

SÉRIE III

NÚMERO 9

MARÇO 2019

rpee

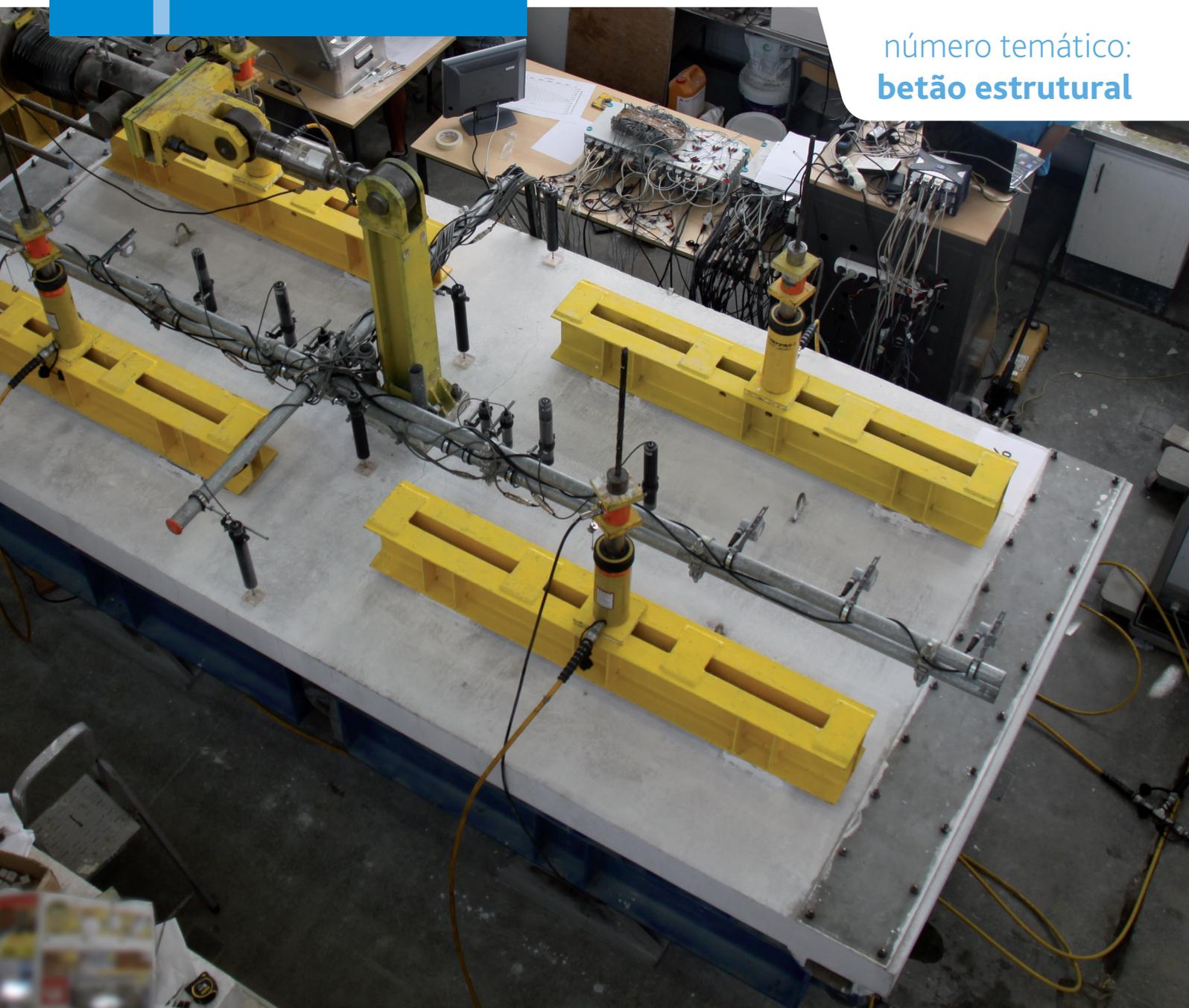
<http://rpee.lnec.pt/>

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: José Manuel Catarino

número temático:
betão estrutural



ISSN: 2183-8488



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

índice

editorial	3	Nota prévia
	5	Editorial
artigos científicos^(*)	7	Estimativa semiprobabilística da vida útil de betões estruturais de agregados leves sujeitos a corrosão induzida por carbonatação Sofia Real ∞ José A. Bogas
	17	Valorização de resíduos de biomassa e da extração de pedra natural no fabrico de betão autocompactável Gemma Rojo-López ∞ Sandra Nunes ∞ Fernando Martínez-Abella ∞ Belén González-Fonteboa
	27	Modelação da anisotropia do comportamento à tração do UHPFRC Mário Pimentel ∞ Aurélio Sine ∞ Amin Abrishambaf ∞ Sandra Nunes
	37	Modelação da fendilhação por origem térmica de uma barragem de betão em arco Nuno Monteiro Azevedo ∞ Eloísa Castilho ∞ Noemi Schlar Leitão ∞ Luísa Braga Farinha ∞ Romano Câmara
	45	Desenvolvimento de uma metodologia para a simulação do efeito das serpentinhas de refrigeração: Aplicação a uma barragem abóbada durante a construção José Conceição ∞ Rui Faria ∞ Miguel Azenha ∞ Manuel Miranda
	59	Análise de vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural com modelos combinados de campos de tensões (1D/2D) Miguel Ferreira ∞ João Almeida ∞ Miguel Lourenço
	67	Resposta da ligação pilar-laje fungiforme sujeita a ações horizontais cíclicas reforçada com estribos André Almeida ∞ António Ramos ∞ Rui Marreiros ∞ Válder Lúcio ∞ Ricardo Faria
	75	Seismic strengthening of RC beams using post-tensioning with anchorages by bonding Helisa Muhaj ∞ Carla Marchão ∞ Válder Lúcio ∞ Rita Gião
	85	Seismic analysis of structures: Stress-resultant interaction based on response spectra Ana Rita Tomaz ∞ Manuel Ritto Corrêa ∞ Luís Guerreiro
	93	Análise da estabilidade da via balastrada num viaduto com tabuleiro misto aço-betão para tráfego de comboios de alta velocidade Artur Silva ∞ Gonçalo Ferreira ∞ Rui Calçada
	101	Monitorização dos efeitos estruturais das reações expansivas do betão nas pontes do Criz II e de São João das Areias Luís Oliveira Santos ∞ Xu Min ∞ Luís Freire
	109	Monitorização de fendas em superfícies de betão através de análise de imagens multitemporais Jónatas Valença ∞ Bruno O. Santos ∞ Eduardo Júlio
divulgação científica/técnica	117	Roteiro para a Descarbonização de Portugal. Uma perspetiva na construção e reabilitação de edifícios Luís Fernandes ∞ Francisco Leitão
divulgação		Entidades apoiantes e parceiros

(*) Sujeitos a revisão por pares académicos

Diretor

José Manuel Catarino

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)

João Azevedo

(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

Fotografia da Capa

Ensaio ao punçoamento de laje fungiforme

sujeita a ação horizontal cíclica

(Fotografia cedida pelo Prof. António Pinho Ramos)

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

Edição e divulgação eletrónica

LNEC | Divisão de Divulgação Científica e Técnica

Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA

NIPC: 501 389 660

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

livraria@lnec.pt | www.lnec.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. Politècnica 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. Politècnica de Catalunya, Espanha

João Casaca

LNEC, Portugal

João Ramôa 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. Politècnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Juan A. Sobrino

PEDELTA, Espanha

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 Castanheira

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

Este número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) está associado ao Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, que decorreu no LNEC em novembro de 2018.

A qualidade científica dos números temáticos é assegurada pela colaboração entre a comissão científica da **rpee** e os coordenadores do número temático.

Este número dedicado ao betão estrutural teve assim a contribuição dos colegas João Almeida, João Ramôa Correia, Manuel Pipa e Válder Lúcio, 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)

João Azevedo (SPES)

editorial

O nono número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, à semelhança do que sucedeu com o quinto, é dedicado ao tema Betão Estrutural, divulgando à comunidade técnica e científica um conjunto de trabalhos selecionados entre os apresentados no Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, organizado pelo Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE), em conjunto com o Instituto Superior Técnico (IST).

Estes Encontros realizam-se com uma periodicidade bienal desde 1986, sendo o fórum privilegiado de divulgação e discussão das realizações mais recentes e inovadoras na área do betão estrutural, nas vertentes da construção e reabilitação, materiais e produtos, normalização, projeto e investigação científica, tendo em conta as atuais prioridades, nacionais e internacionais, em termos de desempenho, durabilidade, sustentabilidade e resiliência das estruturas de betão armado e pré-esforçado.

O conjunto dos 12 artigos apresentados foi selecionado por uma comissão constituída por 4 membros dos órgãos sociais do GPBE, tendo-se procurado que cobrisse um conjunto alargado de temas, indo de encontro aos interesses do maior número de leitores e dando uma panorâmica do que vai sendo feito no País no domínio do Betão Estrutural.

João Almeida

João Ramôa Correia

Manuel Pipa

Válter Lúcio

Coordenadores do número temático

betão estrutural

Estimativa semiprobabilística da vida útil de betões estruturais de agregados leves sujeitos a corrosão induzida por carbonatação

Semi-probabilistic service life estimation of lightweight aggregate concrete subjected to carbonation induced corrosion

Sofia Real
José A. Bogas

Resumo

O presente artigo aborda a estimativa semiprobabilística da vida útil dos betões estruturais de agregados leves (BEAL) sujeitos a carbonatação, com base num extenso trabalho experimental anteriormente realizado em BEAL com diferentes relações água/ligante, tipos de agregado e tipos e volumes de ligante. Tendo em consideração a metodologia da LNEC E465 (2007), são apresentados ábacos de previsão de vida útil dos BEAL com agregados leves de diversas massas volúmicas em função da relação água/cimento, para diferentes recobrimentos nominais. Seguindo a metodologia definida na NP EN 206 (2013) e na LNEC E464 (2007), são sugeridos limites de composição para BEAL sujeitos a diferentes classes de exposição para satisfazer uma vida útil prevista de 50 anos. Mesmo quando são consideradas pastas de baixa a moderada qualidade, a corrosão induzida por carbonatação não deverá ser o mecanismo determinante para a vida útil de estruturas de BEAL, desde que sejam adotados recobrimentos apropriados.

Abstract

This paper discusses the semi-probabilistic service life estimation of structural lightweight aggregate concrete (SLWAC) subjected to carbonation induced corrosion, based on an extensive experimental campaign previously performed on SLWAC with different water/binder ratios, types of aggregate and types and volumes of binder. Taking into consideration LNEC E465 (2007) methodology, abacuses for service life prediction of SLWAC with lightweight aggregates of different density as a function of the water/cement ratio are presented, for various nominal covers. Following the methodology defined in NP EN 206 (2013) and LNEC E464 (2007), composition limits for SLWAC subjected to different environmental exposure classes are suggested, for an intended service life of 50 years. Even when pastes of low to moderate quality are considered, carbonation induced corrosion should not be a decisive mechanism for the service life of SLWAC structures, as long as appropriate covers are considered.

Palavras-chave: Betão estrutural de agregados leves / Vida útil / Corrosão induzida por carbonatação

Keywords: Structural lightweight aggregate concrete / Service life / Carbonation induced corrosion

Sofia Real

CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
sofia.real@tecnico.ulisboa.pt

José A. Bogas

CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
jose.bogas@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.

REAL, S. [et al.] – Estimativa semiprobabilística da vida útil de betões estruturais de agregados leves sujeitos a corrosão induzida por carbonatação. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 7-16.

1 Introdução

A previsão de vida útil de estruturas de betão pode ser dividida em metodologias prescritivas e baseadas no desempenho. A maioria dos documentos normativos relativos à durabilidade baseiam-se em metodologias prescritivas, que implicam a especificação de limites de parâmetros como a relação água/cimento (a/c), resistência à compressão, tipo e teor de ligante, dependendo da classe de exposição, recobrimento e vida útil prevista. Esta abordagem é adotada pelo Anexo F da norma portuguesa NP EN 206 [1], em que são estabelecidas as composições prescritas para betões de massa volúmica normal (BAN) com CEM I para uma vida útil de 50 anos. No entanto, o conhecimento da vida útil dos betões estruturais de agregados leves (BEAL) ainda é reduzido. Além disso, não existem estudos fundamentados que validem os valores prescritos por esta norma.

Nas últimas décadas, têm sido desenvolvidos e implementados modelos de vida útil baseados no desempenho [2]: os documentos normativos fib34 [3], CEB238 [4], RILEM Report 14 [5], ACI 365.1R [6] e Duracrete R17 [7], entre outros. Nestes documentos, a previsão de vida útil baseia-se na teoria dos estados limite adotada no projeto estrutural. Com base no modelo de Tuutti, a desp passivação das armaduras pode ser considerada um estado limite de serviço para a corrosão induzida por carbonatação [8]. A vida útil de uma estrutura de betão armado, associada a um nível de deterioração aceitável, pode ser obtida através da soma do período de iniciação e do período de propagação até que o estado limite de serviço seja atingido. Têm sido propostos vários modelos para corrosão induzida por carbonatação dos BAN [7, 9, 10], com base no princípio de que a corrosão se inicia quando a frente de carbonatação atinge as armaduras. Com base no método dos fatores de segurança, a metodologia de projeto de vida útil adotada neste estudo encontra-se associada à probabilidade máxima aceitável, P_a , de não excedência da vida útil pretendida, t_L (Equação (1)).

$$P\{t_L < t\} \leq P_a \quad (1)$$

Com base numa extensa campanha experimental envolvendo a resistência à carbonatação dos BEAL [11], este estudo pretende analisar a vida útil de BEAL com diferentes tipos de agregado, sujeitos a corrosão induzida por carbonatação. A previsão de vida útil é realizada de acordo com um modelo baseado no desempenho sugerido pela especificação LNEC E465 [12]. Assim, são apresentados ábacos de previsão de vida útil de BEAL em função da relação água/cimento, para diferentes recobrimentos. Finalmente, com base na análise de vida útil realizada, são sugeridos limites de composição para BEAL e BAN sujeitos a diferentes classes de exposição em ambiente de carbonatação, de acordo com a NP EN 206 [1], de modo a satisfazer uma vida útil prevista de 50 anos.

2 Programa experimental

Este estudo tem como base um estudo anteriormente realizado, acerca da influência de diferentes parâmetros na resistência à carbonatação dos BEAL [11]. Para o estudo, foram selecionados quatro tipos de agregado grosso leve: dois de argila expandida de origem nacional (Leca e Argex: Argex 2-4 e Argex 3-8F); um de cinzas

Quadro 1 Caracterização dos agregados

Propriedade	Agregados leves					Agregados de massa volúmica normal			
	Leca	Argex 2-4	Argex 3-8F	Lytag	Stalite	Bago de Arroz	Brita 1	Areia Fina	Areia Grossa
Massa volúmica seca (kg/m ³)	1076	669	597	1338	1483	2646	2683	2605	2617
Baridade seca (kg/m ³)	624	377	330	750	760	1309	1346	1569	1708
Absorção às 24h (%)	15,8	21,4	19,3	17,9	3,6	0,7	0,4	0,2	0,3
Fração granulométrica (d_i/D_i)*	4/11,2	4/8	4/11,2	4/11,2	8/16	0/8	4/11,2	0/1	0/4
Porosidade aberta (%)	40,7	55,5	58,0	39,8	14,9	–	–	–	–

* d_i – dimensão mínima do agregado; D_i – dimensão máxima do agregado

volantes sinterizadas (ALCS) proveniente de Inglaterra (Lytag); e um de ardósia expandida proveniente dos EUA (Stalite). As principais características destes agregados com porosidades bastante distintas são indicadas no Quadro 1. Para os betões de referência produzidos com agregados grossos de massa volúmica normal, foram selecionadas duas britas calcárias de diferente granulometria (Bago de arroz e Brita 1, Quadro 1). Tanto as duas frações de Argex como as de brita calcária foram posteriormente combinadas de modo a possuírem granulometria idêntica à dos restantes agregados grossos leves (66% Brita 1 e 34% Bago de Arroz; 30% Argex 3-8F e 70% Argex 2-4). Todos os betões foram produzidos com areia natural siliciosa, correspondendo a cerca de 30% de Areia Fina e 70% de Areia Grossa. Na produção dos betões foi utilizado cimento tipo I 42,5R, cinzas volantes (Cz), sílica de fumo (SF) e filler calcário (FL) [11]. Nas misturas de maior compactidade, foi ainda utilizado um superplastificante de base policarboxilica.

Para cada tipo de agregado, os betões foram produzidos tendo em consideração diferentes relações a/l e tipos e volumes de ligante, conforme referido em Bogas *et al.* [11]. Os betões foram produzidos com 350 L/m³ de agregado grosso com uma dimensão máxima de 11,2 mm. Em média, foi utilizado 0,3% da massa de cimento de superplastificante em misturas com relação a/c de 0,45. Os betões foram produzidos de acordo com o referido por Bogas *et al.* [11]. Para cada mistura, foram produzidos provetes cilíndricos de $\phi 105 \times 50$ mm, seccionados de cilindros de 250 mm de altura, para determinação da resistência à carbonatação de acordo com a especificação LNEC E391 [13]. Após desmoldagem às 24 horas, os provetes foram sujeitos a 6 dias de cura húmida. Após a cura húmida, os cilindros foram seccionados e colocados em câmara controlada a 20 ± 2 °C e $50 \pm 5\%$ HR até aos 28 dias. De seguida, procedeu-se à impermeabilização das duas faces dos provetes, de modo a garantir apenas a penetração radial de CO₂. Os ensaios foram realizados numa câmara de carbonatação acelerada a $60 \pm 5\%$ HR, 23 ± 3 °C e $3 \pm 0,1\%$ CO₂. Os provetes foram retirados da câmara de carbonatação às seguintes idades: 28, 91, 182, 273 dias e 1 ano, para betões com relação a/c de 0,45; 7, 28, 91, 119, 182, 273 dias e 1 ano, para betões com relação a/c de 0,55; 7, 14, 28, 56, 91 e 119 dias para betões com relação a/c de 0,65. Após serem retirados da câmara, cada provete foi partido em 4 partes, tendo

as superfícies sido pulverizadas com uma solução de fenolftaleína a 0,2%.

A profundidade de carbonatação foi obtida através da medição da largura da área carbonatada do betão que corresponde à zona não colorida do betão. A zona rosada do betão corresponde à área não carbonatada, em que o pH é superior a 9. Com base na primeira lei de difusão de Fick, a profundidade de carbonatação, x_c , no tempo, t , pode ser definida de acordo com a Equação 2, onde K_c é o coeficiente de carbonatação obtido por regressão linear entre x_c e t^n , sendo n usualmente assumido de valor 0,5, especialmente para condições de ensaio constantes no tempo [14].

$$x_c = x_0 + K_c \times t^n \quad (2)$$

3 Metodologia semiprobabilística da E 465

3.1 Metodologia geral de projeto de durabilidade

A norma portuguesa NP EN 206 [1] remete o projeto de durabilidade de estruturas de betão através de metodologias prescritivas e baseadas no desempenho para as especificações LNEC E464 [13] e E465 [12], respetivamente. A especificação LNEC E 465 [12] segue a metodologia semiprobabilística do RILEM Report 14 [5], enquadrada na abordagem dos fatores parciais de segurança da EN 1990 [15]. A vida útil pretendida, t_d , é afetada de um fator de segurança, γ , através da Equação (3), em que t_l é a vida útil de cálculo, t_i é o período de iniciação e t_p é o período de propagação. A norma europeia EN 1990 [15] estabelece as classes de fiabilidade RC1, RC2 e RC3, associadas a índices mínimos de fiabilidade, β , de 1,2, 1,5 e 2,0, a que correspondem os fatores de segurança para estado limite de utilização, g , de 2,0, 2,3 e 2,8, respetivamente. Os β estão associados a uma probabilidade máxima de falha, P_f , de $11,5 \times 10^{-2}$, $6,7 \times 10^{-2}$ e $2,3 \times 10^{-2}$, respetivamente (Equação (4)). Na determinação dos fatores parciais de segurança, assume-se que t_l é representada por uma distribuição log-normal com um coeficiente de variação de 0,5.

$$t_l = \gamma t_g = \gamma(t_i + t_p) \quad (3)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4)$$

Além disso, o estado limite de serviço é definido como fendilhação do betão por corrosão das armaduras, de forma a permitir a estimativa do t_p , de acordo com o modelo de Tuutti [16], para as classes XC1 a XC4 definidas na NP EN 206 [1]. A metodologia da E 465 [12] consiste na estimativa do t_p e na determinação do período de iniciação de projeto, t_{ic} , garantindo o cumprimento da Equação (5).

$$t_{ic} = \gamma t_i = \gamma (t_g - t_p) \quad (5)$$

3.2 Modelação do período de iniciação

De acordo com a E465 [12], o modelo de previsão do período de iniciação aplicado neste estudo baseia-se na primeira lei de Fick, assumindo fluxo de CO₂ estacionário de concentração na atmosfera constante igual a $0,7 \times 10^3$ kg/m³, segundo a Equação (6), em que R_{ca} corresponde à resistência à carbonatação (kg.ano/m⁵), k_0 o fator relativo às condições de ensaio ($k_0 = 3$), k_1 o fator que tem em conta a humidade relativa do betão e n o fator que permite considerar a influência da molhagem/secagem ao longo do tempo (Quadro 2), k_2 o fator que considera a influência da cura ($k_2 = 1$, para cura normalizada), t_0 o período de referência ($t_0 = 1$ ano) e c o recobrimento (m), correspondendo ao recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$ definido na norma europeia EN 1992-1-1 [17] para cada classe de exposição, assumindo uma classe estrutural S4 associada a uma vida útil pretendida de 50 anos (Quadro 2). De acordo com a EN 1992-1-1 [17], o recobrimento nominal, c_{nom} , corresponde à soma do recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$ e do desvio esperado, Δc_{dev} (recomendado 10 mm).

$$R_{ca} = \frac{1,4 \times 10^{-3} t_{ic} k_0 k_1 k_2 \left(\frac{t_0}{t_{ic}}\right)^{2n}}{c^2} \Leftrightarrow t_{ic} = \left(\frac{R_{ca} c^2}{1,4 \times 10^{-3} k_0 k_1 k_2 t_0^{2n}}\right)^{\frac{1}{1-2n}} \quad (6)$$

Quadro 2 Parâmetros ambientais, k_1 e n , tempo de propagação, t_p , estimado para t_g de 50 anos, de acordo com a E465 [12], e recobrimento mínimo, $c_{min,dur}$ de acordo com a EN 1992-1-1[17]

Classe de exposição	Parâmetros ambientais		t_p (anos)	$c_{min,dur}$ * (mm)
	k_1	n		
XC1	1	0	>100	15
XC2	0,2	0,18	10	25
XC3	0,77	0,02	45	25
XC4	0,41	0,09	15 (região seca) 5 (região húmida)	30

* $c_{min,dur}$ definido para classe estrutural S4

3.3 Modelação do período de propagação

O modelo considerado na E465 [12] para a estimativa do período de propagação baseia-se na intensidade de corrente eletroquímica, de forma a estimar períodos de propagação mínimos. Este modelo

recorre à lei de Faraday para a estimativa do período de propagação, t_p , através da Equação (7), onde ϕ_0 é o diâmetro inicial das armaduras (mm), α um fator de valor 2 para corrosão induzida por carbonatação e I_{cor} a intensidade de corrente de corrosão ($\mu A/cm^2$). A redução do raio das armaduras, k , que provoca o início da fissuração é dada pela Equação (8), em que c é o recobrimento (mm), ϕ_0 o diâmetro inicial das armaduras passivas e f_{cd} a resistência à compressão diametral do betão (MPa).

$$t_p = \frac{\phi_0}{1,15 \alpha I_{cor}} \quad (7)$$

$$k = \left(74,5 + 7,3 \frac{c}{\phi_0} - 17,4 f_{cd}\right) \left(\frac{0,2}{\phi_0}\right) \quad (8)$$

Os períodos de propagação mínimos recomendados pela E 465 [12] para cada classe de exposição e uma vida útil pretendida de 50 anos encontram-se no Quadro 2.

