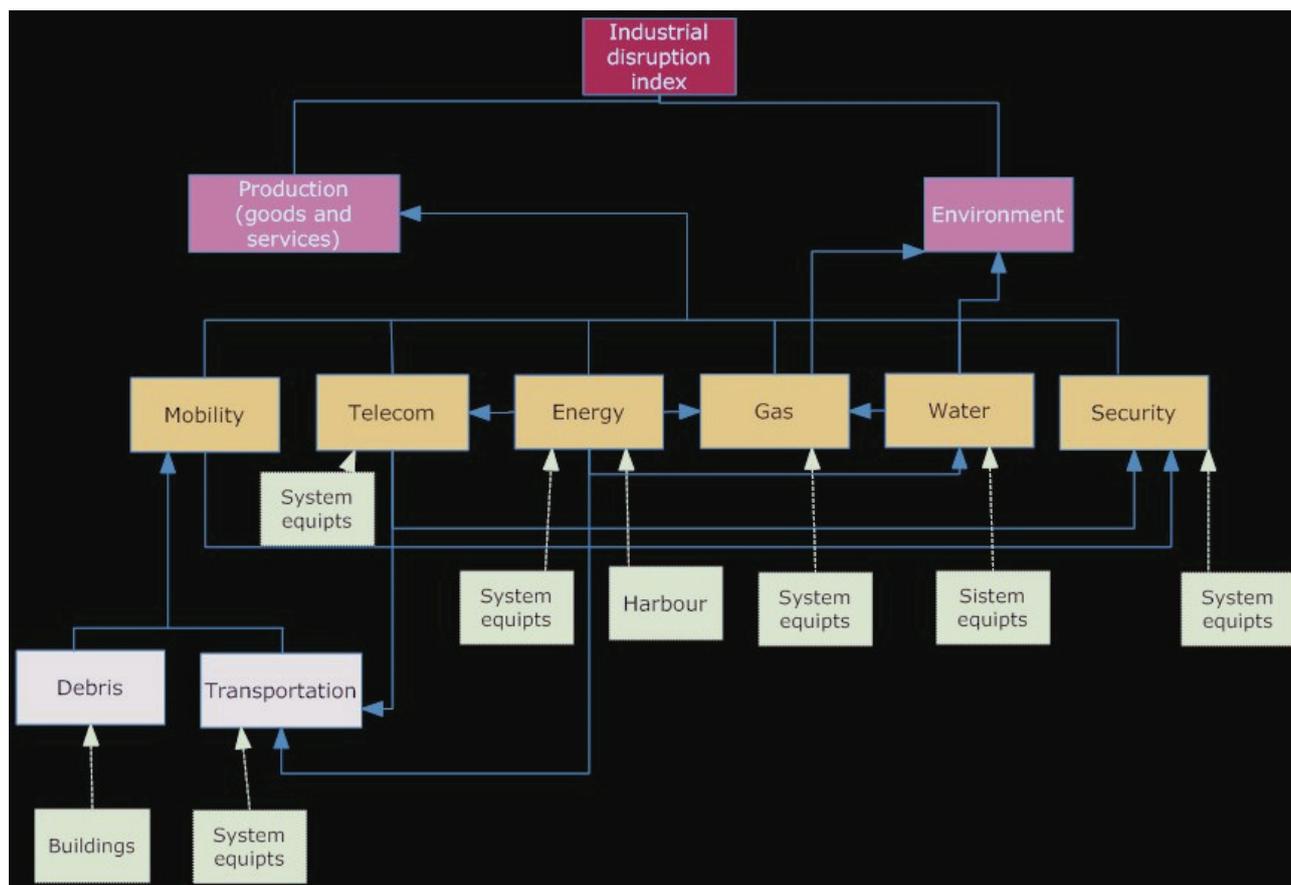


Figure 1 Industrial disruption index

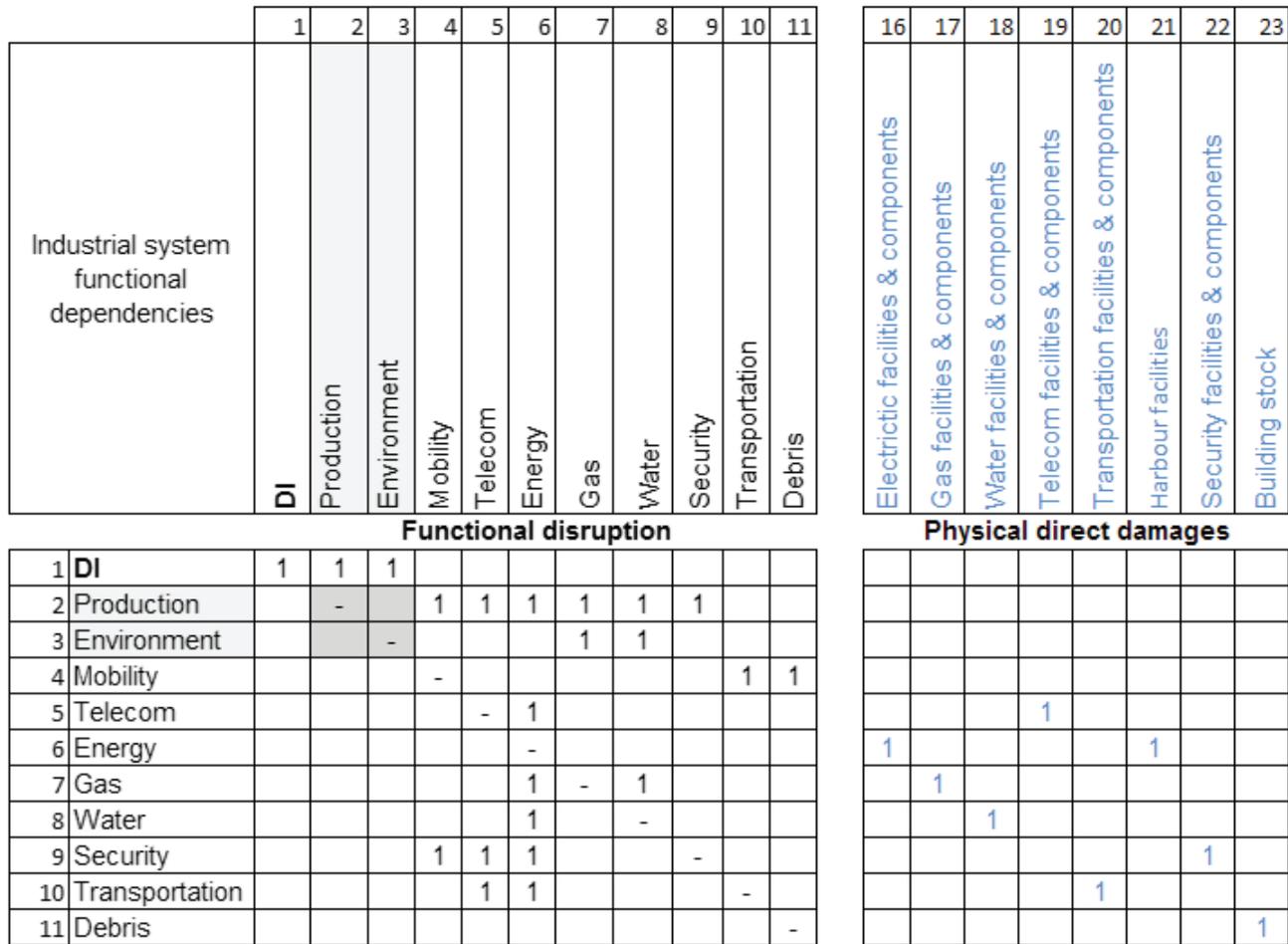


Figure 2 Industrial Disruption Index seen from the adjacency matrix G

Figures 1 and 2 show how propagation and cascading effects can be calculated in a bottom-up sequence, starting with the physical damages directly suffered by the exposed assets, proceeding with the impacts that each node has in the functional performance of nodes that depends on them, until reaching the top node, DI. Mathematically, the DI can be represented by its Adjacency Matrix of a Directed Graph [G], in which the element G_{ij} equals 1 if row i depends on column j and is zero otherwise.

3.2 QuakeIST® seismic simulator. Scenarios and impacts

One earthquake scenario (Figure 3), the 1755 earthquake, was used for simulation of damage and serviceability of the main elements under study. The detailing of the ground motion prediction equations (GMPE) – attenuation used, and conversions from/to PGA/PGV/EMS-98 Intensity and soil influence are described in [1]. In relation to the soil classification, some studies are being done to update the present results.