4 Análise e discussão de resultados

4.1 Estudo anterior da resistência à carbonatação [11]

Num estudo anterior [11], foram estabelecidas relações entre o coeficiente de carbonatação acelerada, $K_{C'}$, e a relação a/c, por tipo de agregado. Com base nos resultados obtidos, foi sugerido um modelo bifásico que descreve a resistência à carbonatação dos BEAL, tendo sido analisados dois coeficientes de carbonatação, K_{C1} e $K_{C2'}$, correspondentes às fases 1 e 2 do modelo bifásico, respetivamente. O modelo propõe que até que a frente de carbonatação ultrapasse uma camada de $D_{max}/2$ a D_{max} (dimensão máxima do agregado grosso) e atinja os AL, a taxa de carbonatação dos BEAL é semelhante à dos BAN da mesma composição, K_{C1} . Após esta fase, a taxa de carbonatação, $K_{C2'}$, depende do tipo de agregado. Considerou-se razoável e conservativo considerar a contribuição da fase 1 apenas nos BEAL com relação a/c inferior a 0,5.

Os resultados obtidos evidenciaram uma maior participação dos AL na taxa de carbonatação com o incremento da relação a/c. Em geral, a redução da massa volúmica dos AL conduziu a K_{C2} mais elevados nos BEAL correspondentes. Assim, tipificou-se o comportamento dos BEAL de acordo com a origem e massa volúmica dos AL, tendo-se distinguido as seguintes classes para AL expandidos (ALE): $\rho_{AL} < 1000$ kg/m³ (AL de porosidade elevada); $1000 < \rho_{AL} < 1400$ kg/m³ (AL de porosidade moderada); $\rho_{AL} > 1400$ kg/m³ (AL de porosidade reduzida); e para ALCs: $\rho_{AL} > 1300$ kg/m³. A partir dos resultados obtidos, foi possível estimar a resistência à carbonatação, R_{ca} , acelerada, em função da relação a/c, para cada tipo de agregado (Equação (9), Quadro 3). Na Equação (9), R_{ca} corresponde ao quociente do dobro da concentração de CO₂ na câmara de carbonatação acelerada (54×10^{-3} kg/m³ para 3% de CO₂) e do quadrado do coeficiente de carbonatação, $K_{C'}$. A R_{ca} foi obtida assumindo que os BEAL se encontram em fase 2 ($K_{C2'}$), tendo-se desprezado o potencial contributo da fase 1. Os BAN foram calculados de acordo com a fase 1 (K_{C1}).

$$R_{ca} = \frac{0,108}{[f(a/c) \times 10^{-3}]^2} \text{ (kg.ano/m}^5\text{)} \quad (9)$$

Quadro 3 $f(a/c)$ para estimativa de R_{ca} na Equação (9)

Tipo de agregado	Classe de massa volúmica	K_{c1} (mm/ano ^{0,5}) a/c < 0,45	K_{c2} (mm/ano ^{0,5})
ALE	$\rho_{AL} < 1000 \text{ kg/m}^3$	136,7(a/c) - 54,4	220,8(a/c) - 81,1
	$1000 < \rho_{AL} < 1400 \text{ kg/m}^3$		181,9(a/c) - 67,4
	$1000 < \rho_{AL} < 1400 \text{ kg/m}^3$	(para a/c > 0,45, K_{c1} é desprezado)	128,0(a/c) - 43,1
ALCS	$\rho_{AL} > 1300 \text{ kg/m}^3$		159,2(a/c) - 50,3

4.2 Previsão de vida útil de acordo com a E465 [12]

A vida útil dos BEAL mais comuns sujeitos a corrosão induzida por carbonatação foi estimada de acordo com a metodologia semiprobabilística da E465 [12]. Esta metodologia de fatores parciais de segurança baseia-se na Equação (6) para modelar o período de iniciação, t_i , que depois é dividido por um fator de segurança, γ , associado a um nível de fiabilidade e somado a um período mínimo de propagação, t_p , dado pelo Quadro 2, de forma a obter a vida útil pretendida, t_g , de acordo com a Equação (10), decorrente das Equações (3) e (5).

$$t_g = \frac{t_i}{\gamma} + t_p \quad (10)$$

Assim, com base na metodologia da E465 [12], foram definidos ábacos para previsão da vida útil dos BEAL com diferentes tipos de agregado, em função da sua relação a/c ou do coeficiente de carbonatação acelerado e a resistência à carbonatação (Figuras A.1-A.4, em Anexo). A determinação da vida útil foi realizada para as diversas classes de exposição, exceto para XC1, que corresponde a condições que não são relevantes para a corrosão induzida por carbonatação, com períodos de propagação superiores a 100 anos. Apenas foi considerada a classe de fiabilidade RC2, associada à probabilidade máxima de falha de 6,7%, com um fator de segurança de 2,3, para uma vida útil pretendida de 50 anos. Esta análise foi realizada para diferentes recobrimentos nominais ($20 \leq c_{nom} \leq 60 \text{ mm}$), tendo o c_{nom} especificado por EN1992-1-1 [17] para cada classe de exposição sido destacado com uma curva tracejada. Além disso, apresenta-se também uma linha tracejada representativa da vida útil pretendida de 50 anos.

Tendo em conta os resultados e os recobrimentos apresentados no Quadro 2, conclui-se que os betões com relação a/c < 0,5 apresentam elevada resistência à carbonatação, conduzindo a longos períodos de iniciação, que ultrapassam largamente a vida útil pretendida, independentemente do tipo de agregado e classe de exposição. Os ábacos demonstram que os BEAL com ALE mais densos ($\rho_{AL} > 1400 \text{ kg/m}^3$) podem apresentar resistências à carbonatação consideravelmente superiores a outros tipos de BEAL, em especial com relações a/c elevadas.

O cumprimento da vida útil pretendida em betões com relações a/c intermédias está relacionado com o tipo de agregado e condições de exposição, uma vez que estas afetam diretamente a taxa de carbonatação. Tendo em conta os recobrimentos nominais de

referência, as relações a/c de 0,65, 0,55 e 0,5 conduzem a vidas úteis de BEAL com ALE de elevada porosidade ($\rho_{AL} < 1000 \text{ kg/m}^3$) superiores a 50 anos, para as classes de exposição XC2, XC3 e XC4, respetivamente. O mesmo se verifica para BEAL com ALE de porosidade intermédia ($1000 < \rho_{AL} < 1400 \text{ kg/m}^3$) com relações a/c de 0,70, 0,60 e 0,55, para BEAL com ALE de porosidade reduzida ($\rho_{AL} > 1400 \text{ kg/m}^3$) com relações a/c de 0,85, 0,65 e 0,60, para BEAL com ALCS ($\rho_{AL} > 1300 \text{ kg/m}^3$) com relações a/c de 0,70, 0,60 e 0,50 e para BAN com relações a/c de 0,85, 0,70 e 0,65, para as classes de exposição XC2, XC3 e XC4, respetivamente. De referir que os valores obtidos para os BEAL com ALCS se assemelham aos obtidos para os BEAL com ALE de porosidade moderada e que os valores obtidos para os BEAL com ALE de porosidade reduzida se aproximam dos obtidos para os BAN. Assim, desde que sejam adotados recobrimentos adequados, a carbonatação não é um mecanismo determinante para a durabilidade dos BEAL, mesmo aqueles com pastas de baixa a moderada qualidade, pelo que será pouco provável que a corrosão induzida por carbonatação seja o mecanismo dominante na estimativa de vida útil de estruturas de BEAL.

Note-se que nesta análise semiprobabilística, o efeito benéfico da fase 1 do modelo bifásico de carbonatação foi desprezado para os BEAL com relação a/c superior a 0,5. Para ter em conta o modelo bifásico, o período de iniciação, t_{ic} , deve ser estimado de acordo com a Equação (11), baseada na Equação (5), em que R_{ca1} e R_{ca2} são as resistências à carbonatação acelerada das fases 1 e 2, respetivamente, D_{max} é o diâmetro máximo do agregado grosso e os restantes parâmetros se encontram definidos em 3.2.

$$t_{ic} = \left[\left(\frac{R_{ca1} \left(\frac{D_{max}}{2} \right)^2}{1,4 \times 10^{-3} k_0 k_1 k_2 t_0^{2n}} \right)^{0,5} + \left(\frac{R_{ca2} \left(c - \frac{D_{max}}{2} \right)^2}{1,4 \times 10^{-3} k_0 k_1 k_2 t_0^{2n}} \right)^{0,5} \right]^{\frac{2}{1-2n}} \quad (11)$$

Assim, tendo em consideração o potencial contributo da fase 1, prever-se-iam maiores vidas úteis nos BEAL sujeitos a corrosão induzida por carbonatação. Por exemplo, um BEAL com AL de elevada porosidade ($\rho_{AL} < 1000 \text{ kg/m}^3$) e relação a/c de 0,45 pode apresentar a mesma resistência à carbonatação que um BAN para profundidades de carbonatação de até 5 mm ($D_{max}/2$), pelo que, para os recobrimentos do Quadro 2, a vida útil seria cerca de 1,66 (XC2), 1,17 (XC3) e 1,39 (XC4) vezes superior à obtida quando se desprezou a fase 1 do modelo bifásico.

5 Metodologia prescritiva

Com base nas equações definidas no Quadro 3 e no modelo da E 465 [12] definiram-se valores limite para a composição dos BEAL e BAN, para uma classe de fiabilidade RC2 e uma vida útil pretendida de 50 anos. Assim, no Quadro 4 apresenta-se a proposta de tabela prescritiva com base nos ensaios acelerados. Estes limites foram definidos por tipo de agregado e classe de exposição, em vez de por tipo de ligante e classe de exposição como recomendado pela NP EN 206 [1] e pela E 464 [13], uma vez que conforme anteriormente verificado a resistência à carbonatação de um betão pode ser obtida em função da relação a/c, independentemente do tipo de ligante. Os limites prescritos incluem o recobrimento nominal mínimo, a

Quadro 4 Limites de composição recomendados para BEAL e BAN sujeitos a corrosão induzida por carbonatação para uma vida útil pretendida de 50 anos (classe de fiabilidade RC2)

Tipo de agregado	CEM I; CEM II/A ^a ; CEM II/B ^b ; CEM IV/A ^c ; CEM IV/B ^d																			
	BEAL																			
	ALE								ALCS				BAN							
Classe de exposição	$\rho_{AL} > 1000 \text{ kg/m}^3$				$1000 < \rho_{AL} < 1400 \text{ kg/m}^3$				$\rho_{AL} > 1400 \text{ kg/m}^3$				$\rho_{AL} > 1400 \text{ kg/m}^3$							
Recobrimento nominal mínimo (mm)	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4	XC1	XC2	XC3	XC4
Máxima relação a/c	0,65	0,65	0,55	0,50	0,70	0,70	0,60	0,55	0,85	0,85	0,65	0,60	0,70	0,70	0,60	0,50	0,85	0,85	0,70	0,65
Teor de ligante mínimo (kg/m ³)	320	350	350	370	320	350	350	370	320	350	350	370	320	350	350	370	260	280	280	300

a – CEM II/A-D (6 e 9% SF); CEM II/A-V (15% Cz); CEM II/A-L (15% FL); b – CEM II/B-V (30% Cz); CEM II/B-L (30% FL); c – CEM IV/A (10% SF e 20% Cz); d – CEM IV/B (10% SF e 40% Cz).

relação a/c máxima e o teor de ligante mínimo. A relação a/c máxima foi definida de acordo com os resultados dos ensaios acelerados. O recobrimento nominal mínimo foi definido de acordo com os valores recomendados pela EN1992-1-1 [17]. De forma semelhante, o teor de ligante mínimo foi estabelecido de acordo com a NP EN 206 [1] e a E 464 [13], considerando a produção de betão conforme com D_{max} até 12,5 mm, conforme usualmente considerado para os BEAL. Dado que nestes documentos os valores recomendados são referentes a betões produzidos com agregados com D_{max} entre 20 e 32 mm, o teor de ligante adotado no Quadro 4 resultou da multiplicação dos valores recomendados por um fator de 1,23, conforme sugerido pela E 464 [13].

Por outro lado, ao contrário do sugerido pela NP EN 206 [1] e pela E 464 [13], no Quadro 4 não foram prescritas classes de resistência mínimas, uma vez que, conforme verificado por Bogas *et al.* [11], a durabilidade de BEAL não deve ser caracterizada em função da resistência à compressão, sendo mais adequada a prescrição de valores limite para a relação a/c. O Quadro 4 permite concluir que, apesar de pequenas diferenças entre classes de exposição, a máxima relação a/c dos BEAL com ALE de massa volúmica reduzida e moderada deverá ser, em média, cerca de 0,20 e 0,15 inferior à dos BAN, respetivamente. No entanto, os BEAL com ALE mais densos podem ser especificados com aproximadamente os mesmos limites que os BAN, atingindo desempenhos semelhantes em termos de durabilidade. O desempenho dos BEAL com ALCS deverá ser semelhante ao dos BEAL com ALE de massa volúmica moderada.

Os valores da máxima relação a/c prescritos no Anexo F da NP EN 206 [1] para os BAN com CEM I (a/c < 0,60 para XC2; a/c < 0,55 para XC3; a/c < 0,50 para XC4) são inferiores aos indicados no Quadro 4. Os valores especificados na E 464 [13] para os BAN (a/c < 0,65 para XC2; a/c < 0,60 para XC3 e XC4) são menos conservativos que os da NP EN 206 [1] e consequentemente, apresentam menores diferenças em relação aos indicados no Quadro 4, variando cerca de 0,20 para a classe XC2 e 0,05 para

a classe XC4. De facto, de acordo com outros autores [18-20], os valores recomendados pela NP EN 206 [1] para betões com CEM I podem ser demasiado conservativos. No entanto, é necessário intensificar a investigação nesta área para validar os valores prescritos, nomeadamente tendo em conta resultados experimentais de exposição a ambiente real. Por esta razão, foram produzidos e estão a ser monitorizados provetes com as mesmas composições sujeitos a diferentes ambientes de exposição real.

6 Conclusões

No presente artigo, estimou-se a vida útil dos BEAL produzidos com diferentes tipos de ligante sujeitos a corrosão induzida por carbonatação. As principais conclusões foram:

- Avaliaram-se as equações para estimativa da resistência à carbonatação acelerada em função da relação a/c, e os resultados foram utilizados na metodologia baseada no desempenho com fatores parciais de segurança, de acordo com o sugerido pela E 465 [12], o anexo nacional da NP EN 206 [1].
- Com base na metodologia dos fatores parciais de segurança da E465 [12], estimou-se a vida útil dos BEAL e BAN sujeitos a corrosão induzida por carbonatação para as classes de exposição definidas na NP EN 206 [1], tendo resultado em ábacos de previsão de vida útil dos BEAL e BAN em função da relação a/c e da resistência à carbonatação acelerada, tendo em conta diferentes recobrimentos.
- Com base na análise de vida útil executada, foram prescritos limites de composição para cada classe de exposição, para uma vida útil prevista de 50 anos.
- Os resultados revelam que mesmo quando são consideradas pastas de baixa a moderada qualidade, a corrosão induzida por carbonatação não deverá ser o mecanismo determinante para a vida útil de estruturas de BEAL, desde que sejam adotados recobrimentos apropriados.

Agradecimentos

O presente trabalho de investigação foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), através do projeto PTDC/ECM-COM1734/2012. Os autores agradecem ainda o apoio do CERis/IST no financiamento do presente trabalho e a colaboração das empresas Saint-Gobain Weber Portugal, Argex, Stalite, Lytag, SECIL e BASF pelo fornecimento dos materiais utilizados durante a campanha experimental. O primeiro autor gostaria de agradecer o financiamento da FCT através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/100397/2014.

Referências

- [1] NP EN 206 (2013) – *Betão - Especificação, desempenho, produção e conformidade*. IPQ.
- [2] RILEM TC 230-PSC (2016) – *Performance based specifications and control of concrete durability*. Beushausen H, Luco L-F (eds) RILEM State-of-the-Art Reports, Vol. 18, Springer, Netherlands, 373 p. doi: 10.1007/978-94-017-7309-6.
- [3] fib 34 (2006) – *Model code for service life design*. CEB-FIB, fib bulletin 34, 116 p.
- [4] CEB 238 (1997) – *New approach to durability design – An example for carbonation induced corrosion*. CEB, CEB bulletin 238, Switzerland, 138 p.
- [5] RILEM TC 130-CSL (1996) – *Durability design of concrete structures*. Sarja A, Vesikari E (eds) RILEM Report 14, E&FN Spon, London, UK, 165 p.
- [6] ACI 365.1R (2000) – *Service-life prediction – State-of-the-art report*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, USA, 44 p.
- [7] DuraCrete R17 (2000) – *Final Technical Report - General guidelines for durability design and redesign*, The European Union – Brite EuRam III, Document BE95-1347/R17, 138 p.
- [8] fib 3 (1999) – *Structural concrete – Textbook on behaviour, design and performance* (Updated knowledge of the CEB/FIP Model Code 1990) Vol. 3: Durability – Design for fire resistance – Member design – Maintenance, assessment and repair – Practical aspects, CEB-FIP, fib bulletin 3, 292 p.
- [9] Papadakis, V.G.; Fardis, M.N.; Vayenas, C.G. (1992) – "Hydration and carbonation of pozzolanic cements". *ACI Materials Journal*, Vol. 89, N 2, pp. 119-130.
- [10] Holm, T.A.; Bremner, T.; Vaysburd, A. (1988) – "Carbonation of marine structural lightweight concrete". In: Malhotra VM (ed) *Second International Conference on Performance of Concrete in Marine Environment*, St. Andrews, NB, Canada, ACI SP 109, pp. 667-676.
- [11] Bogas, J.A.; Real, S.; Ferrer, B. (2016) – "Biphasic carbonation behaviour of structural lightweight aggregate concrete produced with different types of binder". *Cement and Concrete Composites*, Vol. 71, pp. 110-121.
- [12] LNEC E 465 (2007) – *Betões – Metodologia para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob as exposições ambientais XC e XS*. LNEC, Lisboa, Portugal.
- [13] LNEC E 464 (2007) – *Betões – Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais*. Especificação LNEC, Lisboa, Portugal.
- [14] Kropp, J. (1995) – "Relations between transport characteristics and durability" in: J. Kropp, H.K. Hilsdorf (Eds.), *Performance Criteria for Concrete Durability – State of the art report* by Rilem Technical Committee TC 116-PCD, Performance of concrete as a criterion of its durability, Rilem Report 12, E&FN Spon, pp. 65-89.
- [15] EN 1990 (2002) – *Eurocode: Basis of structural design*. European Committee for Standardization, CEN, Brussels, Belgium, 87 p.
- [16] Tuutti, K. (1982) – *Corrosion of steel in concrete*. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden, 468 p.
- [17] EN 1992-1-1 (2004) – *Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings*. European Committee for Standardization, CEN, Belgium, 225 p.
- [18] Ribeiro, M.S.S.; Ribeiro, A.B.; Gonçalves, A.F. (2009) – "Resistance of concrete to carbonation, predicted and measured values in natural exposure". In: *2nd International Workshop on Concrete Durability and Service Life Planning* (ConcreteLife'09), 7-9 September 2009, Haifa, Israel.
- [19] Marques, P.F.; Chastre, C.; Nunes, A. (2013) – "Carbonation service life modelling of RC structures for concrete with portland and blended cements". *Cem.Conc.Comp.* Vol. 37, pp. 171-184.
- [20] Marques, P.F.; Costa, A. (2010) – "Service life of RC structures: Carbonation induced corrosion. Prescriptive vs. performance-based methodologies". *Const.Build.Mat.* Vol. 24, pp. 258-265.

Anexo

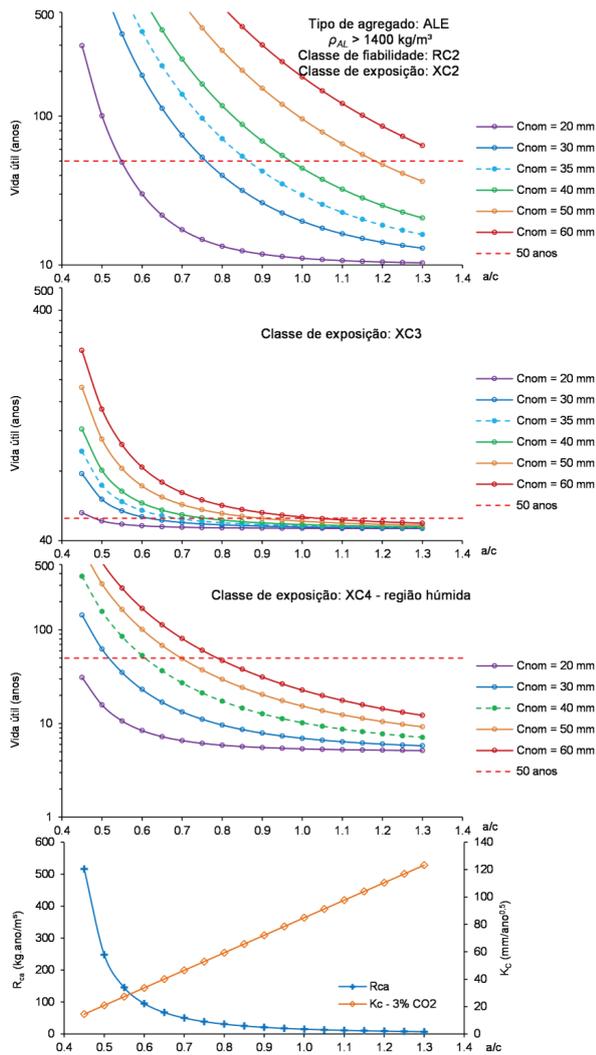


Figura A.1 Vida útil de BEAL com ALE mais densos sujeitos a XC2, XC3 e XC4 – região húmida para diferentes recobrimentos nominais, c_{nom} , em função da relação a/c , da resistência à carbonatação, R_{ca} , e do coeficiente de carbonatação acelerada a 3% de CO_2 , K_c , para uma classe de fiabilidade RC2

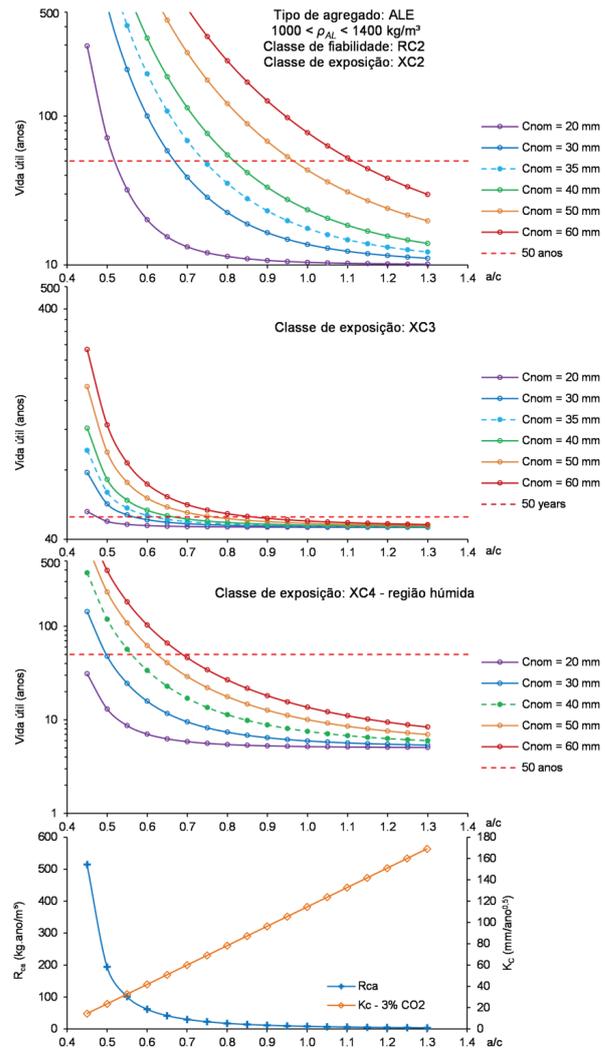


Figura A.2 Vida útil de BEAL com ALE de massa volúmica intermédia sujeitos a XC2, XC3 e XC4 – região húmida para diferentes recobrimentos nominais, c_{nom} , em função da relação a/c , da resistência à carbonatação, R_{ca} , e do coeficiente de carbonatação acelerada a 3% de CO_2 , K_c , para uma classe de fiabilidade RC2

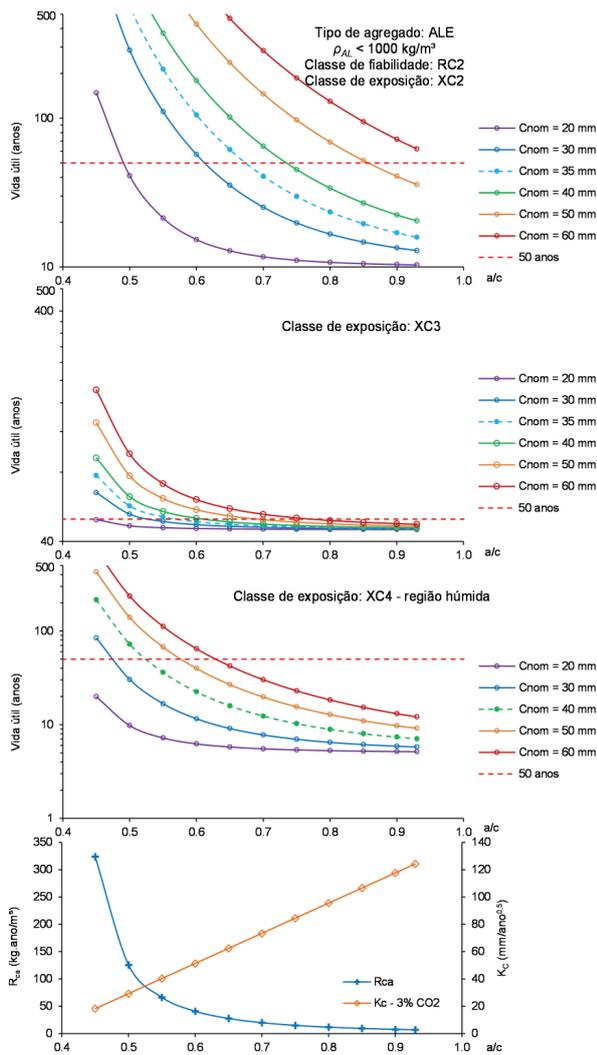


Figura A.3 Vida útil de BEAL com ALE mais porosos sujeitos a XC2, XC3 e XC4 – região húmida para diferentes recobrimentos nominais, c_{nom} , em função da relação a/c , da resistência à carbonatação, R_{ca} , e do coeficiente de carbonatação acelerada a 3% de CO_2 , K_c , para uma classe de fiabilidade RC2

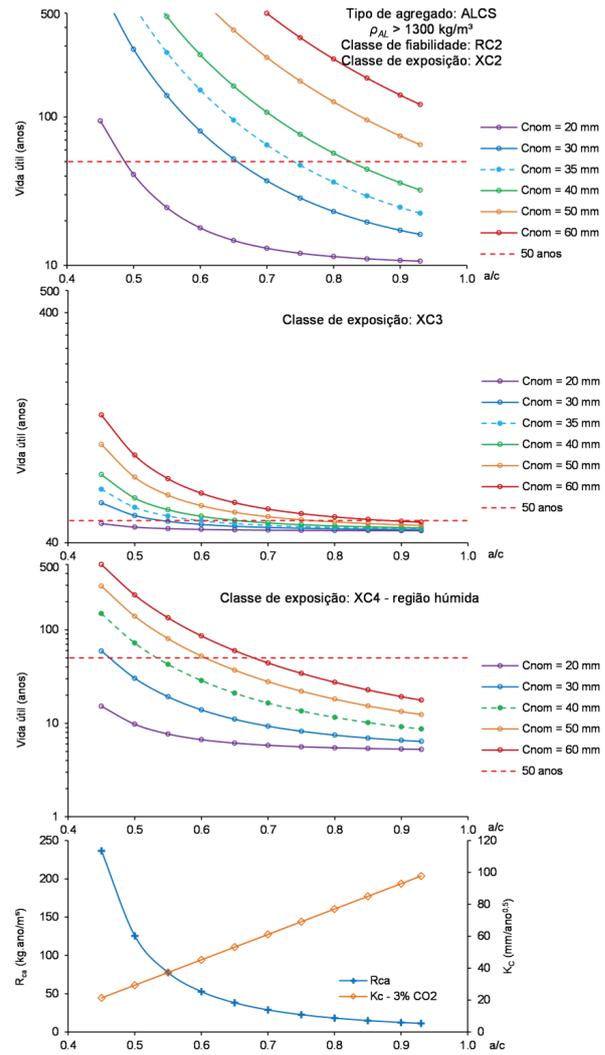


Figura A.4 Vida útil de BEAL com ALCS sujeitos a XC2, XC3 e XC4 – região húmida para diferentes recobrimentos nominais, c_{nom} , em função da relação a/c , da resistência à carbonatação, R_{ca} , e do coeficiente de carbonatação acelerada a 3% de CO_2 , K_c , para uma classe de fiabilidade RC2

Valorização de resíduos de biomassa e da extração de pedra natural no fabrico de betão autocompactável

Valorisation of biomass ash and granite powder in the production of self-compacting concrete

Gemma Rojo-López

Sandra Nunes

Fernando Martínez-Abella

Belén González-Fonteboa

Resumo

O presente trabalho visa explorar a viabilidade da incorporação simultânea de cinzas da biomassa e de pó-de-pedra em betão autocompactável, ambos resíduos gerados por setores industriais instalados na Euroregião Galiza-Norte de Portugal. Foi desenvolvido um programa experimental segundo um plano fatorial, ao nível da argamassa, como uma fase do estudo que antecede o estudo ao nível do betão. Para cada mistura do plano, foram analisadas diversas propriedades da argamassa, nomeadamente, para caraterizar a respetiva trabalhabilidade, resistência mecânica e durabilidade. Com este estudo demonstrou-se que o pó-de-pedra e a cinza da biomassa podem ser incorporados em conjunto para produzir BACs de elevada deformabilidade, sem risco de segregação. Simultaneamente, ao substituir uma parte do cimento por metacaulino foi possível melhorar significativamente as propriedades do BAC no estado endurecido (maior resistência à compressão, maior resistividade e menor porosidade acessível à água), enquanto se reduzem as emissões de CO₂ pelo uso de menos cimento.

Abstract

The present work aims to explore the feasibility of incorporating biomass ash and granite powder, wastes generated by two industrial sectors operating in the Galicia-North of Portugal Euroregion, in self-compacting concrete. An experimental program was developed according to a factorial plan, at the mortar level, as a step before the study at the concrete level. For each mixture in the plan, several properties of the mortar were analysed, namely to characterise the workability, mechanical strength and durability. This study shows granite powder and biomass ash can be incorporated together to produce SCCs of high deformability, without risk of segregation. At the same time, by replacing a fraction of the cement with metakaolin, it was possible to significantly improve the properties of SCC in the hardened state (higher compressive strength, higher resistivity and lower porosity accessible to water), while reducing CO₂ emissions due to lower cement content.

Palavras-chave: Betão autocompactável (BAC) / Cinza da biomassa / Pó-de-pedra / Metacaulino

Keywords: Self-compacting concrete (SCC) / Biomass ash / Granite powder / Metakaolin

Gemma Rojo-López

Department of Construction Technology
University of A Coruña
A Coruña, Espanha
gemma.rojo@udc.es

Sandra Nunes

CONSTRUCT/FEUP
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
snunes@fe.up.pt

Fernando Martínez-Abella

Department of Construction Technology
University of A Coruña
A Coruña, Espanha
fernando.martinez.abella@udc.es

Belén González-Fonteboa

Department of Construction Technology
University of A Coruña
A Coruña, Espanha
bfonteboa@udc.es

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.

ROJO-LÓPEZ, G. [et al.] – Valorização de resíduos de biomassa e da extração de pedra natural no fabrico de betão autocompactável. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 17-26.

1 Introdução

As propriedades de um betão autocompactável (BAC), tanto no estado fresco como no estado endurecido, são determinadas pelas características do esqueleto sólido formado pelos agregados, o volume de pasta e a composição da pasta. Para a definição da composição da pasta os estudos ao nível da argamassa, com recurso a areia normalizada, têm provado ser bastante úteis. Após otimizar a composição da pasta, ao nível da argamassa, é necessário realizar apenas um número limitado de ensaios ao nível do betão para ajustar o conteúdo em agregados e a proporção entre eles. Estes estudos, tanto ao nível da argamassa como do betão, beneficiam com o uso de técnicas estatísticas para o planeamento das experiências (com o recurso a planos fatoriais), a análise dos dados e o ajuste de modelos numéricos através de regressão multilinear [1].

Para além de controlar a trabalhabilidade, a composição da pasta tem também uma grande influência nas propriedades do betão em idades jovens e a longo prazo, incluindo na durabilidade. Desta forma, de modo a controlar o aumento da temperatura nas idades jovens e manter o teor de cimento num nível aceitável, o conteúdo em finos pode conter uma percentagem significativa de adições tipo I ou II. No BAC utilizam-se frequentemente filler calcário, cinzas volantes e escórias de alto-forno como materiais suplementares, em função da disponibilidade local. Outros materiais mais finos que estes como, por exemplo, a sílica de fumo, o metacaulino ou a cinza de casca de arroz podem também ser utilizados quando são exigidas propriedades mecânicas e de durabilidade melhoradas. Dada a disponibilidade relativamente limitada de alguns destes materiais a nível local e mesmo mundial, há que explorar novas vias e investigar em termos de aplicabilidade outro tipo de resíduos e subprodutos de diversas indústrias para substituir parcialmente o clínquer Portland e tornar a indústria de construção mais “verde”.



Figura 1 Euroregião Galiza-Norte de Portugal

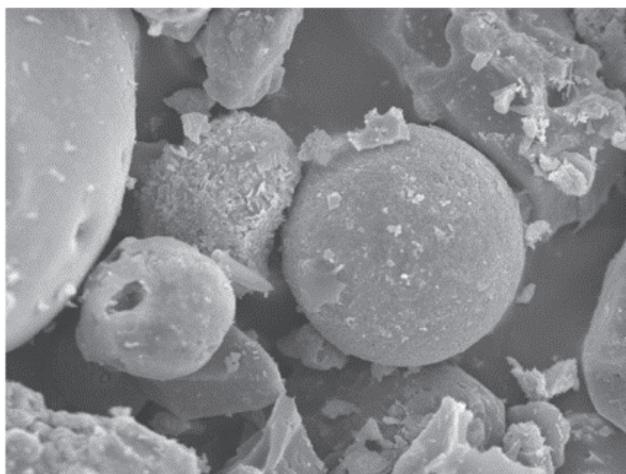
Neste contexto, o presente trabalho pretende avaliar a possibilidade da incorporação de quantidades significativas de dois resíduos provenientes de indústrias da Eurorregião Galiza-Norte de Portugal, que compreende a zona situada entre a costa cantábrica e o rio Douro, no Noroeste da Península Ibérica (ver Figura 1). Duas das indústrias mais importantes nesta eurorregião são a indústria da pedra natural e a indústria da silvicultura. Assim, um dos resíduos utilizados é uma cinza resultante da queima de biomassa florestal, empregue como combustível em centrais de biomassa. O outro resíduo, um pó-de-pedra, é resultante dos processos de extração do granito. Existem diversos estudos nos quais estes resíduos foram já empregues de forma isolada [2, 3], mas no presente estudo pretende-se investigar as sinergias resultantes do uso conjunto de ambos os tipos de resíduos no que respeita às propriedades, nos estados fresco e endurecido, de argamassas destinadas ao BAC.

2 Programa experimental

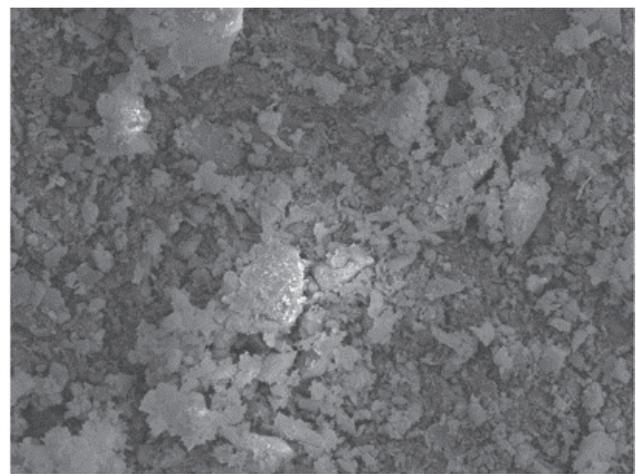
2.1 Materiais

As argamassas estudadas neste trabalho foram produzidas com os seguintes materiais: cimento CEM I 52,5 N-SR 5 (segundo a norma espanhola UNE-EN 197-1), metacaulino, pó-de-pedra, cinza de biomassa, areia normalizada, água e superplastificante. O

metacaulino foi fornecido pela Arciresa, uma empresa dedicada aos materiais refratários em Espanha. O pó-de-pedra foi fornecido pelo Centro Tecnológico do Granito de Galicia (CTG), tendo sido sujeito a um processo de secagem e desagregação antes de incorporado nas argamassas. A cinza de biomassa foi fornecida pela indústria madeireira galega, sendo proveniente de uma caldeira de biomassa e retirada dos filtros de ciclone de limpeza de gases, não tendo sido sujeita a nenhum tipo de tratamento antes do seu uso no fabrico das argamassas. Na Figura 2 é possível observar a forma das partículas da cinza da biomassa e do pó-de-pedra. Neste estudo usou-se uma areia normalizada, que é uma areia silicosa natural de grãos rolados (0,08-2 mm), com uma densidade de 2,63 e uma absorção de 0,30%, em massa. O superplastificante, baseado na tecnologia de polímeros policarboxilatos, tem massa específica de 1,05 g/cm³ e teor de sólidos de 20,3%. As propriedades químicas e físicas dos materiais finos estão apresentadas no Quadro 1 e as respetivas curvas de distribuição granulométrica encontram-se na Figura 3. A partir desta figura observa-se que o cimento e o metacaulino têm uma distribuição granulométrica semelhante, a cinza da biomassa é significativamente mais grossa que os restantes materiais e o pó-de-pedra apresenta maior finura que o cimento. Dada a diferença em termos da distribuição de tamanho de partículas de ambos os resíduos, decidiu-se combiná-los no presente estudo tendo em vista um aumento da densidade de empacotamento das partículas que constituem o conjunto de todos os materiais finos.



(a)



(b)

Figura 2 Imagens de microscópio eletrônico da cinza de biomassa (a) e do pó-de-pedra (b)

Quadro 1 Caracterização dos materiais finos

Análise química (%)	Cimento	Metacaulino	Pó-de-pedra	Cinza de biomassa
SiO ₂	18,9	58,0	70,4	40,0
Al ₂ O ₃	6,3	36,8	15,2	16,6
Fe ₂ O ₃	2,7	1,2	2,0	5,5
CaO	59,9	0,075	1,0	10,2
K ₂ O	1,9	2,1	5,5	6,9
Na ₂ O			3,7	1,6
MgO	1,6	0,18	0,35	2,8
P ₂ O ₅	0,13	0,079	0,38	2,9
TiO ₂	0,28	0,36	0,24	7,1
MnO	0,060		0,028	0,73
Rb ₂ O	0,007	0,014	0,035	0,026
CuO	0,014		0,007	0,022
ZnO	0,015	0,008	0,013	0,048
ZrO ₂	0,011	0,036	0,018	0,043
NiO			< 0,003	0,014
SrO	0,041		0,008	0,047
SO ₃	3,5	0,058		2,4
BaO				0,20
V ₂ O ₅	0,045			
Perda ao fogo	4,3	0,7	1,0	2,7
Superfície BET (m ² /g)	1,364	4,254	3,598	0,628
Massa volúmica (g/cm ³)	3,04	2,55	2,56	2,68

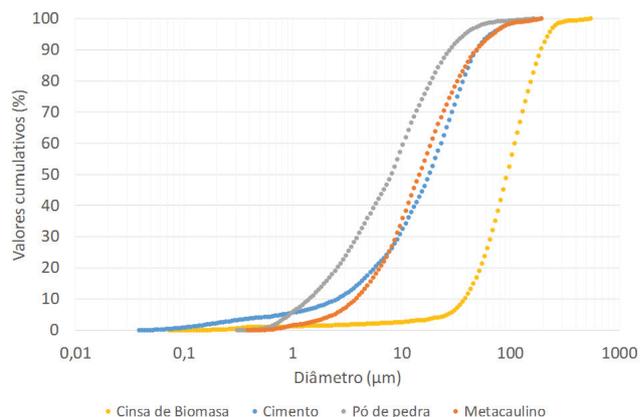


Figura 3 Curvas granulométricas dos materiais finos

2.2 Plano experimental

Neste trabalho consideraram-se 4 variáveis independentes: a razão volumétrica água/finos (V_w/V_p); a razão água/cimento, em massa (w/c); a razão superplastificante/total de finos, em massa (S_p/p); e a razão cinza/cimento, em massa (ash/c). As experiências foram planeadas segundo um plano fatorial completo 2^4 , correspondente a 4 fatores e 2 níveis por fator. Aos pontos correspondentes ao plano fatorial (F_i) foram adicionados pontos axiais (CC_i) e pontos centrais (C_c), resultando num plano Plano Fatorial Aumentado (*Central Composite Design*), que permite recolher dados suficientes para ajustar até um modelo polinomial de 2.^a ordem [4].

Deste modo, os efeitos das variáveis independentes foram avaliados em cinco níveis diferentes, codificados nos valores de $-\alpha$, -1 , 0 , $+1$, $+\alpha$. O valor de α é escolhido de modo a que o desvio padrão dos valores previstos para as variáveis de resposta seja constante para todos os pontos que se encontrem à mesma distância do ponto central do plano; $\alpha = n_j^{1/4}$, onde n_j é o número de observações na parte fatorial do plano, logo no presente estudo $\alpha = 2$ [4]. A correspondência entre os valores codificados nos níveis $-\alpha$, -1 , 0 , $+1$, $+\alpha$ e os valores reais das variáveis independentes é apresentada no Quadro 2. A experiência correspondente ao ponto central foi repetida 4 vezes para avaliar o erro experimental inerente à variabilidade dos materiais e das condições de ensaio. O volume de areia normalizada e a razão metacaulino/cimento mantiveram-se constantes em todas as misturas estudadas: $V_s/V_m = 0,475$ e $mtck/c = 0,20$, respetivamente. Tal como se pode observar na Figura 4, tomando como referência o volume total de finos: o volume de cimento variou entre 47 e 70%; o volume de metacaulino entre 11 e 17 %; o volume de pó-de-pedra entre 1 e 34% e o volume de cinzas de biomassa entre 6 e 13%.

Quadro 2 Plano experimental adotado

Referência	Variáveis em valores codificados				Valores reais das variáveis			
	A: V_w/V_p	B: w/c	C: S_p/p	D: ash/c	A: V_w/V_p	B: w/c	C: S_p/p	D: ash/c
C1 a	0	0	0	0	0,85	0,5	0,016	0,15
C4	0	0	0	0	0,85	0,5	0,016	0,15
F1	-1	-1	-1	-1	0,8	0,45	0,0155	0,125
F2	1	-1	-1	-1	0,9	0,45	0,0155	0,125
F3	-1	1	-1	-1	0,8	0,55	0,0155	0,125
F4	1	1	-1	-1	0,9	0,55	0,0155	0,125
F5	-1	-1	1	-1	0,8	0,45	0,0165	0,125
F6	1	-1	1	-1	0,9	0,45	0,0165	0,125
F7	-1	1	1	-1	0,8	0,55	0,0165	0,125
F8	1	1	1	-1	0,9	0,55	0,0165	0,125
F9	-1	-1	-1	1	0,8	0,45	0,0155	0,175
F10	1	-1	-1	1	0,9	0,45	0,0155	0,175
F11	-1	1	-1	1	0,8	0,55	0,0155	0,175
F12	1	1	-1	1	0,9	0,55	0,0155	0,175
F13	-1	-1	1	1	0,8	0,45	0,0165	0,175
F14	1	-1	1	1	0,9	0,45	0,0165	0,175
F15	-1	1	1	1	0,8	0,55	0,0165	0,175
F16	1	1	1	1	0,9	0,55	0,0165	0,175
CC1	-2	0	0	0	0,75	0,5	0,016	0,15
CC2	2	0	0	0	0,95	0,5	0,016	0,15
CC3	0	-2	0	0	0,85	0,4	0,016	0,15
CC4	0	2	0	0	0,85	0,6	0,016	0,15
CC5	0	0	-2	0	0,85	0,5	0,015	0,15
CC6	0	0	2	0	0,85	0,5	0,017	0,15
CC7	0	0	0	-2	0,85	0,5	0,016	0,1
CC8	0	0	0	2	0,85	0,5	0,016	0,2

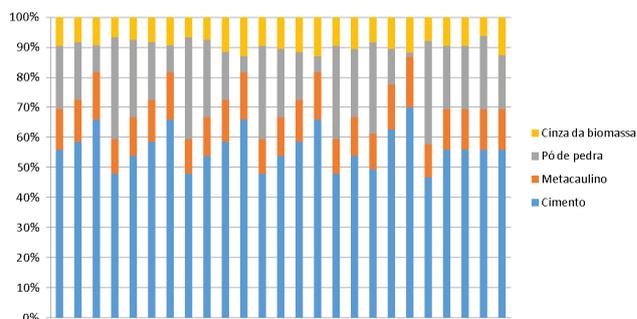


Figura 4 Percentagem com que cada material fino contribui para o volume total de finos

2.3 Procedimento de mistura e ensaios

O procedimento de amassadura seguido na preparação das argamassas foi o ilustrado na Figura 5. Para cada uma das composições previstas no plano experimental foram realizados os ensaios de fluidez (funil - V) e espalhamento da argamassa de acordo com os procedimentos descritos em [5]. Após estes ensaios foram moldados 5 prismas ($4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$) e 3 cilindros ($h = 3 \text{ cm}$; $\phi = 5 \text{ cm}$) de cada mistura. Ao fim de 1 dia de idade, os provetes foram descofrados e colocados dentro de água numa câmara com temperatura controlada ($20 \text{ }^\circ\text{C}$), até à idade de ensaio. A campanha de ensaios realizada para cada mistura do plano experimental encontra-se descrita no Quadro 3, incluindo a identificação da norma/procedimento de ensaio utilizado. Com este conjunto de ensaios foram recolhidos dados para as seguintes variáveis de resposta: diâmetro de espalhamento (D_{flow}); tempo necessário para escoar a argamassa no funil V (T_{funnel}); resistência à compressão aos 28 dias ($f_{cm} - 28 \text{ dias}$); resistividade aos 28 e 56 dias (Resist - 28 d e Resist - 56 d) e porosidade acessível à água aos 28 dias (por - 28 d).