QuakeIST® [1] is a software that, besides the ground motion definition, can deal with vulnerability of a building stock, of lifeline networks and of some critical infrastructures. Damage scenarios are then constructed. Everything is assembled in a GIS platform where the operator can do almost everything he needs once he was provided with the necessary data.

The visualization of earthquake impacts which are predicted by such simulation contributes to make recognition of earthquake disaster among population and urban services or functions, but also the improvement of the engineering ability of local government officials who are in charge of promoting earthquake disaster mitigation.

For this particular event we present the network impacts for gas and water (Figure 4).

According to level of damage/repair rates, the quality and service availability of gas network will be: Service interruption for a long period; full loss of function and potential ignition. For the water service the result is an interruption for a long period (half or more of the water supply across the entire city was out of action), affecting service continuity in critical facilities.

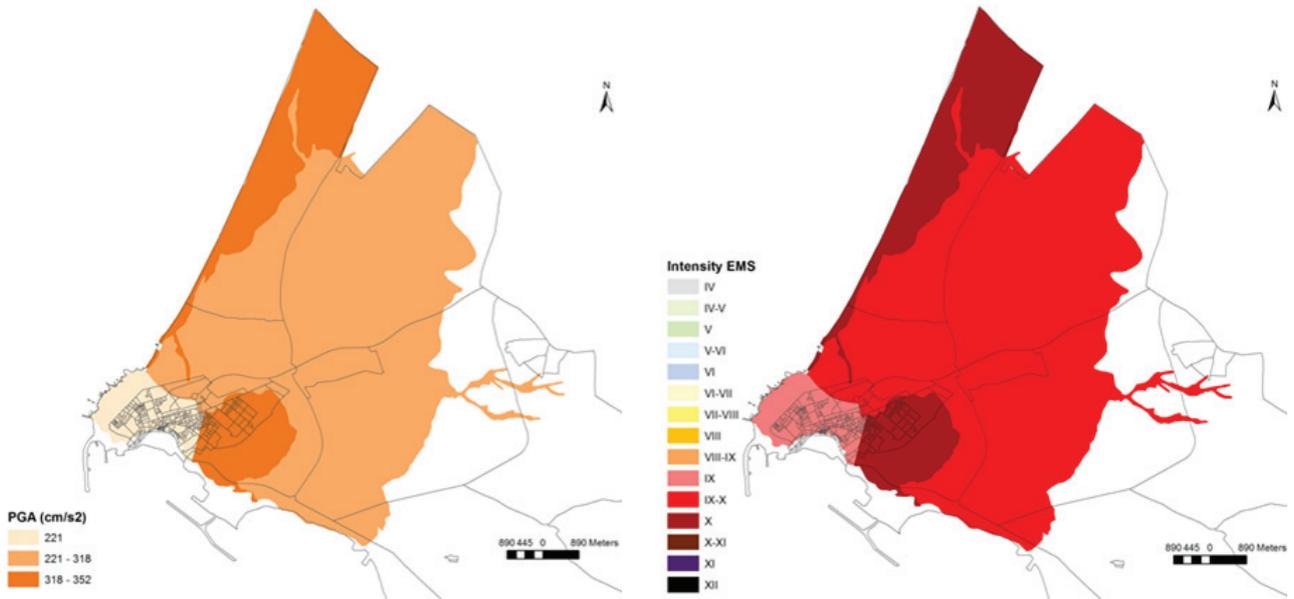


Figure 3 Peak ground motion (PGA) obtained for 1755 earthquake scenario, M8.7 (left) and intensities (EMS-98) (right)

Other essential lifeline in post-disaster situation is electricity. Electric power systems are extreme vulnerable since they contain a large number of vulnerable pieces of equipment usually not well designed for the seismic action. In Figure 5 we can see the performance of the power network for power transformers and PT's. Damage 3 (D#) means moderate damages such as weaknesses in the connecting structure, originating leaks, and is enough to put the transformers out-of-service during reparations.