Quadro 3 Campanha de ensaios

Denominação do ensaio	Norma/ Recomendação	Idade à data de ensaio (dias)	Número de provetes/ medições	Tipo provetes/ Equipamento
Fluidez	[5]	Após fim da amassadura	2	Funil V
Espalhamento	[5]	Após fim da amassadura	2	Mini-cone
Resistividade elétrica	Método dos 2 elétrodos [6]	28 e 56 dias	4	Prismas $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$
Resistência à compressão	[7]	28 dias	4	Cubos 40 mm
Porosidade acessível à água	Procedimento descrito em [8]	28 dias	3	Cilindros $h = 3 \text{ cm}$; $\phi = 5 \text{ cm}$

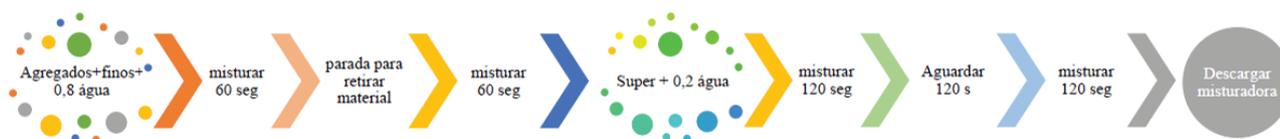


Figura 5 Procedimento de amassadura

3 Resultados e discussão

3.1 Análise dos resultados

Na Figura 6(a) apresentam-se os resultados dos ensaios no estado fresco, com exceção do resultado da mistura CC1, que bloqueou no ensaio do funil-V. Observa-se que as misturas apresentam tempos de escoamento no funil relativamente elevados, mesmo para diâmetros de espalhamento elevados, o que se ficará a dever à grande variedade de materiais finos utilizados, numa gama bastante alargada de dimensões. Na Figura 6(b) comparam-se os resultados das resistividades medidas aos 28 e 56 dias de idade. Deste gráfico pode concluir-se que dos 28 para os 56 dias de idade ainda há um aumento significativo da resistividade (11-23%), que traduz um refinamento progressivo da microestrutura com a idade, que se deverá à atividade pozolânica do metacaulino. Por outro lado, os resultados obtidos para a resistividade aos 28 dias de idade (82,8-219,3 Oh.m são relativamente elevados quando comparados, por exemplo, com os obtidos em argamassas com misturas binárias de cimento+pó-de-mármore (34,7-54,3 Ohm.m) [9]. Na Figura 6(c) apresentam-se os resultados da resistência à compressão e da porosidade acessível à água aos 28 dias de idade. Os resultados da resistência à compressão variaram entre 58 e 87 MPa, encontrando-se acima dos resultados obtidos por Destefani *et al.* [9] para a mesma razão w/c , tal como se mostra na Figura 6 (d).

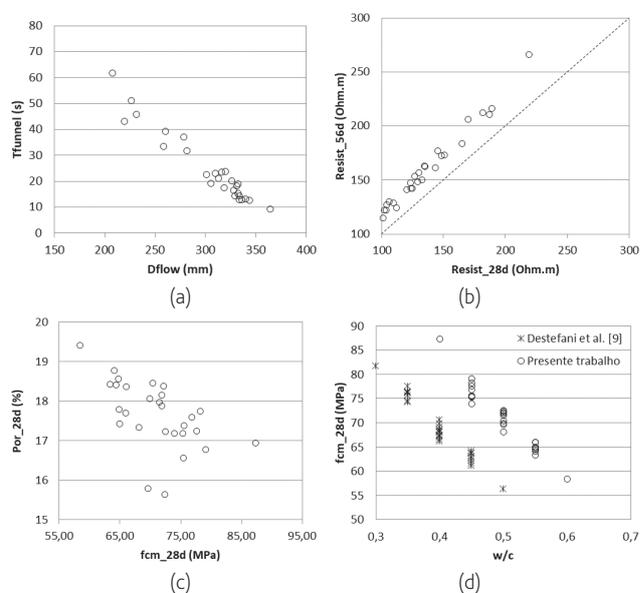


Figura 6 Resultados obtidos: (a) estado fresco; (b) resistividade aos 28 e 56 dias; (c) resistência à compressão e porosidade acessível à água, aos 28 dias; (d) resistência à compressão aos 28 dias em função da razão w/c

3.2 Ajuste de modelos numéricos

Após a recolha de dados procedeu-se ao ajuste de modelos numéricos (quadráticos) através de uma análise de regressão multilinear e análise de variância (ANOVA); seguida de uma validação dos modelos obtidos através da análise dos resíduos procurando tendências, evidências de autocorrelação ou *outliers*. Uma descrição mais detalhada destes procedimentos pode ser encontrada em [1]. Para todas as variáveis de resposta analisadas conseguiu-se um ajuste de boa qualidade. A partir dos modelos numéricos ajustados a cada variável de resposta é possível identificar os parâmetros da mistura que são significativos para explicar cada resposta, tal como ilustrado na Figura 7. Esta figura mostra claramente que V_w/V_p apresenta o maior efeito sobre ambas as respostas relacionadas com o comportamento no estado fresco (*Dflow* e *Tfunnel*); enquanto a razão w/c é a variável com maior influência nas propriedades do estado endurecido, nomeadamente, na resistência à compressão, resistividade e porosidade acessível à água. Tal como esperado, um aumento de V_w/V_p conduz a um aumento de *Dflow* e a uma redução de *Tfunnel*. Por sua vez, um aumento da razão w/c conduz a uma diminuição da resistividade e resistência à compressão e a um aumento da porosidade acessível à água.

De notar que no presente estudo a quantidade de metacaulino é dependente da quantidade de cimento, ou seja, quando a quantidade de cimento aumenta a quantidade de metacaulino também aumenta, dado que se manteve a razão $mtck/c$ fixa ($mtck/c = 20\%$). Logo, o efeito significativo da variável água/cimento traduz na verdade o efeito significativo da variável água/ligante, sendo o ligante constituído pelo cimento+metacaulino. Para além dos efeitos significativos de primeira ordem ilustrados na Figura 7, foram também identificados como significativos alguns efeitos de interação entre as variáveis e efeitos quadráticos.

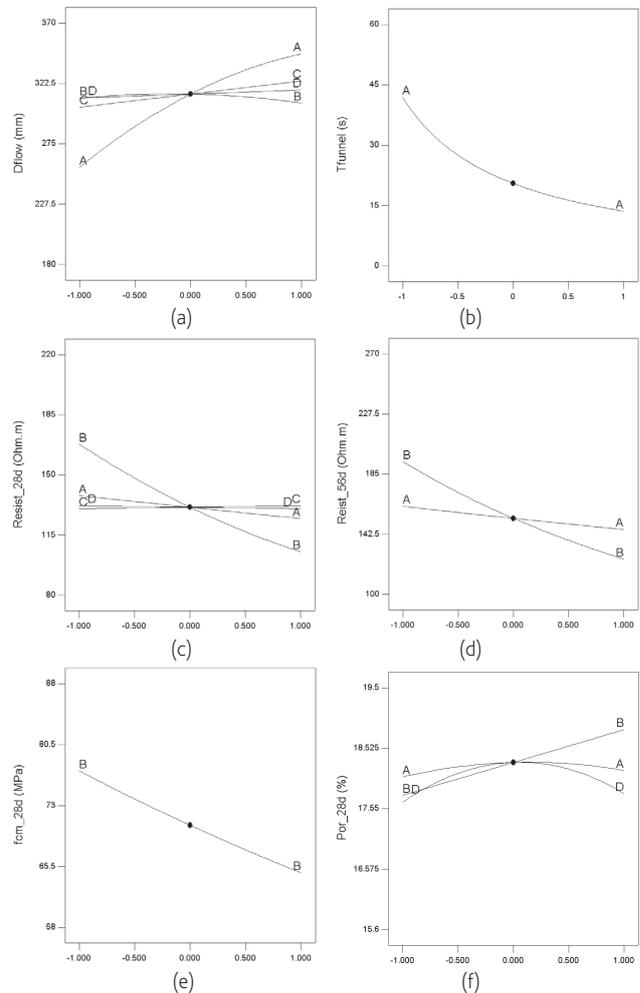


Figura 7 Identificação dos fatores que mais influenciam cada uma das variáveis de resposta, para variações a partir do ponto central (A: V_w/V_p ; B: w/c ; C: S_p/l_p ; D: ash/c , em valores codificados)

3.3 Otimização

A partir dos modelos de regressão, utilizando técnicas de otimização numérica, é possível determinar a gama de parâmetros da mistura onde a deformabilidade e a viscosidade coexistem de uma forma equilibrada, para assegurar a autocompactabilidade. A Figura 8 apresenta a região onde é possível encontrar argamassas que exibem $280 \leq D_{flow} \text{ (mm)} \leq 320$ e $14 T_{funnel} \text{ (s)} \leq 20$, sendo de notar que habitualmente não se consegue alcançar diâmetros de espalhamento tão elevados associados a tempos de escoamento relativamente elevados, ou seja, elevada deformabilidade associada a viscosidade moderada, com baixo risco de segregação. Tipicamente, os intervalos de valores adotados para argamassas destinadas ao BAC são: $250 \leq D_{flow} \text{ (mm)} \leq 270$ e $8 \leq T_{funnel} \text{ (s)} \leq 12$. Daqui pode concluir-se que a combinação de materiais finos utilizada no presente estudo permitiu alcançar um comportamento bastante melhorado no estado fresco.

Para além das condições ligadas ao comportamento no estado fresco é possível ainda acrescentar outras condições ao processo de otimização associadas com: a resistência mecânica (resistência à compressão pretendida); a durabilidade (maximizar a resistividade); o custo (diminuir a quantidade de cimento e superplastificante); e a sustentabilidade (reduzir o total de emissões de CO_2) e, desta forma, encontrar uma solução ótima única, ou seja, aquela que melhor satisfaz todas as condições de otimização, simultaneamente. Esta fase seguinte do processo de otimização será realizada após serem analisados os resultados da resistência à compressão e resistividade medidos após os 90 dias de idade, que à data da escrita do presente artigo ainda não tinham sido recolhidos.

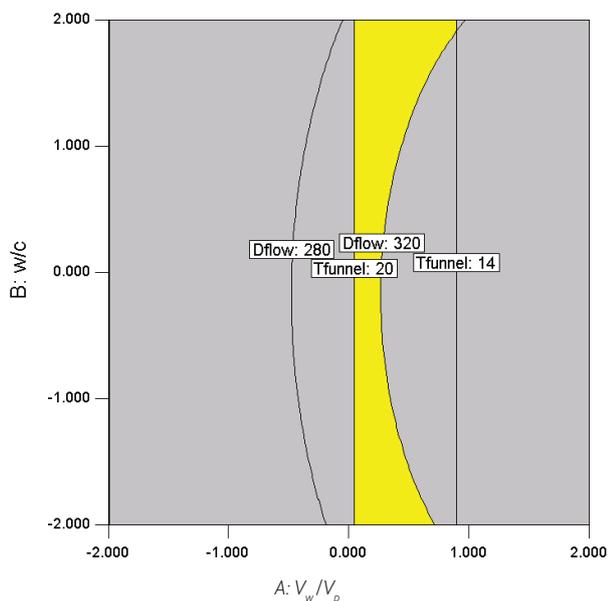


Figura 8 Região ótima para argamassas destinadas ao BAC (fixando $S_p/\rho = -1$ e $ash/c = +1$, em termos de valores codificados)

4 Conclusões

Com o presente trabalho demonstrou-se que o pó-de-pedra e a cinza da biomassa, ambos resíduos de duas indústrias da zona da Galiza, podem ser incorporados em conjunto para produzir BACs de elevada deformabilidade, sem risco de segregação, aumentando assim a gama de adições disponíveis para uso no BAC. Simultaneamente, ao substituir uma parte do cimento por metacaulino foi possível melhorar significativamente as propriedades do BAC no estado endurecido (maior resistência à compressão, maior resistividade e menor porosidade acessível à água), enquanto se reduzem as emissões de CO_2 pelo uso de menos cimento. A análise estatística dos dados recolhidos mostrou claramente que V_w/V_p apresenta o maior efeito sobre ambas as respostas relacionadas com o comportamento no estado fresco; enquanto a razão w/c (ou melhor, a razão água/ligante) é a variável com maior influência nas propriedades do estado endurecido, nomeadamente, na resistência à compressão, resistividade e porosidade acessível à água. A estratégia adotada neste estudo, em termos da seleção dos materiais finos, permite reduzir a quantidade de clínquer no produto final, por meio da maximização da proporção de adições minerais, sem prejudicar ou mesmo melhorando as propriedades do BAC no estado fresco e endurecido. Esta é uma oportunidade para o setor da construção obter, no curto prazo, ganhos ambientais e económicos.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Unidade de Investigação UID/ECI/04708/2019 – CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Este trabalho foi apoiado pelo programa IACOBUS - Programa de Cooperação Cultural, Científica e Pedagógica para Mobilidade Pré-doutoral, e pelos projetos BIA 2014-58063-R (HORREO) e BIA 2017-85657-R (HACCURACEM) del Programa Estatal de Investigación, Desarrollo e Innovación Orientada a los Retos de la Sociedad, MINECO.

Referências

- [1] Nunes, Sandra (2008) – *Performance-based design of self-compacting concrete (SCC): a contribution to enhance SCC mixtures robustness*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Tese de Doutoramento.
- [2] Sua-lam, G.; Makul, N. (2015) – "Utilization of coal- and biomass-fired ash in the production of self-consolidating concrete: a literature review". *Journal of Cleaner Production*, N. 100, pp. 59-76.
- [3] Medina, G. et al. (2017) – "Granite quarry waste as a future eco-efficient supplementary cementitious material (SCM): scientific and technical considerations", *Journal Cleaner Production* N. 148, pp. 467-476.
- [4] Montgomery, D.C. (2013) – *Design and Analysis of Experiments*. 8th ed. Wiley. New York. 684 p.

- [5] Okamura, H.; Ozawa, K.; Ouchi, M. (2000) – "Self-compacting concrete". *Structural Concrete*, Vol. 1, N. 1, pp. 3-17.
- [6] Nunes, S. [et al.] (2013) – "Mixture design of self-compacting glass mortar". *Cement and Concrete Composites*, Vol. 43, pp. 1-11,
- [7] NP EN 196-1 – *Methods of testing cement – Part 1: determination of strength* Lisbon, 2006
- [8] Moretti, J.P.; Nunes, S.; Sales, A. (2018) – "Self-compacting concrete incorporating sugarcane bagasse ash". *Construction and Building Materials*, N 172, pp. 635-649.
- [9] Destefani, A.Z.; Nunes, S.; Coutinho, J.S.(2016) – "Argamassa auto-compactável com pó de mármore". In: *Encontro Nacional Betão Estrutural*, Coimbra, Portugal.

Modelação da anisotropia do comportamento à tração do UHPFRC

Model for describing the anisotropic tensile behaviour of UHPFRC

Mário Pimentel
Aurélio Sine
Amin Abrishambaf
Sandra Nunes

Resumo

O comportamento à tração dos compósitos cimentícios de ultra-elevado desempenho reforçados com fibras de aço (UHPFRC - Ultra-High Performance Fibre-Reinforced cement Composites) é determinante em muitas aplicações e depende em grande medida da orientação das fibras, evidenciando um comportamento anisotrópico que importa caracterizar. Por outro lado, a orientação das fibras pode variar ao longo da estrutura, sendo influenciada pelos procedimentos de colocação e pela forma do elemento, pelo que o comportamento à tração do UHPFRC na estrutura pode diferir acentuadamente daquele caracterizado em provetes laboratoriais.

Neste trabalho é apresentado um modelo meso-mecânico do UHPFRC para a determinação da curva tensão-deformação em tração uniaxial com base num número mínimo de parâmetros com significado físico claro. Apresenta-se ainda a formulação matemática que permite descrever a orientação das fibras no UHPFRC e a variação direcional dos fatores de orientação das fibras dos quais depende o desempenho mecânico. O modelo é validado com resultados experimentais.

Abstract

The tensile behaviour of ultra-high performance fibre reinforced cementitious composites (UHPFRC) is decisive for many applications of this type of materials and strongly depends on the fibre orientation. This leads to an anisotropic tensile behaviour that needs to be characterized. Moreover, the fibre orientation varies throughout the structural element, being influenced by the casting procedure, by the rheology of the material and by the shape of the element to be cast. Therefore, the "in-structure" tensile response of the UHPFRC can differ significantly from that characterized in laboratory test specimens.

A meso-mechanical model is presented for determining the uniaxial tensile stress-deformation curve of UHPFRC based on a minimal number of parameters with clear physical meaning. The mathematical formulation describing the fibre orientation and the directional variation of the fibre orientation factor are presented. The model is validated with experimental results.

Palavras-chave: Compósitos cimentícios de ultraelevado desempenho com fibras de aço (UHPFRC) / Comportamento à tração / Orientação das fibras

Keywords: Ultra-high performance fibre reinforced cementitious composites (UHPFRC) / Tensile behaviour / Fibre orientation

Mário Pimentel

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT
Porto, Portugal
mjsp@fe.up.pt

Aurélio Sine

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT
Porto, Portugal
aurelio.sine@fe.up.pt

Amin Abrishambaf

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT
Porto, Portugal
aminab@fe.up.pt

Sandra Nunes

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, CONSTRUCT
Porto, Portugal
snunes@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.

PIMENTEL, M. [et al.] – Modelação da anisotropia do comportamento à tração do UHPFRC. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 27-36.

1 Introdução

A sigla UHPFRC designa uma família de materiais constituídos por uma matriz extremamente compacta, contendo elevadas dosagens de finos (cimento, sílica de fumo, entre outros), areia fina, uma relação água/ligante em geral inferior a 0,2, e uma grande dosagem de fibras. O comportamento à tração do UHPFRC é decisivo em muitas aplicações estruturais destes materiais. Dependendo da dosagem e da orientação das fibras, o UHPFRC pode exibir um comportamento à tração uniaxial com endurecimento caracterizado pela formação de um conjunto estável de microfissuras. Na Figura 1 apresentam-se resultados típicos de ensaios de tração direta de UHPFRCs com diferentes dosagens e perfis de orientação das fibras, assim como as representações simplificadas (multilineares) das curvas tensão-extensão usadas na análise estrutural. Neste trabalho apresenta-se um modelo que permite a determinação da resposta à tração do UHPFRC e a obtenção dos parâmetros mais relevantes para a definição das leis constitutivas simplificadas, nomeadamente a tensão limite de elasticidade convencional, f_{Ute} , a resistência à tração pós-fendilhação proporcionada pelas fibras, f_{Utu} e a extensão de pico ϵ_{Utu} .

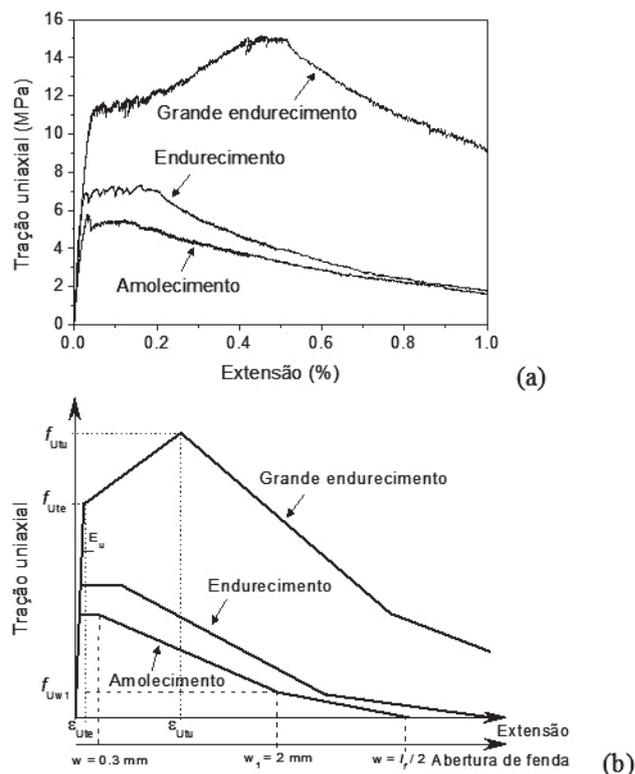


Figura 1 Comportamento à tração uniaxial do UHPFRC: (a) curvas tensão-extensão experimentais [1]; (b) representações simplificadas para análise estrutural

2 Descrição da anisometria da distribuição das fibras

2.1 Função densidade de probabilidade da orientação

A posição de uma fibra no espaço é definida pelas 3 coordenadas do seu ponto médio e pelos ângulos θ e φ , conforme indicado na Figura 2. A posição e a orientação de uma fibra em relação ao plano de referência são definidas por uma lei de probabilidade conjunta, $h(x,\theta,\varphi) = p(x) \cdot \psi(\theta,\varphi)$, decomposta na lei de probabilidade de posição da fibra em relação ao plano, $p(x)$, e na função de densidade de probabilidade da orientação da fibra no espaço, $\psi(\theta,\varphi)$ [2]. Conforme ilustrado pela Figura 2, o conjunto de todas as orientações possíveis descreve uma esfera.