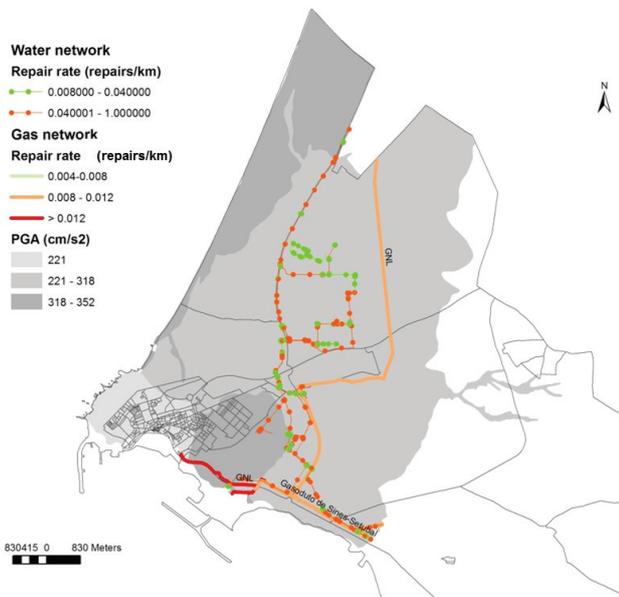


Figure 4 Repair rates for gas and water networks under 1755 scenario

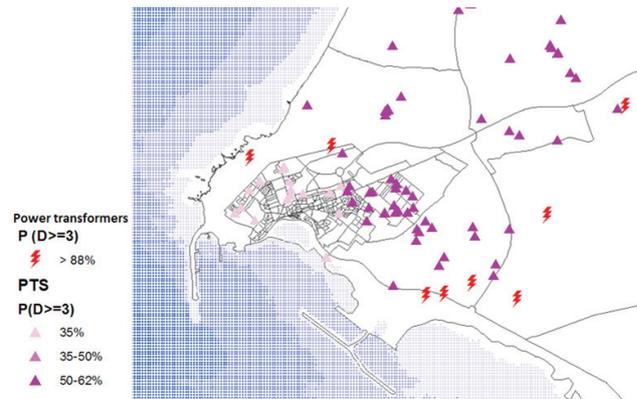


Figure 5 The performance of the power network under 1755 scenario

As the lifelines are interdependent and, for example, (i) the failure of gas and water supply stations caused by damage to the power station (Figure 1); or (2) the collapsed buildings that will block the road, causing mobility problems; or (3) the failure of the telecom system, all of this will create an overall earthquake impact which can be expressed as shown in Figure 6.

The Industrial disruption index is assembled in a scale with five impact levels as described in Figure 7.

Figure 6 indicates that in presence of a seismic scenario as 1755 the industrial area of Sines and altogether the Sines municipality would be particularly affected by: a) losses in industrial production – most industries becomes inoperative; the failure may result in complete unsafe operations, b) danger of explosion and great environmental concerns (pollution and contamination), and c) possible multiple deaths may result.

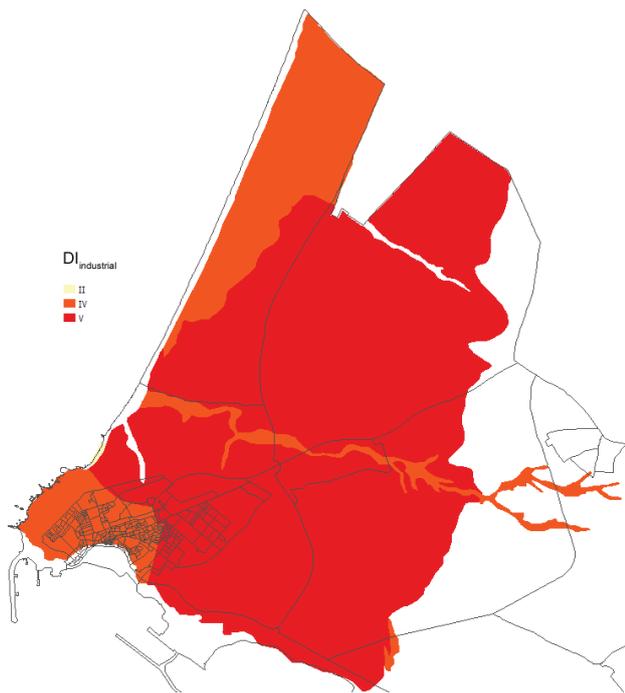


Figure 6 The industrial disruption index to Sines under 1755 earthquake scenario

The visualization of earthquake impacts which are predicted by such simulation contributes to make recognition of earthquake disaster among population and urban services or functions, but also the improvement of the engineering ability of local government officials who are in charge of promoting earthquake disaster mitigation.

It is important to add that this study was directed to the great Complex of Sines. It can be easily understandable that interdependences are not restricted to this area. Consequences of lack of production (gas, oil, etc.) will propagate across the country and neighbouring zones with great influence in the financial market. The industrial disruption index can easily take this issue into consideration.

4 Final remarks

Risk emanates from multiple sources and it is virtually impossible to predict and prepare for every type of risk. In that environment, companies should work proactively to identify and address specific vulnerabilities in the supply chain that expose them to risks and at the same time develop the resilience to be able to recover from the risk events that are anticipated to occur.

In this work we propose the use of Industrial Disruption Index as a tool to measure the entire impact of a disruption to an industrial complex, through cascading failure.

DI	
Impact level	Impact descriptor
V	Unpredictable failure with hazardous effects almost certain. Non-compliant with regulations. Downturns in the global economy, higher commodity prices, political instability, environmental risk. From serious disruption at physical and functional level to paralysis of the entire system: buildings, population, infrastructure, health, mobility, administrative and political structures, among others. Lack of conditions for the exercise of the functions and activities of daily life. High cost for recover.
IV	Critical effects. Starts the paralysis of main buildings, housing, administrative and political systems. Distribution or supply chain failure. The region affected by the disaster presents moderate damage and a slice percentage of total collapse of buildings, as well as victims and injuries and a considerable number of homeless because their houses have been damaged, which, although not collapse, are enough to lose its function of housing. Normal daily activities are disrupted; school activities are suspended; economic activities are at a stand-still. Probable failure with hazardous effects. Business interruption.
III	Major effects. Lack of technology / infrastructure to support business needs. Part of the population may permanently lose their property and need to permanent be relocated, which means strong disturbances of everyday life. This level is determined by significant dysfunction in terms of equipment's, critical infrastructures and losses of some assets and certain disorders involving the conduct of professional activities for some time. The most affected areas show significant problems in mobility due to the existence of debris or damage to the road network. Starts significant problems in providing food and water, which must be ensured by the Civil Protection.
II	Minor effects. The region affected by the disaster presents few homeless (about 5%) due to the occurrence of some damage to buildings, affecting the habitability of a given geographical area. Some people may experience problems of access to water, electricity and/or gas. Some cases require temporary relocation.
I	The region affected by the disaster continues with their normal functions. No injured, killed or displaced people are registered. Some light damage may occur (non-structural damage) that can be repaired in a short time and sometimes exists a temporary service interruption. The political process begins with an awareness that the problem exists as well as some investments in strengthening policy and risk mitigation is/should be made.

Figure 7 Industrial Disruption Index Impact descriptor

Acknowledgements

Part of this research has been funded by the FP7 EU REAKT project ("Strategies and Tools for Real-Time Earthquake Risk Reduction").

References

- [1] REAKT (2011) – Strategies and tools for Real Time Earthquake Risk Reduction. FP7-ENV-2011. <http://www.reaktproject.eu/>
- [2] Oliveira, C.S.; Mota de Sá, F.; Lopes, M.; Ferreira, M.A.; Pais, I. (2011) – Early Warning Systems: Feasibility and End-Users' Point of View. *Pure Appl. Geophys.* (2015) 172: 2353. doi:10.1007/s00024-014-0999-0
- [3] Salzano, E; Agreda, A.G.; Di Carluccio, A.; Fabbrocino, G. (2009) – Risk assessment and early warning systems for industrial facilities in seismic zones. *Reliability Engineering and System Safety*, 94, 10, 1577–1584.
- [4] Mota de Sá F.; Ferreira M.A.; Oliveira C.S. (2016) – QuakeIST® Earthquake scenario simulator using Interdependencies. *Bulletin of Earthquake Engineering*. DOI: 10.1007/s10518-016-9884-9
- [5] ALA (2001) – Seismic fragility formulations for water systems. American Lifeline Alliance, ASCE.
- [6] HAZUS-MH MR4 Technical Manual (2007) – Department of Homeland Security Emergency Preparedness and Response Directorate. FEMA
- [7] Oliveira, C.S.; Ferreira, M.A.; Mota de Sá, F. (2012) – The concept of a disruption index: application to the overall impact of the July 9, 1998 Faial earthquake (Azores islands). *Bulletin of Earthquake Engineering* 10(1), 7-25.
- [8] Ferreira, M.A. (2012) – *Risco sísmico em sistemas urbanos*. Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. 295 pp.
- [9] Ferreira, M.A.; Mota de Sá, F.; Oliveira, C.S. (2014) – Disruption Index, DI: an approach for assessing seismic risk in urban systems (theoretical aspects). *Bulletin of Earthquake Engineering* 12(4), 1431-1458.