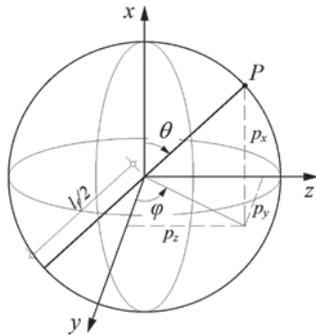


Figura 2 Definição da orientação de uma fibra no espaço (3D)

Dado que uma fibra orientada de quaisquer ângulos, θ e φ , é indistinguível de outra orientada de $\pi-\theta$ e $\varphi+\pi$, constata-se que ψ tem período π [2]. Neste trabalho é considerada a lei de distribuição da orientação das fibras no espaço com base na Equação (1), proposta por Guenet [3]:

$$\psi(\theta,\varphi) = \cosh(k_g \cdot \cos\theta) \quad (1)$$

onde k_g é um coeficiente que define a amplitude e a forma da distribuição. Quando k_g é nulo a distribuição é uniforme, quando tende para infinito a distribuição tende para uma função delta de Dirac. Considerando que o sistema de eixos poderá rodar θ_0 em torno do eixo z, e que o integral sobre o domínio tem de ser unitário, a forma geral da distribuição vem dada por

$$\psi(\theta,\varphi) = \frac{k_g}{2\pi \cdot \text{senh}(k_g)} \cdot \cosh[k_g \cdot (\cos\theta \cdot \cos\theta_0 + \text{sen}\theta \cdot \cos\varphi \cdot \text{sen}\theta_0)] \quad (2)$$

2.2 Fator de orientação das fibras

O fator de orientação das fibras, $\alpha_{0,i}$, pode ser definido como a probabilidade de uma fibra interseccionar uma superfície plana, perpendicular a um dado eixo i . Considerando a projeção p_i ao longo do eixo i de um vetor unitário colinear com uma fibra, o fator de orientação respetivo pode ser determinado por integração, tendo em conta os ângulos de fronteira θ_a , θ_b , φ_a e φ_b , através da equação

$$\alpha_{0,i} = \int_{\theta_a}^{\theta_b} \int_{\varphi_a}^{\varphi_b} \psi(\theta,\varphi) \cdot \text{sen}\theta \cdot p_i(\theta,\varphi) \cdot d\theta \cdot d\varphi \quad (3)$$

O fator de orientação toma valor unitário quando todas as fibras são perpendiculares ao plano que contém a secção transversal considerada e é nulo quando todas as fibras são paralelas a esse plano. No caso perfeitamente tridimensional assume-se que todas as fibras se encontram aleatoriamente e uniformemente distribuídas no volume, correspondendo a uma função $\psi(\theta,\varphi)$ com um $k_g \approx 0$. Por conseguinte, se se considerar que na Equação (3) os ângulos θ_a e θ_b são respetivamente iguais a 0 e $\pi/2$ e por sua vez os ângulos φ_a e φ_b iguais a 0 e $\pi/2$, o coeficiente de orientação é igual a 0,5 em todas as direções (x , y e z). Nestas condições o material é considerado isotrópico. Para o caso perfeitamente bidimensional, o coeficiente de orientação é igual a $2/\pi$ ($\approx 0,64$) nas direções x e y , sendo considerado um material transversalmente isotrópico. Finalmente, para o caso perfeitamente unidimensional, o coeficiente de orientação é igual a 1 na direção x e nulo nas restantes. Tal como se ilustra na Figura 3(a), os coeficientes de orientação em duas direções ortogonais são inversamente proporcionais, isto é, quando um cresce, o outro decresce, explicando a anisometria do material.

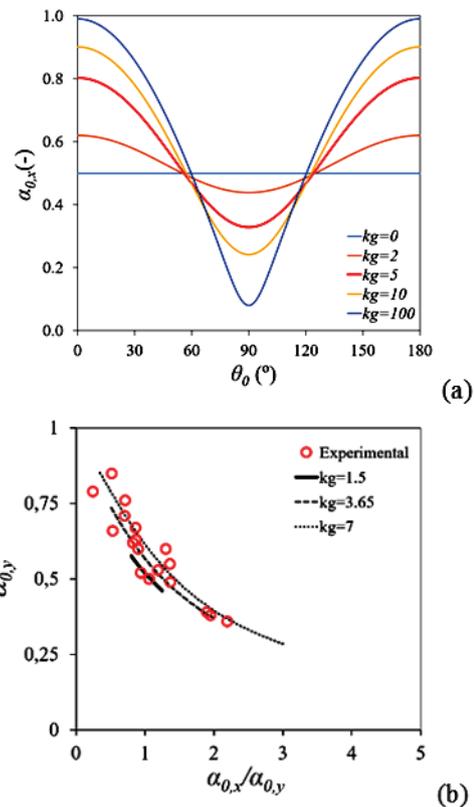


Figura 3 Fator de orientação α_0 como medida escalar da anisometria: (a) variação de α_0 com a direção; (b) valores de α_0 em duas direções ortogonais

O fator de orientação pode ser determinado experimentalmente, por via da análise de imagens de uma secção transversal, através da equação seguinte:

$$\alpha_{0,i} = n_{f,i} \frac{A_f}{V_f} \Rightarrow 0 \leq \alpha_{0,i} \leq 1 \quad (4)$$

onde $n_{f,i}$ é o número de fibras atravessando uma área unitária normal ao eixo i e A_f é a secção transversal de uma fibra. Os resultados da quantificação experimental dos fatores de orientação em duas direções ortogonais são comparados com os valores teóricos previstos através da Equação (3) na Figura 3(b).

2.3 Função densidade de probabilidade da orientação das fibras intersetadas por uma fenda

A função de densidade de probabilidade do ângulo de orientação das fibras atravessando a superfície de fissuração, normal à direção x , $f_x(\theta, \varphi)$ é determinada pela Equação (5):

$$f_x(\theta, \varphi) = \frac{1}{\alpha_{0,x}} \int_0^{2\pi} \psi(\theta, \varphi) \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta \cdot d\varphi \quad (5)$$

A Figura 4 apresenta a comparação entre curvas de funções de densidade de probabilidade da orientação das fibras intersetadas por uma fenda obtidas experimentalmente (análise de imagens) e analiticamente pela Equação (5).

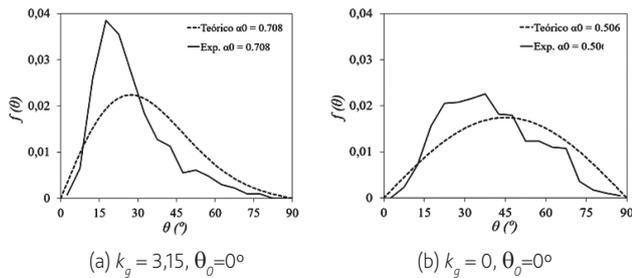


Figura 4 Funções de densidade de probabilidade da orientação das fibras intersetadas por uma fenda

2.4 Fator de eficiência das fibras

O fator de eficiência das fibras, $\alpha_{i,i}$ é definido como sendo o valor esperado da função de eficiência das fibras, $g(\theta)$ na direção i :

$$\alpha_{i,i} = \int_0^{\frac{\pi}{2}} g(\theta) \cdot f_i(\theta) \cdot d\theta \quad (6)$$

onde $g(\theta)$ é definida como a relação entre a força de arrancamento de uma fibra orientada por um ângulo θ e a força de arrancamento de uma fibra alinhada ($\theta \approx 15^\circ$ a 20°) [1]. Com base no trabalho descrito em [1] e [4] e tendo em conta propostas similares feitas anteriormente por outros autores [5][6], assume-se para $g(\theta)$ um valor unitário quando $\theta \leq 60^\circ$ e nulo para orientações superiores a 60° . Deste modo, a Equação (6) pode ser reescrita como $\alpha_{i,i} = F_i(60^\circ)$, sendo $F_i(\theta)$ a função de distribuição cumulativa do ângulo de orientação numa secção normal à direção i . O fator de eficiência pode ser determinado experimentalmente através da análise de imagem de superfícies polidas contabilizando as fibras com ângulos

inferiores a 60° . A Figura 5 apresenta a relação entre os fatores de eficiência e de orientação, tendo em conta resultados obtidos experimentalmente e analiticamente pela Equação (6) para diversos valores de k_g .

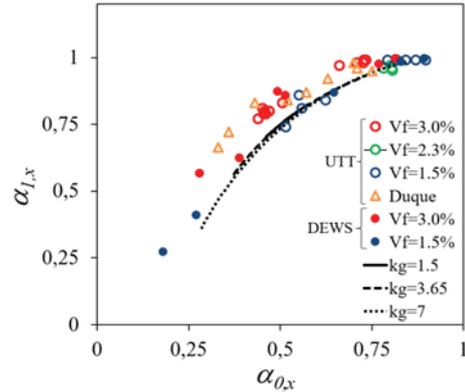


Figura 5 Relação entre fatores de eficiência e de orientação

3 Modelo meso-mecânico

3.1 Geral

O modelo aqui apresentado foi desenvolvido com base nos trabalhos de Pfyl [7], Wuest [8] e Oesterlee [9], e é aplicável a compostos constituídos por fibras curtas de aço embebidas numa matriz quasi-frágil. O volume elementar representativo (*representative volume element*, RVE) sobre o qual o modelo é aplicável é constituído por múltiplas fissuras potenciais, das quais apenas um subconjunto será ativado durante o processo de carga dependendo da variabilidade espacial da resistência à tração da matriz, da distância entre a fenda potencial e uma fenda previamente ativada, e da resistência pós-fendilhagem do composto proporcionada pelas fibras, f_{UTU} , que dita o início da localização das deformações. A fração volumétrica de fibras, V_f , e a distribuição da orientação das fibras são assumidas invariantes dentro do RVE.

A resposta à tração do composto é obtida realizando uma análise em controlo de força até se atingir a tensão de pico, mudando para controlo de deslocamento durante a fase de amolecimento. Nesta fase as deformações localizam-se numa fenda crítica enquanto as restantes descarregam de forma plástica. É assumido um comportamento linear elástico até à ativação da primeira fenda. O módulo de elasticidade do composto é determinado de acordo com a proposta semiempírica de Cox [10]:

$$E_U = E_m(1 + \gamma) \quad \gamma = \left(\alpha \frac{E_f}{E_m} - 1 \right) V_f \quad (7)$$

em que E_m e E_f são os módulos de elasticidade da matriz e das fibras, respetivamente, e α é um coeficiente que tem em conta os efeitos da orientação e comprimento das fibras. O limite superior para γ pode ser facilmente determinado pela regra das misturas e considerando que todas as fibras estão alinhadas com a direção da carga. Pode

concluir-se que para UHPFRCs com conteúdos correntes de fibras (V_f entre 0,02 e 0,04) e para a gama usual de módulos de elasticidade da matriz ($E_m \approx 40$ a 55 GPa) e das fibras ($E_f \approx 200$ a 210 GPa), o limite superior de γ anda entre 0,05 e 0,17. Desta forma se conclui que a influência deste parâmetro é modesta e, no intuito de simplificar o modelo, α é aqui considerado igual ao fator de orientação das fibras α_σ . A tensão que leva à ativação de cada uma das fendas potenciais vem então dada por:

$$f_{Ut,i} = f_{mt,i}(1 + \gamma) \quad (8)$$

em que $f_{mt,i}$ é a resistência à tração da matriz na coordenada da fenda i .

3.2 Comportamento de uma fissura

De acordo com a proposta de Li *et al.* [11], a relação da tensão de tração *versus* a abertura de cada uma das fendas ativas, $\sigma_U(w)$, é obtida através da soma das contribuições da matriz, σ_{bn} , das tensões elásticas instaladas nas fibras previamente à fendilhação, σ_{pre} , e das tensões necessárias ao arrancamento das fibras, σ_p , tal como se ilustra na Figura 6.

$$\sigma_U(W) = \sigma_{bn} + \sigma_{pre} + \sigma_f \quad (9)$$

3.2.1 Arrancamento das fibras

A força transferida por cada fibra que intersesta uma fenda é denotada por $F(l_e, \theta, w)$ e depende do comprimento de embebimento da fibra, l_e , da orientação da fibra em relação ao plano de fratura, θ e da abertura da fenda, w . Notando que a orientação de uma fibra no espaço é definida pelo ângulo da fibra com a normal ao plano de referência, θ , e pelo azimute φ , a probabilidade conjunta de uma fibra estar orientada a (θ, φ) e intersestar o plano de fratura vem dada por:

$$P(\theta, \varphi) = \psi(\theta, \varphi) \cos\theta \sin\theta d\theta d\varphi \quad (10)$$

onde $\psi(\theta, \varphi)$ é a função de densidade de probabilidade conjunta dos dois ângulos que definem a orientação do eixo das fibras, o $\cos\theta$ reflete a probabilidade de uma fibra orientada a θ intersestar o plano de fratura e o $\sin\theta$ advém do uso de coordenadas esféricas. Integrando a contribuição de todas as fibras é possível chegar à equação geral de $\sigma_f(w)$:

$$\sigma_f(w) = \frac{V_f}{A_f} \int_0^{l_f/2} \int_0^{\pi/2} \int_0^{2\pi} F(l_e, \theta, w) \rho(l_e) \psi(\theta, \varphi) \cos\theta \sin\theta d\varphi d\theta dl_e \quad (11)$$

onde A_f é a área da secção transversal de uma fibra e $\rho(l_e)$ é a função densidade de probabilidade do comprimento de embebimento das fibras. Usualmente considera-se uma distribuição uniforme no domínio $[0; l_f/2]$, o que faz com que $\rho(l_e) = 2/l_f$, e o valor médio de l_e seja $l_f/4$.

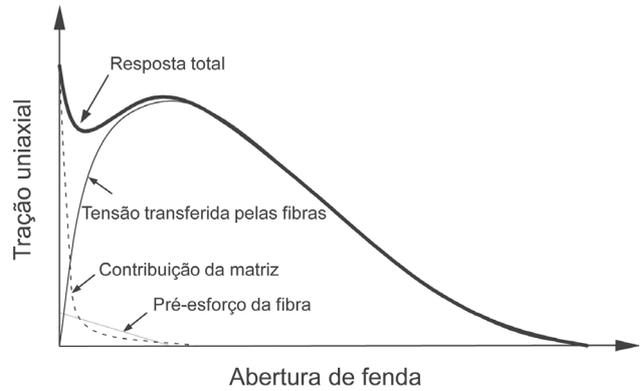


Figura 6 Resposta em tração de uma fenda

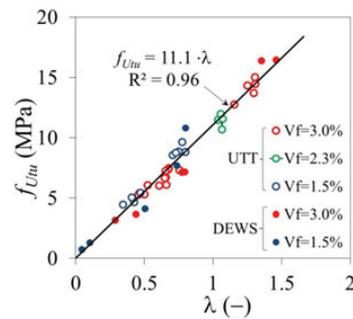


Figura 7 Determinação de τ_f através do ajuste de uma reta aos resultados experimentais (Equação 17)

A relação força de arrancamento *versus* abertura de fenda de uma fibra inclinada embebida numa matriz quasi-frágil é complexa. No modelo aqui proposto adotou-se uma formulação multiplicativa do tipo:

$$F(l_e, \theta, w) = F(l_e, w) g(\theta) \quad (12)$$

onde $F(l_e, w)$ é a força transferida por uma fibra alinhada e $g(\theta)$ é a função de eficiência das fibras introduzida atrás. Tendo em atenção a definição do fator de orientação das fibras, α_σ , da função densidade de probabilidade da orientação das fibras intersestadas pelo plano de fraturas, $f(\theta)$, e do fator de eficiência das fibras α_τ , é possível reescrever a Equação (11) da seguinte forma:

$$\sigma_f(w) = \alpha_0 \alpha_1 \frac{V_f}{A_f} \int_0^{l_f/2} \frac{2}{l_f} F(l_e, w) dl_e \quad (13)$$

Pfyl [7] demonstrou que o integral na equação acima tem solução analítica se forem assumidas as seguintes simplificações: (1) a aderência das fibras à matriz pode ser descrita por uma lei tensão-escorregamento rígido-plástica; (2) todas as fibras passam em simultâneo por um processo de plastificação da tensão de aderência (*debonding*) e posterior arrancamento (*pullout*); (3) são desprezáveis a deformabilidade da matriz e a deformação elástica das fibras entre as faces da fenda. Nestas circunstâncias, a contribuição das fibras pode ser obtida de forma explícita em função da abertura da fenda:

$$\sigma_f / f_{Ut,u} = 2 \sqrt{\frac{w}{w_{deb}}} - \frac{w}{w_{deb}} \quad w \leq w_{deb} \quad (14)$$

$$\sigma_f / f_{Ut,u} = \left[1 - 2 \frac{w}{l_f} \right]^n \quad w > w_{deb} \quad (15)$$

Nas equações acima, w_{deb} é a abertura de fenda que marca o início da fase de arrancamento:

$$w_{deb} = (\tau_f l_f^2) / (E_f d_f) \quad (16)$$

A tensão de aderência rígido-plástica τ_f representa um valor médio da tensão de aderência ao longo de uma gama de escorregamentos representativa e d_f é o diâmetro das fibras, aqui assumidas de secção circular. A resistência à tração pós-fendilhação do compósito ditada pelas fibras vem dada por:

$$f_{Ut,u} = \alpha_0 \alpha_1 \frac{l_f}{d_f} V_f \tau_f = \lambda \tau_f \quad (17)$$

em que $\lambda = \alpha_0 \alpha_1 V_f l_f / d_f$ pode ser encarado com um descritor escalar da estrutura das fibras abarcando os efeitos da orientação (α_0), eficiência (α_1), dosagem (V_f) e geometria (l_f/d_f). Uma equação semelhante foi proposta por Naaman [12]. Apesar de a Equação (17) expressar uma relação linear entre $f_{Ut,u}$ e λ , é expectável que acima de uma determinada dosagem de fibras, os efeitos de grupo comecem a ser preponderantes levando a que $f_{Ut,u}$ aumente mais lentamente com λ . Este efeito não é explicitamente tido em consideração no presente modelo.

Na Equação (15) o valor teórico do expoente n tal como deduzido por Pfyf [7] é de 2. No entanto, a adoção de valores mais elevados é em geral necessária para se obter um melhor ajuste aos resultados experimentais. Isto deve-se ao facto de a adoção de um valor constante para τ_f para a gama de escorregamentos que ocorrem desde a fase de plastificação progressiva da aderência até ao arrancamento constituir uma aproximação demasiado grosseira. Neste estudo foi adotado um valor de $n = 4$, o que permitiu um ajuste razoável a uma larga gama de resultados experimentais.

3.2.2 Contribuição da matriz e das tensões elásticas nas fibras previamente à fissuração

A contribuição da matriz para a transmissão de tensões de tração após a fissuração (amolecimento) é modelada através de uma relação exponencial:

$$\sigma_{bn,i} / f_{mt,i} = \exp(-f_{mt,i} w / G_{fm}) \quad (18)$$

em que G_{fm} é a energia da fratura da matriz. No que diz respeito às tensões instaladas nas fibras previamente à fissuração assume-se que são linearmente relaxadas até se anularem para uma abertura de fenda correspondente ao início do arrancamento:

$$\sigma_{pre,j} / f_{mt,j} = \gamma (w_{deb} - w) / w_{deb} \geq 0 \quad (19)$$

Nas equações acima, o índice (\cdot), refere-se a cada uma das fendas ativas.

3.3 Simulação da fendilhação múltipla

Seguindo a proposta de Wuest [8], a resistência à tração da matriz é aleatoriamente distribuída ao longo do RVE segundo uma lei Normal, sendo definida pelo valor médio, f_{mt} , e pelo seu coeficiente de variação, CoV . A ativação de uma nova fissura pressupõe a satisfação simultânea das duas seguintes condições: (1) as tensões atuantes na fissura potencial i excedem a tensão $f_{Ut,i}$ dada pela Equação (8); (2) o espaçamento mínimo entre fendas deve ser superior ao comprimento de transferência:

$$S_{r,min} = \frac{0,25 f_{mt} d_f}{\alpha_0 \alpha_2 \tau_f V_f} \quad (20)$$

Na equação acima o parâmetro $\alpha_2 \leq 1,0$ permite tomar em consideração o facto de as fibras serem filamentos descontínuos e, portanto, não permitem uma transferência de tensões de tração tão eficiente a partir da secção da fenda quanto a que seria expectável se o compósito fosse reforçado com filamentos contínuos, caso a que corresponde $\alpha_2 = 1,0$.

3.4 Determinação dos parâmetros do modelo

Tal como se resume no Quadro 1, os dados de entrada podem ser divididos em propriedades dos materiais, descritores da estrutura fibrosa do compósito (orientação, eficiência, conteúdo e geometria das fibras) e parâmetros do modelo. As propriedades dos materiais estão bem definidas e podem ser avaliadas com recurso a técnicas experimentais bem estabelecidas. A exceção será a tensão de aderência rígido-plástica. Tal como se discute detalhadamente em [13], τ_f pode ser estimado a partir de ensaios de arrancamento de fibras individuais como sendo o valor da tensão média ao longo do comprimento de embebimento correspondente à força máxima obtida no ensaio. Para o valor ser representativo, o comprimento de embebimento deve ser $l_e = l_f/4$ e as fibras devem estar ligeiramente inclinadas, entre 15° e 30°. Uma determinação mais robusta pode ser efetuada tal como se descreve em [1][4], ver Figura 7, sendo τ_f obtido a partir da inclinação da reta de acordo com a Equação (17). Isto pressupõe a realização de ensaios sobre provetes com várias dosagens e/ou perfis de orientação de fibras para determinar $f_{Ut,u}$ (ensaios de tração direta ou ensaios indiretos como o de flexão em 4 pontos, por exemplo), e a realização de análises de imagem sobre superfícies polidas perpendiculares às tensões de tração para determinar os parâmetros α_0 e α_1 necessários à quantificação de λ .

O modelo requer a definição de 3 parâmetros, f_{mt} , CoV e α_2 . Em [13] apresenta-se um estudo paramétrico em que se demonstra a influência de cada um destes parâmetros na resposta obtida.

Quadro 1 Dados de entrada do modelo

Tipo	Nome	Gama de valores
Propriedades dos materiais	E_f	Módulo de elasticidade das fibras 210 (GPa)
	E_m	Módulo de elasticidade da matriz 40-65 (GPa)
	G_{fm}	Energia de fratura da matriz 0,01-0,035 (N/mm)
Parâmetros do modelo	τ_f	Tensão de aderência (rígido-plástica) 6-15 (MPa) – Fibras lisas
	f_{mt}	Valor médio da resistência à tração da matriz ao longo do RVE f_{mt}/τ_f entre 0,8 e 1,2
	CoV	Coefficiente de variação da resistência à tração da matriz ao longo do RVE 0,08-0,15
	α_2	Parâmetro que regula o espaçamento mínimo das fissuras 0,35-0,45
	α_0	Fator de orientação das fibras 0,3-0,8(*)
Propriedades da estrutura fibrosa	α_1	Fator de eficiência das fibras 0,50-1,0(*)
	V_f	Fração volumétrica das fibras 1,5-4,0 (%)
	l_f	Comprimentos das fibras 6-30 (mm)
	d_f	Diâmetro das fibras 0,15-0,3 (mm)

(*) A gama teórica de valores situa-se entre 0 e 1.

3.5 Validação

O modelo foi validado com resultados experimentais obtidos através de ensaios de tração direta [13]. Na Figura 8 ilustra-se a precisão que é possível obter com o modelo. Os dados de entrada foram mantidos constantes em todas as simulações em virtude de os resultados experimentais dizerem respeito ao mesmo compósito, mas com dosagens e perfis de orientação de fibras distintos. Com base no ajuste da reta da Figura 7, $\tau_f = 11,1$ MPa. As restantes propriedades dos materiais são: $G_{fm} = 0,02$ N/mm, $E_m = 45$ GPa, $E_f = 210$ GPa. Os parâmetros adotados são: $\tau_f/f_{vm} = 1,0$, $CoV = 0,14$ e $\alpha_2 = 0,35$. As fibras utilizadas são uma mistura de fibras com $l_f = 12$ e 9 mm (50% de cada), $d_f = 0,175$ mm. O fator de orientação e de eficiência foram determinados com base em análise de imagem de superfícies polidas dos provetes.

É interessante constatar a forma em "S" da curva que relaciona extensão de pico com o parâmetro descritor da estrutura fibrosa do compósito (Figura 8 (b)). Para valores de $\lambda \leq 0,45$ o compósito apresenta apenas uma fissura e não exhibe endurecimento em tração. Para valores $0,45 < \lambda \leq 0,82$ a localização das deformações inicia-se durante a fase de formação de fendas. Neste regime, uma pequena alteração do perfil de orientação ou da dosagem das fibras traduz-se numa grande variação no valor da extensão de pico. Para valores de

$\lambda > 0,82$ o compósito atinge a fase de fendilhação estabilizada e a extensão de pico atinge um valor de saturação. Este comportamento é razoavelmente descrito pelo modelo.

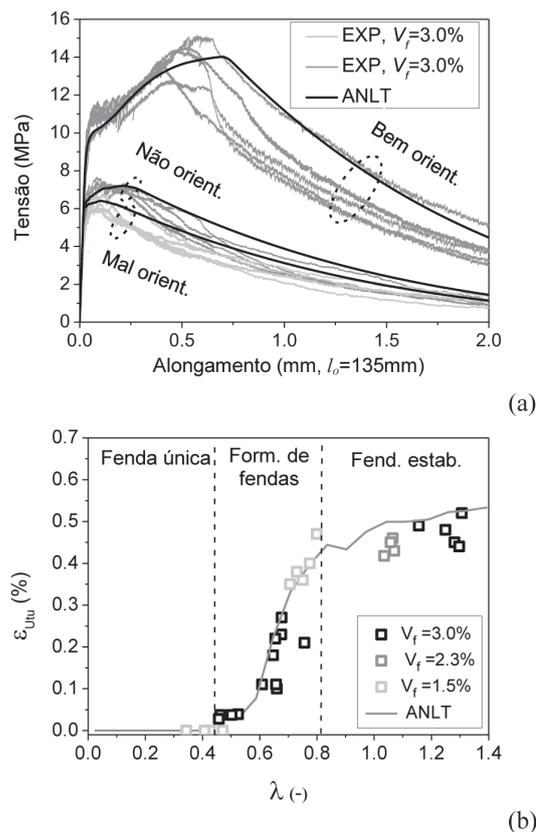


Figura 8 Validação do modelo: (a) curvas tensão-alongamento em provetes com 3% de fibras e diversos perfis de orientação; (b) variação da extensão de pico com o descritor da estrutura das fibras, λ .

4 Anisotropia do comportamento à tração do UHPFRC

Com base na descrição da anisotropia na distribuição das fibras e no modelo meso-mecânico descrito na secção anterior é possível descrever a anisotropia do comportamento à tração do UHPFRC. Na Figura 9(a) apresenta-se a previsão da variação do coeficiente de orientação das fibras para 3 distribuições de orientação distintas correspondentes a valores de $k_y = 0$ (distribuição isométrica), 2 e 5. As duas últimas distribuições apresentam orientação preferencial das fibras, sendo que para $k_y = 5$ a orientação é muito forte numa direção. A título de exemplo, perfis de orientação equivalentes a $k_y = 2$ podem ser obtidos através do fluxo do material no estado fresco,

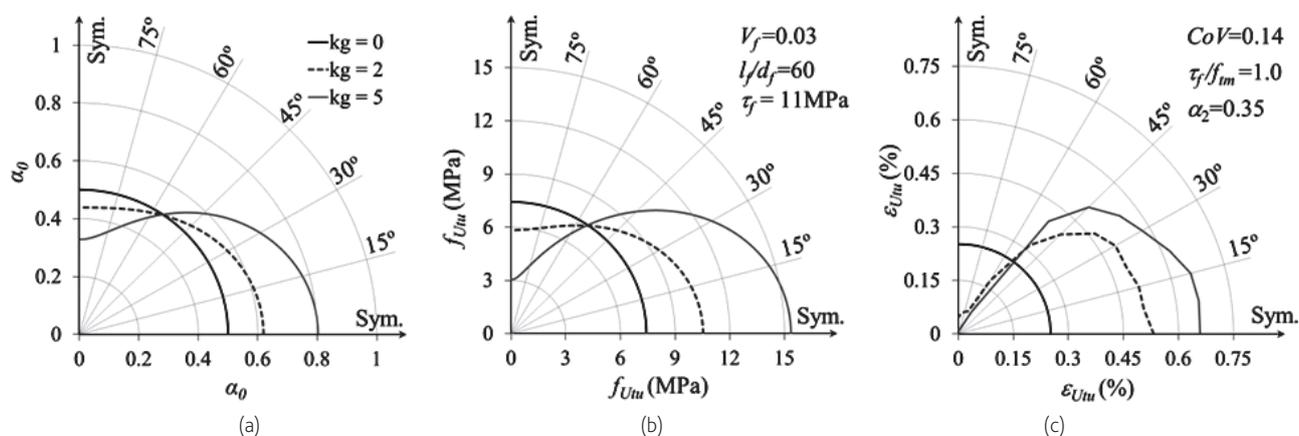


Figura 9 Anisotropia (no plano) do comportamento à tração para várias distribuições espaciais da orientação das fibras: (a) fator de orientação; (b) resistência à tração pós-fendilhação; (c) extensão de pico (média de seis simulações por direção)

enquanto para $k_g = 5$ só foram obtidos sujeitando o compósito no estado fresco a um forte campo magnético capaz de orientar as fibras de aço [4]. Na Figura 9(b) apresenta-se a variação direcional da resistência à tração do compósito proporcionada pelas fibras, tal como obtida a partir da Equação (17). Na Figura 9(c) ilustra-se a variação da extensão de pico imediatamente antes da localização das deformações obtida pelo modelo meso-mecânico. Os parâmetros utilizados são os mesmos descritos atrás. Verifica-se que a anisotropia é muito mais marcada no valor da extensão de pico do que no da resistência à tração.

5 Conclusões

Neste trabalho apresentou-se uma formulação matemática que permite descrever a orientação das fibras no UHPFRC e a variação direcional dos fatores de orientação das fibras dos quais depende o desempenho mecânico. Esta informação foi posteriormente incluída num modelo meso-mecânico do UHPFRC que permite a determinação da curva tensão-deformação em tração uniaxial. O modelo foi validado com uma série de resultados experimentais e demonstrou ser capaz de reproduzir os principais aspetos do comportamento observado. A formulação desenvolvida permite descrever o comportamento anisotrópico do UHPFRC em tração e quantificar as diversas leis constitutivas que é expectável obter em função da inerente variabilidade na distribuição das fibras ao longo de uma estrutura.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Unidade de Investigação UID/ECI/04708/2019- CONSTRUCT - Instituto de I&D em Estruturas e Construções - financiada por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC); projeto POCI-01-0145-FEDER-031777 - "UHPGRADE - Next generation of ultra-high performance fibre-reinforced cement based composites for rehabilitation and strengthening of the existing infrastructure", financiado pelo Fundo Europeu de

Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 - Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e com o apoio financeiro da FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC).

São igualmente reconhecidos o apoio da Fundação Calouste Gulbenkian por meio da bolsa de doutoramento nº 144945 atribuída ao segundo autor e do Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM).

Referências

- [1] Abrishambaf, A.; Pimentel, M.; Nunes, S. (2017) - "Influence of fibre orientation on the tensile behaviour of ultra-high performance fibre reinforced cementitious composites". *Cement and Concrete Research*. Vol. 97, pp. 28-40.
- [2] Advani, S. G.; Tucker, C. L. (1987) - "The Use of Tensors to Describe and Predict Fiber Orientation in Short Fiber Composites". *J. Rheol.* Vol. 31, N. 8, pp. 751-784.
- [3] Guenet, T. (2016) - *Modélisation du comportement des bétons fibrés à ultra-hautes performances par la micromécanique : effet de l'orientation des fibres à l'échelle de la structure*. Tese de Doutoramento, Université Paris-Est.
- [4] Nunes, S.; Pimentel, M.; Ribeiro, F.; Milheiro-Oliveira, P.; Carvalho A. (2017) - "Estimation of the tensile strength of UHPFRC layers based on non-destructive assessment of the fibre content and orientation". *Cement and Concrete Composites*, N. 83, pp. 222-238.
- [5] Jungwirth, J. (2006) - *Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton*. Tese de Doutoramento, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- [6] Foster, S.J. (2001) - "On Behavior of High-Strength Concrete Columns: Cover Spalling, Steel Fibers, and Ductility". *ACI Structural Journal*. Vol. 98, pp. 583-589.
- [7] Pfyl, T. (2003) - *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*. Tese de Doutoramento, ETH Zurich.

- [8] Wuest, J. (2007) – *Comportement structural des bétons de fibres ultra performants en traction dans les éléments composés*. Tese de Doutoramento, École Polytechnique Fédérale de Lausanne..
- [9] Oesterlee, C. (2010) – *Structural Response of Reinforced UHPFRC and RC Composite Members*. Tese de Doutoramento, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.
- [10] Cox, H. L. (1952) – "The elasticity and strength of paper and other fibrous materials". *British Journal of Applied Physics*, Vol. 3, pp. 72-79.
- [11] Li, V. C.; Stang, H.; Krenchel, H. (1993) – "Micromechanics of crack bridging in fibre-reinforced concrete". *Materials and Structures*, Vol. 26, pp. 486-494.
- [12] Naaman, A. E. (2008) – *High performance fiber reinforced cement composites. High-performance construction materials: science and applications*.
- [13] Abrishambaf, A.; Pimentel, M.; Nunes, S. (2019) – "A meso-mechanical model to simulate the tensile behaviour of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Cementitious Composites". *Aceite para publicação em Composite Structures*.

Modelação da fendilhação por origem térmica de uma barragem de betão em arco

Thermal cracking modelling of a concrete arch dam

Nuno Monteiro Azevedo
Eloísa Castilho
Noemi Schclar Leitão
Luísa Braga Farinha
Romano Câmara

Resumo

No 14º Encontro Internacional de Modelação Numérica em Barragens, organizado pela ICOLD, foi proposta a análise numérica de uma barragem de betão em arco localizada na Suécia sujeita a gradientes térmicos significativos ao longo do ano. Neste artigo apresentam-se os resultados numéricos obtidos com base numa discretização mais refinada do corpo da barragem, quando comparada com o modelo adotado no encontro internacional.

Os resultados da análise mecânica realizada com um modelo de fenda discreta são comparados com as observações *in situ*. Verifica-se que o modelo estrutural mais refinado permite obter resultados mais próximos dos observados, nomeadamente a distribuição de fendilhação no paramento de jusante e o campo de deslocamentos. Analisa-se ainda o efeito das armaduras distribuídas colocadas junto ao paramento de montante e ao paramento de jusante no controlo de deformação e fendilhação.

Abstract

At the 14th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis, organized by the ICOLD, the numerical analysis of cracking in a concrete arch dam located in Sweden subjected to high temperature gradients was proposed. In this article the numerical results obtained using a more refined finite element model in the dam body, when compared with that adopted at the benchmark, are presented.

The results of the mechanical numerical analysis carried out using a discrete crack model are compared with *in situ* observations. It is shown that the model refinement allows a numerical response closer to the data collected *in situ*, namely the cracking distribution at both the upstream and downstream faces and the dam displacement field. The effect of the steel reinforcement layers located close to the dam upstream and downstream faces, relevant for both deformation and cracking control, is also analysed.

Palavras-chave: Análise térmica / Barragens de betão / Modelo de fenda discreta

Keywords: Thermal analysis / Concrete dams / Discrete crack model

Nuno Monteiro Azevedo

Investigador Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Departamento de Barragens de Betão
Lisboa, Portugal
nazevedo@lnec.pt

Eloísa Castilho

Bolseira de Iniciação à Investigação Científica
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Departamento de Barragens de Betão
Lisboa, Portugal
emsantos@lnec.pt

Noemi Schclar Leitão

Investigadora Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Departamento de Estruturas
Lisboa, Portugal
nschclar@lnec.pt

Luísa Braga Farinha

Investigadora Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Departamento de Barragens de Betão
Lisboa, Portugal
lbraga@lnec.pt

Romano Câmara

Investigador-Coordenador
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Departamento de Barragens de Betão
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.

AZEVEDO, N. [et al.] – Modelação da fendilhação por origem térmica de uma barragem de betão em arco. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 37-44.

1 Introdução

Nos países nórdicos as barragens de betão estão sujeitas a gradientes térmicos com uma amplitude anual de 60 °C a 70 °C, motivo pelo qual a grande maioria das barragens se encontra fendilhada. No 14.º Encontro Internacional de Modelação Numérica em Barragens, promovido pela ICOLD, foi proposta a análise de uma barragem de betão em arco localizada na Suécia com o objetivo de se tentar prever numericamente a extensão da fendilhação e os deslocamentos de uma barragem de betão sujeita a gradientes térmicos significativos [1].

Neste artigo optou-se por uma discretização mais refinada, em especial no corpo da barragem, do que a adotada no modelo apresentado no encontro internacional [2]. Tal como em [2], a análise térmica foi realizada com um programa de elementos finitos (PAT) que adota uma técnica de diferenças finitas para efetuar a integração temporal. O programa permite utilizar elementos do tipo hexaédrico de 8 nós, 20 nós e 27 nós. As condições de fronteira foram definidas como condições de fronteira de Dirichlet para as interfaces betão/água e fundação/água e condições de fronteira de Robin para as interfaces betão/ar e fundação/ar [3, 4]. A grande maioria das comunicações apresentadas no encontro da ICOLD adotou um modelo de análise térmica similar de base, tendo-se obtido distribuições de temperatura muito semelhantes, apesar de se terem adotado modelos de elementos finitos com diferentes graus de discretização e tipo [1].

A análise mecânica foi realizada com base no programa de elementos finitos *Parmac3D* [5, 6] que adota um método de solução explícita baseado no método das diferenças centrais e algoritmos de relaxação dinâmica de modo a obter-se a convergência para a solução estática. O módulo computacional permite a adoção de: i) elementos hexaédricos de 8 a 27 nós e elementos tetraédricos; ii) elementos de junta de 3, 4 e 8 nós, iii) elementos de barra ou elementos planos de 3, 4 e 8 nós para simular armaduras de aço distribuídas num dado plano. A não linearidade do material foi modelada ao nível dos elementos de junta com base num modelo de fenda discreta, que segue um modelo de dano bilinear desenvolvido no âmbito da modelação da fratura do betão com o método das partículas [7]. No encontro internacional houve uma grande variedade de abordagens na análise mecânica não linear de natureza contínua, desde modelos elastoplásticos com enfraquecimento exponencial em tração e compressão [8], modelos baseados na teoria do dano [9], modelos de fenda rotativa com base no tensor das deformações total [10] e modelos do tipo microplano [11].

A metodologia de cálculo adotada é similar à seguida em [2]. Assim, os campos de temperaturas correspondentes à máxima temperatura e à mínima temperatura que ocorrem no corpo da barragem foram definidos a partir de uma análise térmica transiente, realizada com o programa PAT. De seguida, realizou-se uma análise mecânica, em que após a aplicação do peso da barragem e das cargas equivalentes à pressão hidrostática se aplicaram os gradientes de temperatura extremos definidos com a análise térmica. Para os elementos de junta utilizados na discretização da interface barragem/fundação foi adotado um modelo modificado de Mohr-Coulomb com tensão de tração nula.

Os resultados das análises mecânicas são comparados com as observações *in situ* que foram facultadas aos participantes após o encontro realizado [1]. Comparam-se ainda os resultados numéricos obtidos com os resultados numéricos apresentados em [12], que foram considerados como uma das 4 melhores aproximações numéricas [1]. Analisa-se também, para o modelo de fenda discreta, a importância das armaduras colocadas no paramento de montante e jusante de forma a controlarem a abertura de fendas e a deformação registada.

2 Modelo numérico

A barragem de betão em arco analisada localiza-se na Suécia e tem cerca de 36 m de altura, um raio de curvatura de 110 m e 170 m de desenvolvimento do coroamento. Na Figura 1 apresenta-se a geometria da barragem em estudo, bem como uma foto de uma barragem em arco com geometria próxima em que se pode observar o isolamento térmico no paramento de jusante de forma a mitigar o aparecimento de fendilhamento por origem térmica. A barragem em arco apresenta armaduras distribuídas no paramento de montante ($\# \phi 25 // 30$) e de jusante ($\# \phi 25 // 30$ na proximidade do paramento e um nível adicional de armaduras na direção vertical, $\phi 25 // 30$ a 0,10 m de distância do primeiro nível de armaduras) com um recobrimento de 0,10 m.



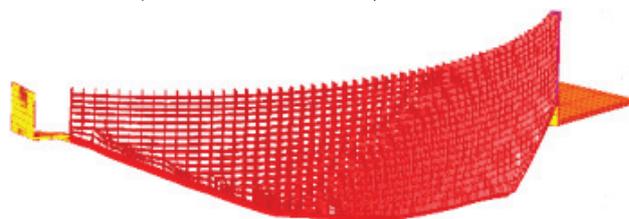
a) Foto da barragem tipo com isolamento colocado

b) Geometria da barragem

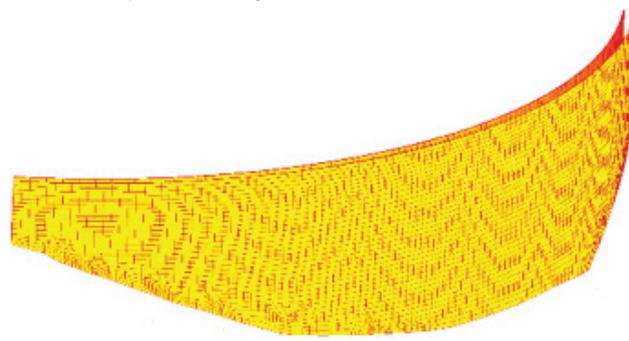
Figura 1 Barragem em arco tipo localizada na Suécia



a) Elementos de volume do tipo cubo de 8 nós



b) Elementos de junta betão/betão e betão/rocha



c) Elementos planos (armadura)

Figura 2 Modelo numérico adotado nas análises térmica e mecânica

Na comunicação apresentada no encontro internacional [2] adotou-se, quer para o modelo mecânico quer para o modelo térmico, uma malha com 4188 elementos hexaédricos do 2.º grau (20 nós), sendo a espessura da barragem discretizada com 4 elementos finitos. Em regra, nas comunicações apresentadas [1] adotaram-se discretizações muito mais refinadas, com elementos de volume do tipo tetraédrico ou elementos de volume do tipo hexaédrico do 1.º grau (8 nós). As discretizações variaram entre cerca de 50 000 a 100 000 elementos do tipo hexaédrico de 1.º grau no corpo da barragem, incluindo a zona do descarregador e o encontro da margem esquerda. As discretizações com elementos tetraédricos no corpo da barragem foram ainda mais refinadas com um número de elementos finitos da ordem dos 300 000 elementos.

Neste artigo optou-se por uma discretização mais refinada, em especial no corpo da barragem, do que a adotada no modelo apresentado no encontro internacional [2], de modo a procurar obter uma melhor correlação com os valores observados *in situ* [1].

Assim, adotou-se uma discretização com elementos finitos do tipo hexaédrico de 8 nós com 6 elementos na espessura da barragem. No Quadro 1 apresenta-se um resumo do número de elementos finitos adotado por tipo de elemento. No modelo térmico adotou-se a mesma discretização que no modelo mecânico, sem a consideração dos elementos de junta e dos elementos de armadura planos.

Quadro 1 Características dos modelos

Número de pontos nodais	Número de elementos barragem	Número de elementos fundação	Número de elementos de junta	Número de elementos planos (armadura)
104 878	7568	7382	12 346	11 944

Na Figura 2 apresenta-se o modelo numérico, incluindo os elementos de junta e os elementos planos adotados na discretização. Na representação das armaduras distribuídas, junto aos paramentos de montante e de jusante, adotaram-se elementos finitos planos de 4 nós respeitando-se os valores de recobrimento indicados e as distâncias entre armaduras.

2.1 Propriedades dos materiais e condições de fronteira

As propriedades dos materiais adotadas na análise térmica e na análise mecânica foram as definidas no âmbito do encontro internacional [1]. No Quadro 2 apresentam-se as propriedades mecânicas mais significativas. De forma aproximada, considerou-se que os elementos planos que modelam as armaduras de aço apresentam um comportamento elástico seguido de um patamar de cedência para o valor da resistência última das armaduras, de 600 MPa. De referir que, de acordo com o indicado em [1], as armaduras apresentam uma tensão de cedência de 360 MPa.

Quadro 2 Propriedades dos materiais indicadas pela comissão organizadora [1]

Material	E [GPa]	ν [-]	ρ [kg/m ³]	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]
Betão da barragem	33,0	0,20	2300	2,9	38,0
Maciço rochoso	40,0	0,15	2700	–	–
Armaduras de aço	200,0	0,30	7800	–	–

Nas juntas da zona em betão e na interface betão/rocha considera-se a rigidez normal (k_n) igual a 33,0 GPa/m e a rigidez tangencial (k_t) igual a 13,2 GPa/m. Na interface betão/rocha adotou-se um modelo modificado de Mohr-Coulomb com tensão de tração nula, coesão de 4 MPa e ângulo de atrito de 45°. As condições de fundação reais fazem com que a ligação betão/rocha tenha o comportamento próximo de uma rótula, translações impedidas e rotações livres, sendo o modelo de interface adotado o que permite que o modelo

numérico tenha um comportamento próximo do real. No modelo apresentado em [2] adotou-se uma discretização plana da interface betão/rocha, e nos modelos apresentados na Figura 2 já se adotou uma ligeira curvatura na zona de interface, tentando-se aproximar esta geometria da real, que apresenta uma geometria próxima de uma superfície cilíndrica [1].

No Quadro 3 apresentam-se os parâmetros resistentes do modelo de enfraquecimento bilinear adotado, em que se admite que cada elemento finito do tipo hexaédrico usado na discretização do corpo da barragem interage com os elementos vizinhos através de elementos de junta. Os valores de coesão, energias de fraturas em modo I e II e o ângulo de atrito não foram especificados no âmbito do encontro internacional. No entanto, o valor de energia de fratura em modo I de 300,0 Nm/m² está dentro dos valores limites usualmente adotados em betão de barragens [13], e dentro dos valores adotados nos modelos mecânicos das comunicações apresentadas em [1].

Quadro 3 Parâmetros dos modelos de enfraquecimento – Fenda discreta

σ_t [MPa]	G_I [Nm/m ²]	C [MPa]	G_{II} [Nm/m ²]	$\tan \varphi$
2,9	300,0	8,0	2500	1,0

2.2 Procedimento de cálculo

A análise térmica teve como ponto de partida a temperatura de referência indicada de 4 °C. Em seguida realizou-se uma análise transiente desde o estado térmico de referência ao longo do ano mais quente seguida pelo do ano mais frio. Na análise térmica realizada adotou-se uma solução implícita com um passo de cálculo de uma hora. Na análise mecânica aplicou-se, em primeiro lugar, o peso da barragem, seguido da aplicação da carga equivalente à pressão hidrostática em 20 incrementos de carga. Em seguida aplicou-se o mínimo gradiente desde a temperatura de referência de 4 °C correspondente à temperatura mais baixa registada no ano mais frio. Adotaram-se igualmente 20 patamares de carga. Por fim, realizou-se o mesmo procedimento para o gradiente máximo positivo. Em cada patamar de carga adotou-se um método de solução explícito baseado num algoritmo de relaxação dinâmica.

3 Barragem de betão em arco – resultados principais

3.1 Modelo térmico

As funções para a temperatura do ar e da água, utilizadas na análise térmica, seguem a combinação “ano quente para ano frio” disponibilizadas como dados de entrada [1]. Assumiu-se a temperatura inicial $t_0 = 4$ °C, igualmente distribuída pela estrutura. A Figura 3 mostra a distribuição de temperatura, na secção central da barragem, para o dia mais quente e para o dia mais frio.