Ponte 25 de Abril

50 Anos a Ligar Destinos

Altura das torres **194m**
Altura livre para navegação fluvial **70m**
Pilar 3 / Torre Sul **80m** profundidade **40m** coluna de água
Pilar 4 / Torre Norte **40m** profundidade **20m** coluna de água
Cabo de suspensão primário **58,6cm** de diâmetro,
composto por **11248 fios de aço**
vão Central **1013m**
Oscilação longitudinal nas extremidades até **1,50m**
e do topo das torres até ao máximo de **2,0m**

A PONTE PENDE "COM LEVEZA E FORÇA" SOBRE O RIO.
A PONTE NÃO APENAS LIGA MARGENS PREVIAMENTE EXISTENTES.
É SOMENTE NA TRAVESSIA DA PONTE
QUE AS MARGENS SURGEM COMO MARGENS.

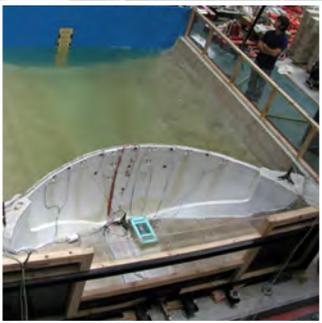
Martin Heidegger | 1951



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

LNEC

70 anos a construir conhecimento



PLATAFORMA DE ENSAIOS SÍSMICOS LNEC 3D

Avaliações de risco sísmico, comportamento e vulnerabilidade sísmica de estruturas

- Estudo de técnicas de reabilitação
- Qualificação sísmica de equipamentos e componentes
- Apoio à elaboração da regulamentação sísmica nacional e europeia

Plataforma tri-axial (3 eixos ortogonais independentes)

dimensões úteis: 4,6x5,6 m² | capacidade máxima: 40 ton | gama de frequências: 0 e 40Hz.
deslocamentos controlados ativamente, rotações restringidas passivamente (barras de torção)

www.lnec.pt





ASSOCIAÇÃO PORTUGUESA DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

PORTUGUESE GROUP OF IABSE

A APEE é uma associação de carácter científico e técnico, sem fins lucrativos, com os objetivos de promover a cooperação científica e técnica entre engenheiros e outros especialistas no campo da Engenharia de Estruturas, bem como assegurar a representação portuguesa na "International Association for Bridge and Structural Engineering" (IABSE).

Para atingir estes objetivos a APEE promove a divulgação de informação e intercâmbio científico e técnico entre os associados, organizando periodicamente simpósios, congressos, conferências ou visitas técnicas (www.apee.org.pt).

Neste contexto, a APEE apresentou uma candidatura para a realização de uma Conferência da IABSE em 2019, que será organizada conjuntamente com a Universidade do Minho e o ISISE - Institute for Sustainability and Innovation in Structural Engineering, conforme notícia abaixo.

Towards a Resilient Built Environment – Risk and Asset Management

IABSE Conference

Guimarães, 27-29 March 2019

Centro Cultural Vila Flor

email: secretariat@iabse2019.org



Sob o tema genérico de “Towards a Resilient Built Environment – Risk and Asset Management”, a Conferência tem como objetivos constituir um fórum internacional para o debate sobre, entre outros, assuntos tão importantes como a sustentabilidade do ambiente construído, a avaliação de risco e a gestão de ativos nas infraestruturas, motivando os engenheiros para temas como Risco, Construção, Qualidade, Resiliência e Gestão.