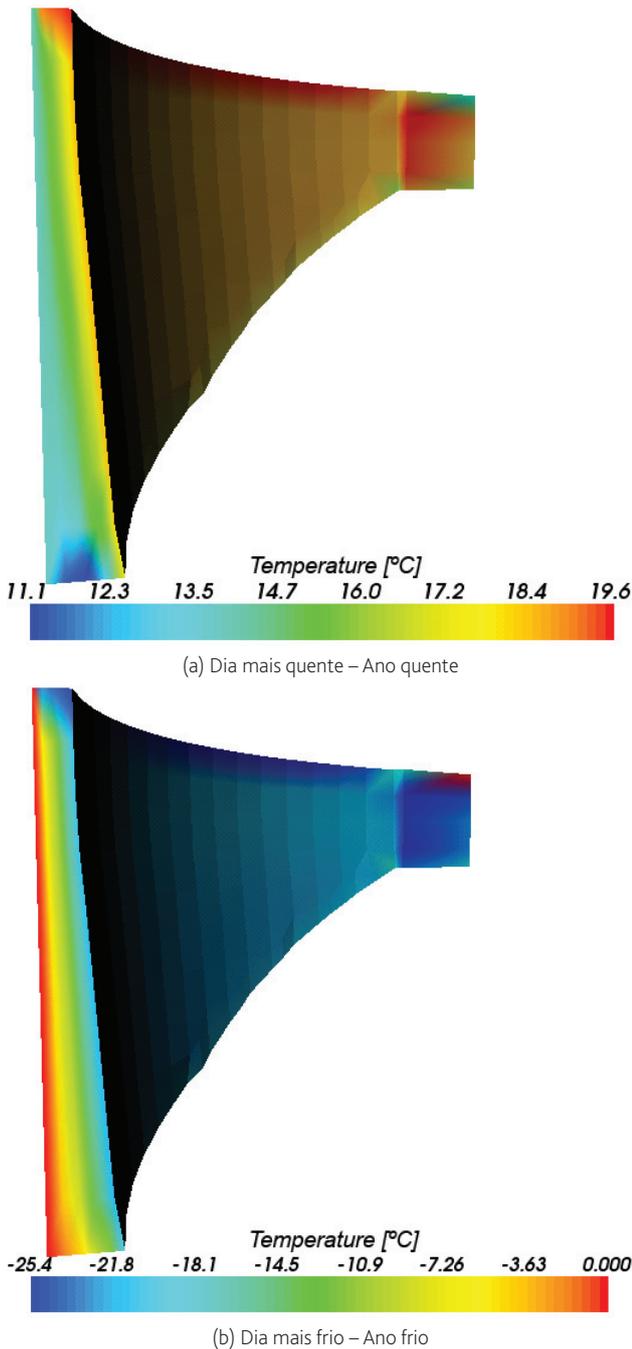


Figura 3 Distribuição de temperatura na consola central para o ano mais quente e para o ano mais frio

Para validar os resultados obtidos foram comparadas as temperaturas obtidas numa secção suficientemente afastada das fronteiras, de modo a que prevaleça o fluxo unidirecional, com a solução analítica unidirecional apresentada em [14] e que se encontra resumida em

[2]. Com este objetivo, os picos de temperatura do ar e da água, para as situações de clima mais quente e mais frio, foram aproximados por uma curva cosseno do tipo:

$$T(x,t) = T_m - T_o \cos \left[\frac{2\pi}{365}(t - t_o) \right] \quad (1)$$

em que t é o tempo, em dias, desde o início do ano, T_m é a temperatura média anual, T_o é a semi-amplitude da onda anual e t_o é a fase da onda anual da temperatura. A Figura 4 mostra as curvas utilizadas para cada pico de temperaturas do ar e da água, onde $x = 0$ representa a face de montante e $x = L$ representa a face de jusante.

Para cada período, a temperatura ao longo da espessura foi determinada aplicando à variação sinusoidal da temperatura do ar e da água a expressão indicada em [14], e adicionando a variação linear entre a temperatura média anual das faces da barragem, Figura 4. No paramento de jusante foi adicionada a espessura fictícia indicada em [14] para considerar a condição de fronteira convectiva. A Figura 5 mostra a comparação entre a solução analítica 1D e os resultados com o modelo transiente de elementos finitos, para a secção central, 14 m abaixo do coroamento, em diferentes dias do ano, durante um ano quente e um ano frio.

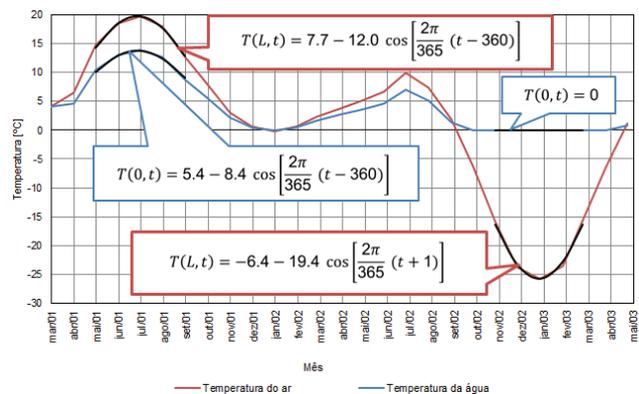


Figura 4 Aproximações da temperatura do ar e da água para a solução analítica

De referir que nas comunicações apresentadas no encontro internacional os resultados correspondentes aos modelos adotados para a análise térmica preveem distribuições de temperatura no corpo da barragem muito similares [1]. Identificaram-se algumas diferenças, com pouco significado, entre os resultados obtidos com o modelo em regime permanente, relativamente aos resultados obtidos em regime transiente. Nomeadamente, em regime permanente a distribuição de temperaturas ao longo da espessura tem uma distribuição linear, ao contrário da distribuição em regime transiente. Assim, as diferenças obtidas no modelo mecânico são essencialmente devidas aos diferentes modelos constitutivos considerados para o comportamento do betão e das armaduras, bem como a algumas diferenças nas condições de apoio assumidas pelos diferentes autores.

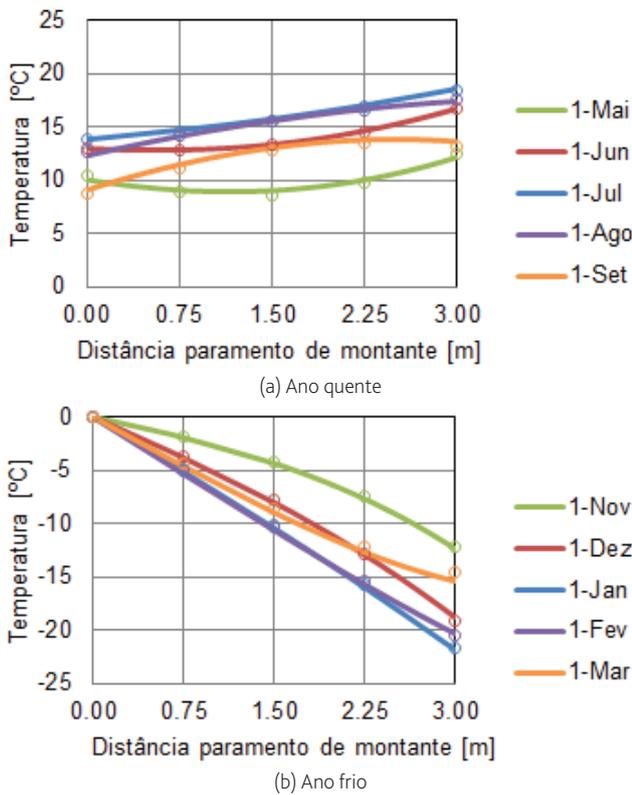


Figura 5 Comparação entre a solução analítica 1D e os resultados do MEF

3.2 Modelo mecânico

Na Figura 6 apresentam-se os deslocamentos obtidos com o modelo numérico proposto de fenda discreta (FD) na direção montante-jusante, ao longo do arco do coroamento, para a pressão hidrostática (PH), para o máximo gradiente negativo sobreposto à pressão hidrostática (I) e para o máximo gradiente positivo sobreposto à pressão hidrostática (V). Na mesma figura apresentam-se também os resultados obtidos com o modelo numérico proposto em [12] (ET) que foi considerado um dos 4 modelos com resultados mais próximos das observações *in situ* e, ainda, os deslocamentos observados *in situ* para uma época de gradiente máximo negativo (inverno de 2011) e para uma época de máximo gradiente positivo (verão de 1963). Observa-se uma muito boa concordância entre os resultados numéricos obtidos e os resultados numéricos apresentados em [12] para os três cenários de carga analisados. Verifica-se igualmente uma boa concordância entre os resultados numéricos obtidos para o máximo e o mínimo gradiente de temperatura e os valores observados *in situ*. De referir que no modelo numérico apresentado em [2] os valores máximos de deslocamento na época de inverno na direção montante-jusante eram da ordem de 75 mm, superiores ao valor máximo de 60,0 mm obtido com o modelo de fenda discreta (FD).

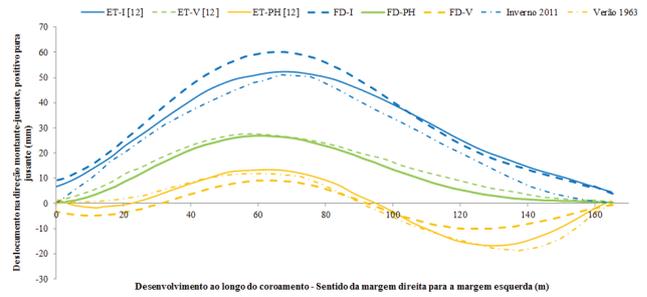
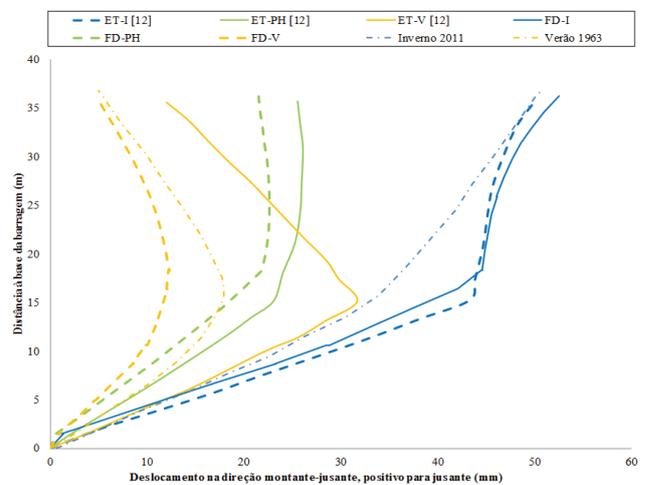
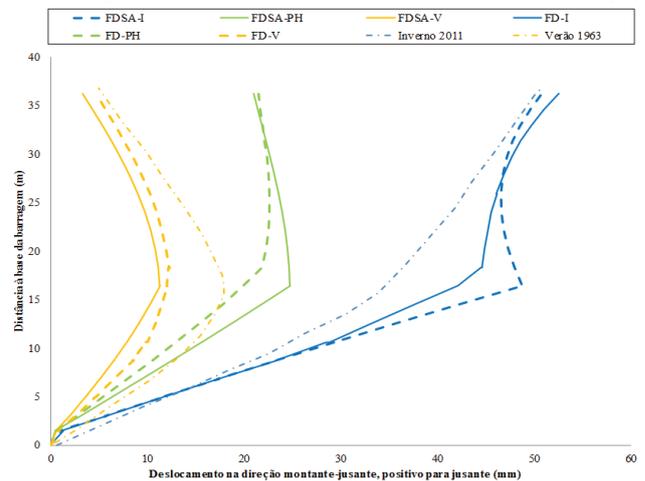


Figura 6 Deslocamento na direção montante-jusante no arco do coroamento – Modelo numérico de fenda discreta, modelo proposto em [12] e resultados observados *in situ* [1]



a) Comparação entre o modelo com armadura e o modelo apresentado em [12]



b) Comparação entre modelo com armadura e sem armadura

Figura 7 Deslocamento na direção montante-jusante na consola central – Modelo numérico de fenda discreta com e sem armaduras, modelo proposto em [12] e resultados observados *in situ* [1]

Na Figura 7a) apresentam-se os deslocamentos obtidos na direção montante-jusante, na consola central, para as combinações de carga analisadas. Verifica-se uma boa correlação entre os resultados obtidos com o modelo de fenda discreta proposto (FD) e os resultados obtidos com o modelo apresentado em [12]. Verifica-se, no entanto, que as condições admitidas na interface barragem/fundação têm de ser melhoradas pois o modelo prevê um comportamento próximo de um encastramento, ocorrendo fendilhação a montante ao longo dos elementos de junta no topo dos elementos finitos de volume em contacto com a fundação. Da análise da Figura 7a) verifica-se que se obtém uma muito boa correlação com os valores observados *in situ* na época de inverno. Na época de verão, os deslocamentos obtidos com o modelo numérico são ligeiramente mais baixos, tendo, no entanto, a curva obtida uma evolução próxima da observada *in situ*. Na Figura 7b) comparam-se os resultados obtidos com o modelo numérico considerando as armaduras distribuídas existentes nos paramentos de montante e jusante e não considerando esta contribuição. Verifica-se que a presença das armaduras distribuídas contribui para uma redução da deformação observada e para uma menor localização da rótula plástica que se tende a criar no arco a aproximadamente 16,4 m de altura. Comparativamente ao modelo apresentado em [2], o qual apresenta um menor grau de refinamento, verifica-se que a deformação nesta zona de deformação localizada é superior ao valor máximo de 48,7 mm obtido no modelo sem armaduras distribuídas (≈ 65 mm em [2]).

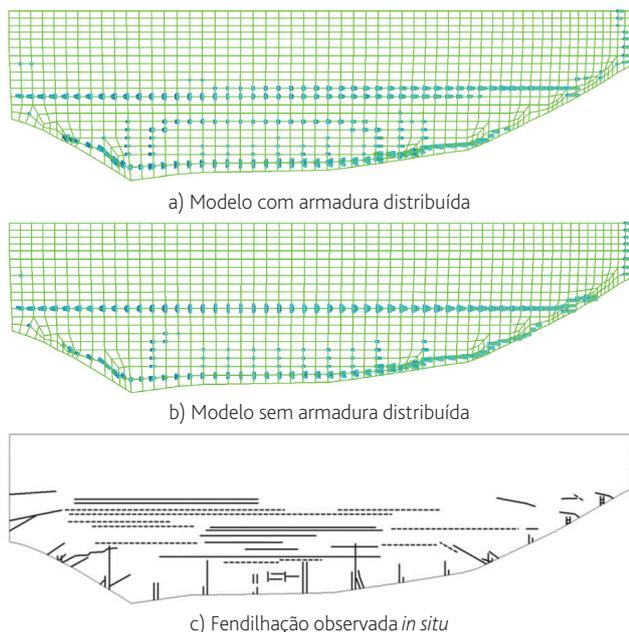


Figura 8 Fendilhação – Época de inverno, Paramento de jusante – Modelo numérico de fenda discreta com e sem armaduras e resultados observados *in situ* [1]

Na Figura 8 apresenta-se a fendilhação que ocorre no paramento de jusante no modelo numérico proposto, com e sem armadura distribuída, e a fendilhação que se observa *in situ* na época de

inverno. Verifica-se que o modelo com armadura distribuída prevê um campo de fendilhação mais distribuído e próximo do observado *in situ*, com mais do que um nível de fendas horizontais nos arcos a meia altura e fendilhação horizontal nas zonas próximas da interface rocha/fundação. Tal como esperado, no modelo em que não se consideram armaduras distribuídas observa-se um campo de fendilhação mais localizado, tendo a fenda horizontal no arco intermédio muito maior expressão do que as restantes fendas. O valor máximo de abertura de fendas é de cerca de 10,4 mm no modelo com armadura distribuída e de cerca 15,0 mm no modelo sem armadura distribuída. No modelo numérico proposto em [12], em que se adotou uma energia de fratura em modo I de 280,0 Nm/m², próxima do valor adotado neste trabalho e um modelo contínuo do tipo elastoplástico com enfraquecimento exponencial em tração e compressão [8], obteve-se um valor máximo de abertura de fendas de 7,8 mm. De referir que caso se adotasse uma malha não estruturada com elementos do tipo tetraédrico seria possível obter, com o modelo de fenda discreta, a fendilhação inclinada que se observa em algumas zonas da barragem real.

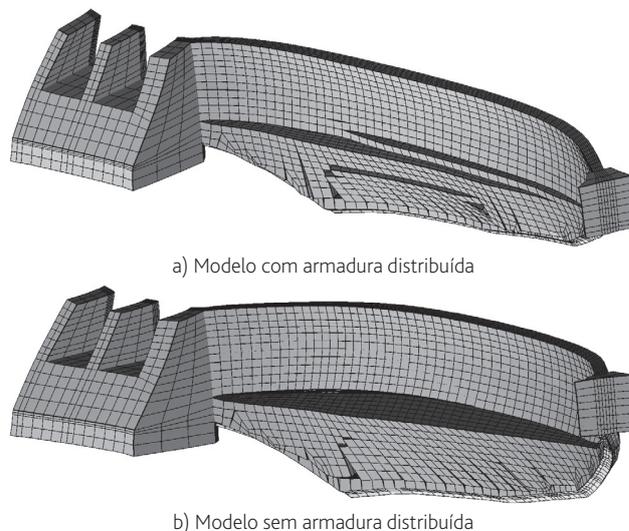


Figura 9 Campo de deslocamento ampliado 400 vezes – Época de inverno – Modelo numérico de fenda discreta com e sem armaduras

4 Conclusões

Neste artigo é apresentado um procedimento de cálculo térmico-mecânico com acoplamento sequencial que permite analisar o comportamento de barragens em arco com esbelteza elevada sujeitas a gradientes térmicos elevados.

Em concordância com a maioria dos participantes do encontro internacional da ICOLD, conclui-se que a metodologia mais apropriada para a determinação dos campos de distribuição de temperatura em barragens de betão se baseia na análise numérica transiente [1].

Verifica-se que com um modelo mecânico de natureza descontínua, fenda discreta, com um grau de discretização maior do que o adotado em [2] é possível obter boas correlações com o observado *in situ* em barragens de betão em arco sujeitas a gradientes térmicos significativos ao longo do ano. Verifica-se igualmente que neste tipo de barragens em arco, com esbelteza elevada, é fundamental que o modelo numérico tenha em consideração as armaduras distribuídas, que em regra existem nos paramentos de montante e jusante para controlo de fendilhação e deformação.

Agradecimentos

O trabalho que se apresenta é parte do projeto de investigação DAMFA – Soluções de ponta para a avaliação sustentável das fundações de barragens de betão, promovido pelo LNEC.

Referências

- [1] Theme A – "Cracking of a Concrete Arch Dam Due to Seasonal Temperature Variations" (2018). *Proc. of the 14th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, Editors Richard Malm, Manouchehr Hassanzadeh & Rikard Hellgreen, Organized by ICOLD Technical Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams, Stockholm, pp. 17-237.
- [2] Schclar Leitão, N.; Monteiro Azevedo, N.; Castilho, E.; Braga Farinha, L.; Câmara, R. (2018) – "Thermal Cracking Computational Analysis of a Concrete Arch dam". *Proc. of the 14th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, Editors Richard Malm, Manouchehr Hassanzadeh & Rikard Hellgreen, Organized by ICOLD Technical Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams, Stockholm, pp. 107-117.
- [3] Schclar Leitão, N. (2011) – "Environmental thermal actions – Thermal analysis of Alto Lindoso dam". *Proceedings of the 6th International Conference on Dam Engineering*, Lisbon, Portugal.
- [4] Schclar Leitão, N. (2012) – Análise térmica de barragens de betão – Ações térmicas ambientais. Relatório LNEC 185/2012-DBB/NMMF.
- [5] Monteiro Azevedo, N.; Lemos, J. (1999) – Modelação numérica de estruturas maciças pelo método dos elementos finitos – Formulação e implementação computacional, Relatório LNEC 14/99, pp. 1-104.
- [6] Monteiro Azevedo, N.; Câmara, R. (2015) – "Dynamic analysis of concrete dams: fluid structure displacement based interaction models", Vol XXV (4), *Dam Engineering*, pp. 113-132.
- [7] Monteiro Azevedo, N.; Candeias, M. (2014) – "Modulação de cenários de rotura em barragens de gravidade de betão com um modelo discreto de partículas", 5.^{as} *Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- [8] Willam, K. J.; Warnke E. P. (1975) – "Constitutive Models for the Triaxial Behavior of Concrete". *Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses*. International Association for Bridge and Structural Engineering. 19: 1-30.
- [9] Mazars J. (1986) – "A description of micro-and macroscale damage of concrete structures". *Engineering Fracture Mechanics*, 25(5):729-737.
- [10] Selby, R. G.; Vecchio, F. J. (1993) – Three-dimensional Constitutive Relations for Reinforced Concrete. Tech. Rep. 93-02, Univ. Toronto, dept. Civil Eng., Toronto, Canada.
- [11] Bažant, Z.; Oh, B. – "Microplane model for progressive fracture of concrete and rock". *Journal of Engineering Mechanics*. 1985 Apr; 111(4): p. 559-582.
- [12] Enzell, J.; Tolstten, M. (2018) – "Cracking of a concrete arch dam due to seasonal temperature variations". *Proc. of the 14th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*, Editors Richard Malm, Manouchehr Hassanzadeh & Rikard Hellgreen, organized by ICOLD Technical Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams, Stockholm, pp. 77-86.
- [13] Brühwiler, E. (1990) – "Fracture of mass concrete under simulated seismic action", *Dam Engineering* Vol 1, issue 3, pp 153-176.
- [14] Silveira, A.F. (1961) – As variações de temperatura nas barragens. Lisboa: LNEC.

Desenvolvimento de uma metodologia para a simulação do efeito das serpentinas de refrigeração: Aplicação a uma barragem abóbada durante a construção

Development of a methodology for simulation of the cooling coils effect:
Application to an arch dam during construction

José Conceição
Rui Faria
Miguel Azenha
Manuel Miranda

Resumo

Nas barragens abóbada, os gradientes térmicos devidos ao calor de hidratação do cimento e à baixa condutibilidade térmica do betão conduzem a deformações volumétricas que, caso restringidas, podem originar tensões de tração significativas. Portanto, torna-se necessária a adoção de medidas de controlo da temperatura por forma a evitar a fendilhação do betão. Uma das ações mais eficazes prende-se com a adoção de serpentinas de refrigeração, que também são usadas na redução da temperatura da abóbada até à temperatura de injeção das juntas de contração. Apesar da relevância deste tema, os estudos referentes à simulação da construção de barragens abóbada são escassos na bibliografia, particularmente no que se refere à simulação numérica das serpentinas, pois as metodologias existentes, geralmente baseadas no Método dos Elementos Finitos (MEF), requerem um elevado esforço computacional ou a alteração dos códigos de análise. Para ultrapassar estas dificuldades, no presente artigo propõe-se que o efeito térmico das serpentinas seja reproduzido através de superfícies equivalentes de refrigeração.