Para este efeito a Conferência terá os seguintes temas principais:

- Novel Management Tools for the Built Environment
- Lifecycle Quality Control of new and existing Infrastructures
- Advanced Frameworks for a Sustainable Built Environment
- Risk Analysis Procedures, from Theory to Practice

A Conferência incluirá diversas palestras sobre os temas abordados, proferidas por diversos peritos mundiais, bem como a apresentação de comunicações propostas, aprovadas pela Comissão Científica. Para este efeito, oportunamente terá lugar a submissão de resumos.



IABSE

International Association for Bridge and Structural Engineering

A IABSE é uma associação internacional, fundada em 1929, que tem como objetivo contribuir para o progresso da engenharia estrutural em todo o mundo, através da promoção da troca de conhecimentos e do incentivo da consciência e responsabilidade dos engenheiros de estruturas para as necessidades da sociedade (<http://www.iabse.org/>).

A atividade da IABSE é suportada por um conjunto de oito comissões de trabalho, cujos membros são eleitos bienalmente: (WC1) Structural Performance, Safety and Analysis; (WC2) Steel, Timber and Composite Structures; (WC3) Concrete Structures; (WC4) Conservation of Structures; (WC5) Design Methods and Processes; (WC6) Engineering Software and Information Modeling; (WC7) Sustainable Engineering; (WC8) FRP Structures.

Esta atividade é complementada por grupos de trabalho, com carácter temporal mais delimitado e âmbito mais específico. Atualmente estão ativos os seguintes Working Groups: Glass Structures; Bearings and Joints, Bridge Construction Equipment; Earthquake Resistant Structures; Forensic Structural Engineering; Construction History; Super Long-Span Bridge Aerodynamics; Building and Structures Management.

Os colegas interessados em participar nestas comissões ou grupos de trabalho deverão contactar a APEE.

Próximas reuniões da IABSE



<http://iabse.org.uk/bath2017/>



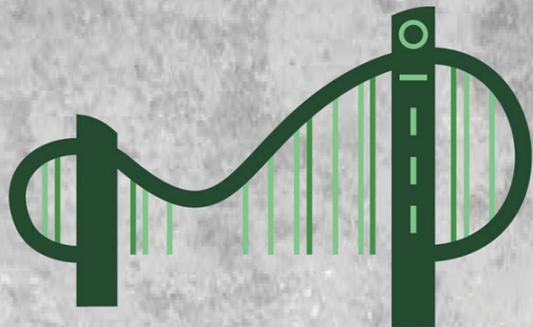
www.iabse.org/vancouver2017

Fernando Branco Presidente da IABSE



O Prof. Fernando Branco iniciou no passado dia 1 de Novembro o seu mandato trienal como Presidente da International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE).

Fernando Branco tem mantido uma intensa atividade na IABSE, tendo desempenhado as funções de Presidente da Comissão Técnica 8 (Operation, Maintenance and Repair of Structures), Presidente do Comité Técnico (2006-2009) e Vice-Presidente do Comité Executivo (2009-2016).



ENCONTRO NACIONAL

Betão Estrutural

2 a 4 Novembro 2016

DEC - Universidade de Coimbra

Prémio Jovens Mestres 2016

Iniciativa do GPBE que visa premiar as melhores dissertações de mestrado submetidas nos anos letivos de 2014 15 ou 2015 16 no domínio do betão estrutural.

O vencedor do Prémio Jovens Mestres 2016 foi:

Bernardo Catalão

“Modelos de campo de tensões para betão estrutural - aplicações ao projeto de reforço de fundações”

Foram ainda atribuídas menções honrosas aos seguintes candidatos:

Duarte Santos – “Seismic assessment of an old reinforced concrete building in the city of Lisbon”

Emanuel Felisberto – “Análise de lajes maciças de edifícios atendendo aos efeitos da retração restringida e às ações gravíticas”

Pedro Esteves – “Tabuleiros de pontes híbridas betão/aço – Modelos de dimensionamento para as regiões de ligação”

Pedro Teixeira – “Avaliação experimental da resposta cíclica em flexão biaxial com esforço normal de pilares de betão armado reparados após dano prévio”



GPBE Grupo Português
de Betão Estrutural

Com o apoio de:





Grupo Português de Betão Estrutural

GPBE comemora 50 anos

O GPBE, **Grupo Português de Betão Estrutural**, deu continuidade às atividades anteriormente desenvolvidas pelo GPPE, Grupo Português de Pré-Esforçado, que foi oficialmente constituído em 1966, celebrando-se, assim, este ano, 50 anos de atividade. Júlio Ferry Borges foi o principal dinamizador da ideia de criar o GPPE, um agrupamento português do betão pré-esforçado.

O Grupo, com a designação presente de GPBE - **Grupo Português de Betão Estrutural**, surge no ano de 1998, passando a cobrir a área do Betão Estrutural, e tendo como objetivos:

- Promover a cooperação científica e técnica nos domínios do betão armado e do betão pré-esforçado e suas aplicações.
- Assegurar a representação Portuguesa na Fédération Internationale du Béton (*fib*).



José Manuel Catarino recebe Medalha de Mérito do GPBE



A Direção do Grupo Português de Betão Estrutural decidiu atribuir a Medalha de Mérito 2016 ao Eng. José Manuel Catarino para distinguir o nível excecional do seu contributo para o desenvolvimento do Betão Estrutural. A cerimónia de entrega foi integrada no Encontro Nacional Betão Estrutural 2016.



Na Salvaguarda do Nosso Património

Para além do seu valor histórico e simbólico, um edifício é um conjunto de materiais sabiamente interligados.

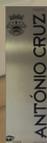
Paredes de alvenaria de pedra, gaiolas ou tabiques são exemplos de técnicas complexas, praticamente esquecidas com a construção nova e materiais associados.

É obrigação de todos zelar para que os edifícios que integram o nosso Património continuem a sua vida útil e intervire de modo a manter-lhes a dignidade.

Reabilitá-los é preservar a transmissão de valor.

A **AOF** é uma empresa com mais de 60 anos de existência, sempre ligada à salvaguarda do Património. Soube adaptar-se às novas maneiras de entender a intervenção, apostando fortemente na formação dos seus colaboradores.

A **AOF** possui um grupo técnico alargado e altamente especializado na área de conservação e restauro.



Parque da Boavista / Avenida do Cávado nº160 - 4700-690 Braga / Tel. +351 253 263 614 / www.AOF.pt



Local - Sede Ordem dos Arquitectos Norte - Fotografia de Rui Pereira

APARELHOS DE APOIOS • DISPOSITIVOS ANTISSÍSMICOS • JUNTAS DE DILATAÇÃO

INOVAÇÃO EM ENGENHARIA

Há mais de 60 anos, a FIP INDUSTRIALE, desenvolve e fornece a mais completa gama de dispositivos estruturais, incluindo todo o tipo de dispositivos antissísmicos, apoios estruturais bem como juntas de dilatação rodoviárias e ferroviárias.

A FIP INDUSTRIALE têm a solução e a experiência para todos os tipos de projetos quer sejam pontes, viadutos, naves industriais, plataformas petrolíferas, hospitais, edifícios habitacionais e públicos ou monumentos históricos.

A FIP INDUSTRIALE cumpre as mais recentes especificações no fornecimento de apoios e dispositivos antissísmicos com a marcação CE.



Representante em Portugal
www.pretensa.com.pt



Projeto: Ing. Riccardo Vetturini

L'AQUILA - ITÁLIA

La Silvestrella, Retrofitting de Edifício Histórico.



A SPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

a) Fomentar, em Portugal, o desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção e Defesa contra os Sismos, promovendo a divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e a organização de reuniões, colóquios e conferências ou outras iniciativas de carácter análogo.

b) Assegurar a representação Portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

INICIATIVAS 2016 - 2018

- Prémio Carlos Sousa Oliveira, destinado a premiar o melhor trabalho na área da Sismologia e Engenharia Sísmica
- Realização do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2018
- Candidatura à organização da 17ª Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes

- Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica
- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitectos, ordem dos Engenheiros e LNEC

HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de

Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

SER SÓCIO SPES

- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa • Portugal
Tel. (+351) 21 844 32 91
spes@lnec.pt
<http://spes-sismica.pt/>



ISSN 2183-8488



9 772183 848007 30002

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL
tel. (+351) 21 844 30 00 • fax (+351) 21 844 30 11
l nec@l nec.pt www.lnec.pt