Abstract

In arch dams the thermal gradients due to the cement heat of hydration and to the low thermal conductivity of concrete lead to significant volumetric deformations, which, if restrained, may induce the occurrence of high tensile stresses. Therefore, it is necessary the adoption of temperature control measures in order to avoid the cracking of concrete. One of the most effective interventions concerns the use of cooling coils, which are also used for reducing the dam temperature prior the injection of the contraction joints. Despite the relevance of this topic, numerical studies of arch dams during construction are quite scarce in the existing literature, particularly in what concerns the numerical simulation of the cooling coils, since the existing methodologies, usually based on the Finite Element Method, entail a high computational effort or the change of the codes of analysis. To overcome these difficulties, in this paper a new methodology is proposed, in which the coils are reproduced through equivalent cooling surfaces.

Palavras-chave: Barragens abóbada / Serpentinas de refrigeração / Simulação numérica

Keywords: Arch dams / Cooling coils / Numerical simulation

José Conceição

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Departamento de Engenharia Civil – CONSTRUCT
Porto, Portugal
dec10021@fe.up.pt

Rui Faria

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Departamento de Engenharia Civil – CONSTRUCT
Porto, Portugal
rfaria@fe.up.pt

Miguel Azenha

Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade do Minho – ISISE
Guimarães, Portugal
miguel.azenha@civil.uminho.pt

Manuel Miranda

Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Departamento de Engenharia Civil
Porto, Portugal
manuelpinhomiranda@gmail.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.

CONCEIÇÃO, J. [et al.] – Desenvolvimento de uma metodologia para a simulação do efeito das serpentinas de refrigeração: Aplicação a uma barragem abóbada durante a construção. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 45-58.

1 Introdução

Nas estruturas massivas, as tensões de origem térmica são a principal causa de fendilhação do betão nas primeiras idades [1]. O calor liberado pela hidratação do cimento conduz ao aparecimento gradientes térmicos que, por sua vez, originam deformações volumétricas; quando restringidas, geram tensões de tração suscetíveis de fendilhar o betão jovem [2-5]. No caso das barragens torna-se necessário o controlo destas tensões autoinduzidas, caso contrário a aparência, a durabilidade e a estanquidade podem ficar comprometidas [2, 5, 6]. Portanto, a avaliação das tensões geradas pelo calor de hidratação, tendo em conta os efeitos da fluência, constitui um dos aspetos mais relevantes a considerar no projeto e na construção das barragens de betão [4, 7]. Aliás, no que respeita às barragens abóbada, a simulação do comportamento termomecânico durante a construção está entre os tópicos que carecem de investigação [8]. Contudo, tanto os engenheiros como os investigadores têm dificuldade em simular numericamente a totalidade da construção das barragens abóbada [9]. Na bibliografia, as simulações tridimensionais realistas da construção de barragens abóbada são bastante incomuns, pois constituem um dos desafios mais complexos no que se refere à avaliação da segurança das estruturas [10]. As contribuições mais relevantes estão disponíveis em [9-12].

A construção de barragens abóbada com betão convencional requer blocos de tamanho limitado, de forma a evitar a ocorrência de fissuração de origem térmica [2]. Portanto, as barragens abóbadas são construídas através de blocos individuais (ver Figura 1a), separados por juntas de contração, que adotam um espaçamento de cerca de 15 m; por sua vez, cada bloco é dividido em várias camadas de betonagem, com espessuras de 1,5, 2,0 ou de 3,0 m [5, 13, 14]. Além disso, o betão nas idades jovens deve ser objeto de cura e proteção adequadas, obrigando à adoção de medidas de controlo, das quais se destacam: a refrigeração artificial prévia dos constituintes do betão (pré-refrigeração); a utilização de cimentos de baixo calor de hidratação ou de pozolanas; o uso de agregados com elevada difusibilidade e/ou com baixa deformabilidade térmica; a betonagem com camadas pouco espessas; o ajuste do cronograma construtivo, nomeadamente do intervalo entre camadas sucessivas, da diferença entre blocos adjacentes, ou a paralisação dos trabalhos (condições extremas); a proteção térmica das superfícies exteriores, isto é, a adoção de mantas térmicas e a protelação da remoção de cofragens; e a refrigeração artificial do betão (pós-refrigeração) [4, 5, 13]. Esta última medida consiste na circulação de água fria em serpentinas colocadas, em geral, sobre a superfície de cada camada (ver Figura 1b) [5, 13, 15]. Este sistema assume ainda um papel relevante na garantia da natureza monolítica da abóbada, visto que a continuidade horizontal necessária à obtenção do efeito de arco exige o enchimento das juntas de contração com calda de cimento e, por sua vez, a abertura mínima das juntas necessária à operação de injeção depende da contração volumétrica do betão promovida pela pós-refrigeração [5, 14, 15].

Do ponto de vista numérico, a simulação da pós-refrigeração constitui um dos principais desafios no que respeita ao estudo térmico das barragens abóbada durante a construção. Geralmente, o efeito das serpentinas é simulado através de modelos numéricos suportados

pelo MEF, de acordo com os seguintes métodos: (i) discreto; e (ii) equivalente. Salienta-se que, nos últimos anos, vários autores têm usado tanto o método discreto [17-20] como o equivalente [10, 12, 13, 21]. O primeiro método é amplamente usado no estudo térmico das estruturas de betão, garantindo resultados de elevada precisão; porém, a sua aplicação torna-se difícil no caso de grandes barragens, visto que os tubos são reproduzidos através de EF 1D e, portanto, exigem um elevado refinamento da malha. O segundo método [4, 16] implica um menor refinamento da malha e, portanto, uma menor capacidade de processamento computacional; por este motivo é amplamente usado na engenharia de barragens; neste caso, o efeito dos tubos é traduzido por uma fonte de remoção de calor, distribuída uniformemente na massa de betão; como desvantagem, não reproduz os gradientes térmicos em torno dos tubos de refrigeração e, além disso, implica a reprogramação dos códigos MEF existentes.



a)



b)

Figura 1 Construção de uma barragem abóbada: a) vista geral; b) serpentinhas de refrigeração

Por conseguinte, o presente artigo pretende fornecer um novo método para a simulação das serpentinhas, com base em superfícies equivalentes de refrigeração, nas quais são usados EF de fronteira descritos pela lei de Newton do arrefecimento. Com isto, evita-se

um esforço computacional excessivo, bem como uma alteração dos códigos de cálculo existentes. A sua adequabilidade é testada através da análise térmica de um bloco central de uma barragem abóbada construída em Portugal, para a qual existem dados relativos à monitorização *in situ* das temperaturas e à caracterização laboratorial do betão. As simulações numéricas foram realizadas através do programa DIANA FEA [17]; o problema térmico foi reproduzido por meio de um modelo transiente, que engloba a geração do calor de hidratação, tal como os fluxos para o meio ambiente e para as serpentinhas. Por fim, salienta-se que a estratégia de modelação adotada é similar à reportada pelos autores em [3, 18, 19].

2 Modelo térmico

2.1 Lei de Fourier, geração de calor e condições fronteira

O campo de temperaturas é calculado a partir da equação de balanço energético [20]

$$k \nabla \cdot (\nabla T) + \dot{Q} = \rho c \dot{T} \quad (1)$$

onde k é a condutibilidade térmica, T é a temperatura, \dot{Q} diz respeito à geração interna de calor e ρc é o calor específico volumétrico. A taxa de geração interna de calor que traduz a natureza termoativada das reações de hidratação do cimento é reproduzida por meio da Lei de Arrhenius [21]

$$\dot{Q} = a f(\alpha) e^{-E_a/(RT)} \quad (2)$$

onde a é uma constante (Js^{-1}), $f(\alpha)$ é uma função que descreve a evolução da geração de calor normalizado, α corresponde ao rácio entre o calor total $Q(t)$ gerado até ao instante t e o calor total que pode ser libertado até à conclusão das reações de hidratação Q_∞ , E_a é a energia de ativação aparente (Jmol^{-1}), R é a constante universal dos gases perfeitos ($8,314 \text{ Jmol}^{-1} \text{ K}^{-1}$). As fronteiras térmicas são descritas pela Lei de Newton de arrefecimento [22]

$$q = h_c (T_b - T_a) \quad (3)$$

na qual q é fluxo de calor por unidade de área (W/m^2), h_c é o coeficiente de convecção ($\text{Wm}^{-2} \text{ K}^{-1}$), T_b é a temperatura da superfície do betão, T_a é a temperatura do ar ambiente. Geralmente, o efeito da radiação é reproduzido conjuntamente com a convecção, por meio de um coeficiente h_{cr} , que substitui h_c na Equação (3) [18]. Caso as superfícies do betão não contactem diretamente com o ar, devido à utilização de cofragens ou de mantas de cura, a consideração das várias camadas de materiais (entre o betão e ar) pode ser traduzida através de um coeficiente de convecção-radiação equivalente h_{eq} [18]

$$h_{eq} = \left(\frac{1}{h_{cr} A} + \sum_{i=1}^n \frac{l_i}{k_i A} \right)^{-1} \quad (4)$$

onde A é a unidade de área na qual ocorre a transferência de calor, l_i é a espessura de cada camada, k_i é a condutibilidade térmica de cada material. A implementação computacional da Equação (1) através do MEF permite determinar o campo transiente de temperaturas.

A sua resolução numérica conduz a um problema não-linear e, portanto, o sistema global de equações é resolvido através de um processo incremental-iterativo baseado no método Newton-Raphson. O modelo térmico acima descrito está implementado no programa DIANA FEA [17], que foi usado como ferramenta no presente trabalho.

2.2 Tubos de refrigeração

2.2.1 Método discreto

A variação da temperatura da água $T_{m,w}$ ao longo do tubo (na direção z) é calculada através de [22]

$$\dot{m}_w c_w \frac{dT_{m,w}}{dz} = h_w P (T_{s,w} - T_{m,w}) \quad (5)$$

onde \dot{m}_w é o caudal mássico da água, c_w é o calor específico da água, $T_{m,w}$ é a temperatura média da água, h_w é o coeficiente de transferência convectiva de calor entre a água e o betão, P é o perímetro da superfície do tubo e $T_{s,w}$ é a temperatura do betão – ver mais detalhes em [23]. Se $T_{s,w} > T_{m,w}$ o calor é transferido para a água e $T_{m,w}$ cresce com z ; se $T_{s,w} < T_{m,w}$ ocorre o contrário. Neste método, as serpentinas são compostas por vários EF conectados de forma sequencial. Em cada passo de tempo, a temperatura da água é calculada em cada nó, começando pelos nós que correspondem à entrada do fluido. Portanto, torna-se necessária a predefinição da temperatura da água à entrada da serpentina $T_{w,in}$. Refira-se ainda que a implementação da Equação (5) pelo MEF – que se encontra disponível no DIANA FEA [17] – conduz a uma não-linearidade adicional, devido à interação térmica entre os tubos e o betão.

2.2.2 Método equivalente

Segundo Zhu [4], a equação de balanço energético Equação (1) pode ser reescrita de maneira a considerar o efeito equivalente das serpentinas de refrigeração, resultando

$$k \nabla \cdot (\nabla T) + \rho c \left[(T_{c,in} - T_{w,in}) \frac{\partial \phi}{\partial t} + \theta_0 \frac{\partial \psi}{\partial t} \right] = \rho c \dot{T} \quad (6)$$

onde $T_{c,in}$ é a temperatura inicial do betão, $T_{w,in}$ é a temperatura da água à entrada das serpentinas, θ_0 é a elevação da temperatura num calorímetro adiabático, $\phi(t)$ e $\psi(t)$ são funções que descrevem o efeito das serpentinas de refrigeração – consultar detalhes em [4].

2.2.3 Método da superfície equivalente

Tal como referido anteriormente, o método equivalente implica a resolução da Equação (6) e, desta forma, exige uma alteração dos códigos existentes; além disso, o efeito dos tubos é tido em conta através da modificação da fonte interna de calor. Consequentemente, a geração do calor de hidratação não pode ser expressa através de uma lei de Arrhenius. Ademais, a influência dos tubos está restrita à temperatura média da camada de betão; logo, os gradientes verticais (entre o plano da serpentina e o núcleo da camada) não podem ser adequadamente previstos. Por estas razões, apresenta-se uma nova metodologia, na qual a serpentina de refrigeração é

reproduzida através de uma fronteira térmica descrita pela Lei de Newton de arrefecimento, na qual o fluxo de calor $q_{w,eq}$ (Wm^{-2}) é traduzido por

$$q_{w,eq} = h_{w,eq} (T_d - T_w) \quad (7)$$

onde T_d é a temperatura do betão, T_w é a temperatura da água (igual a $T_{w,in}$), e $h_{w,eq}$ é o coeficiente de convecção da superfície equivalente (numa área $A_{w,eq}$). Contudo, este último coeficiente não pode ser avaliado experimentalmente – o método das superfícies equivalentes é um artifício numérico. Logo, propõe-se uma fórmula para a estimação de $h_{w,eq}$ com auxílio dos estudos [4, 16, 24], na qual

$$h_{w,eq} = \frac{\dot{m}_w c_w \times [1 - (1-g) \times e^{-\xi}] \times (1 - e^{-2,70\xi})}{A_{w,eq}} \quad (8)$$

tendo em conta que

$$\xi = \frac{k_b L}{c_w \rho_w q_w} \quad (9)$$

$$g = \frac{\ln(100)}{\ln(b/r_e) + (k_c/k_p) \times \ln(r_e/r_i)} \quad (10)$$

$$b = \sqrt{1,07 S_h S_v / \pi} \quad (\text{arranjo retangular dos tubos}) \quad (11)$$

onde \dot{m}_w ($kg s^{-1}$) é o caudal mássico da água, c_w ($J kg^{-1} K^{-1}$) é o calor específico da água, ρ_w é a massa volúmica da água (kg/m^3), k_c ($Wm^{-1} K^{-1}$) é a condutibilidade térmica do betão, L (m) é o comprimento da serpentina, q_w (m^3/s) é o caudal da água, b (m) é o raio do cilindro equivalente de betão refrigerado por cada serpentina, r_e (m) é o raio exterior dos tubos, r_i (m) é o raio interior dos tubos, k_p é a condutibilidade térmica dos tubos, S_h (m) é o espaçamento horizontal, e S_v (m) é o espaçamento vertical.

Em seguida, pretende-se validar o método da superfície equivalente (SE), comparando suas previsões com os resultados obtidos pelo método discreto (MD). Para esse fim, considerou-se um bloco de betão composto por duas camadas de 2 m de espessura, refrigeradas por uma serpentina de polietileno. Trata-se de um bloco com $19,0 \times 19,0$ m² de dimensões em planta e uma altura de 2,0 m, cujas superfícies exteriores definem fronteiras adiabáticas (ver Figura 2). Para a condutibilidade térmica e o calor específico do betão assumiu-se $k_c = 2,6$ $Wm^{-1} K^{-1}$ e $\rho_c c_c = 2087$ $kJm^{-3} K^{-1}$. A serpentina considerou as características seguintes: $S_h = S_v = 2$ m, $L = 200$ m, $k_p = 0,46$ $Wm^{-1} K^{-1}$, $r_e = 0,0125$ m, $r_i = 0,0102$ m, $\rho_w = 998,4$ kgm^{-3} , $v_w = 0,6$ ms^{-1} , $c_w = 4188,5$ $Jkg^{-1} K^{-1}$, $\dot{m}_w = 0,1958$ $kg s^{-1}$ e $T_{w,in} = 20$ °C. Em vista do objetivo exposto, o efeito da serpentina foi analisado através de dois modelos numéricos distintos: o modelo MD (método discreto) descreve a serpentina através de EF lineares de 2 nós, nos quais $\dot{m}_w = 0,1958$ $kg s^{-1}$ e $h_w = 179,2$ $Wm^{-2} K^{-1}$ – este último coeficiente foi avaliado por meio de fórmulas disponíveis em [28]; o modelo SE (superfície equivalente) reproduz o efeito serpentina através de EF quadriláteros de 4 nós, que assumiram um coeficiente de convecção $h_{w,eq} = 1,67$ $Wm^{-2} K^{-1}$ em conformidade com a Equação (8). Ademais, importa referir que os modelos MD e SE foram avaliados nos seguintes cenários: (i) refrigeração final, na qual $T_{c,in} = 40$ °C; (ii) refrigeração inicial, na qual $T_{c,in} = 20$ °C e $\theta(t)$ igual a $[t(\text{dias}), \theta(t)] = [0,00; 20,00], [0,01; 20,20], [0,10; 22,00], [0,20; 23,70], [0,30;$

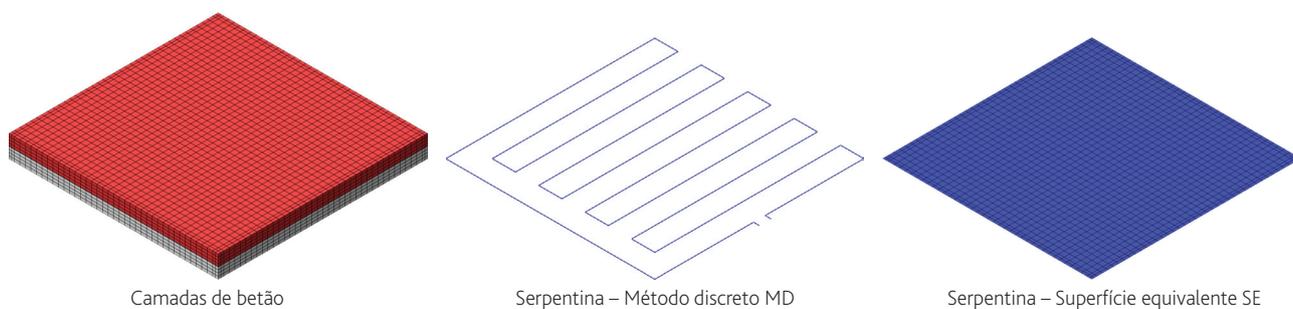


Figura 2 Malha de EF dos modelos de validação

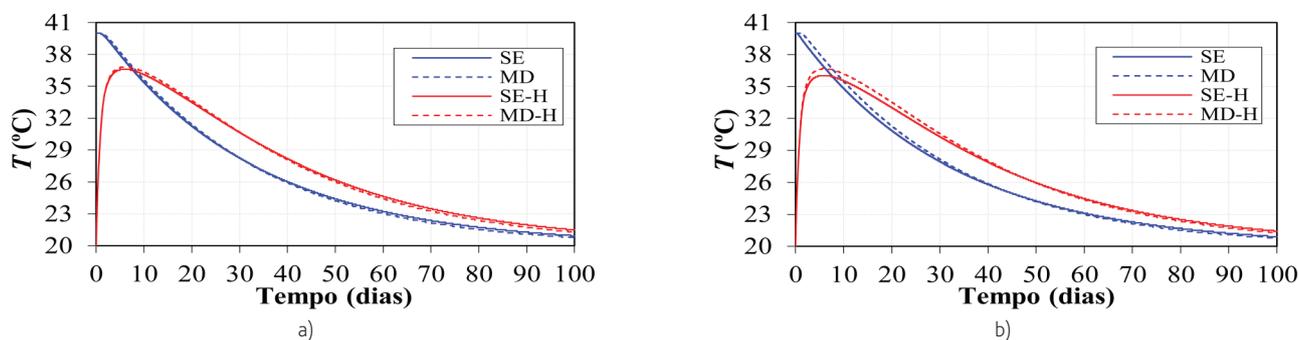


Figura 3 Evolução da temperatura do betão: a) ponto P1; b) ponto P2

25,20], [0,50; 27,60], [1,00; 31,70], [1,15; 33,90], [2,00; 35,20], [3,00; 36,70], [4,00; 37,60], [5,00; 38,30], [6,00; 38,80], [7,00; 39,40], [10,00; 40,60], [15,00; 42,00], [20,00; 42,9], [25,00; 43,4], [30,00; 43,70], [40,00; 43,90], [50,00; 44,00] e [60,00; 44,10]. Para estes cenários, apresentam-se na Figura 3 as evoluções da temperatura no núcleo da camada (ponto P1, a 1 m serpentina) e num ponto a meia distância entre o núcleo e o plano da serpentina (ponto P2, a 0,5 m da serpentina); as linhas azul e vermelha correspondem aos cenários (i) e (ii), respetivamente; o cenário (ii) é ainda denotado pela letra "H", em correspondência com "hidratação do cimento". Os resultados obtidos evidenciam uma boa concordância entre as curvas MD e SE, com desvios máximos de 0,3 °C e de 0,8 °C nos pontos P1 e P2, respetivamente. Portanto, o método da superfície equivalente encontra-se validado.

3 Aplicação: barragem abóbada durante a construção

3.1 Descrição geral

As estratégias numéricas descritas no capítulo anterior serão utilizadas para prever o comportamento térmico de um bloco central de uma barragem abóbada, construída no norte de Portugal.

Este bloco possui 111 m de altura (entre as cotas 113 e 224) e uma espessura que varia entre 30,5 m e 8,15 m; além disso, possui 17 m de largura. A operação de betonagem foi dividida em 60 camadas, durante cerca de ~672 dias (ver Quadro 1). Isto significa que a consola foi maioritariamente construída com camadas de 2 m de espessura – exceto junto à fundação e ao coroamento. As cofragens foram mantidas durante os primeiros 3-4 dias de idade do betão; no entanto, durante o inverno, as operações de remoção foram adiadas até aos 7 dias. A pós-refrigeração foi usada na redução do pico de temperatura durante as primeiras idades do betão (refrigeração inicial), bem como na redução uniforme da temperatura da barragem necessária à injeção das juntas de contração (refrigeração intermédia e/ou final). Para isso, usaram-se serpentinhas de polietileno com 1 polegada. Estes tubos adotaram um espaçamento horizontal de ~1,9 m (10 ramos) e um espaçamento vertical máximo de 2,0 m. A fase inicial de refrigeração decorreu entre os 4-20 dias de idade do betão, através da circulação de água natural do rio. Entre as cotas 113 e 146 foi igualmente realizada uma refrigeração intermédia com água do rio, que teve início aos ~272 dias e durou cerca de 30 dias. A refrigeração final foi realizada aos ~568 dias com água refrigerada a ~5 °C ou com água natural do rio, dependendo se a temperatura do betão estava ou não próxima da desejável. Por fim, deve-se notar que o estudo está restrito a ~766 dias, isto é, o período necessário para ter em conta a presença dos blocos adjacentes e a pós-refrigeração.

Quadro 1 Faseamento construtivo (células a negrito foram estimadas)

Camada	Cota	Betonagem (d)	Descofragem (d)	$T_{c,in}$ (°C)	Camada	Cota	Betonagem (d)	Descofragem (d)	$T_{c,in}$ (°C)
1	113-114,15	0,0	3,5	21,5	31	170-172	247,3	254,3	10,0
2	114,15-115	8,5	12,0	21,8	32	172-174	258,8	265,8	10,0
3	115-116	20,0	23,5	25,0	33	174-176	267,6	274,6	13,6
4	116-118	33,8	37,3	25,0	34	176-178	279,3	286,3	17,3
5	118-120	41,3	44,8	25,0	35	178-180	292,4	299,4	16,6
6	120-122	49,1	52,6	25,0	36	180-182	301,4	304,9	21,2
7	122-124	56,0	59,5	25,0	37	182-184	307,1	310,6	18,8
8	124-126	63,3	66,8	25,0	38	184-186	315,9	319,4	16,8
9	126-128	71,5	75,0	25,0	39	186-188	325,5	329,0	16,2
10	128-130	83,1	86,6	25,0	40	188-190	338,3	341,8	18,5
11	130-132	92,4	95,9	22,9	41	190-192	346,7	350,2	24,0
12	132-134	99,4	102,9	25,0	42	192-194	353,7	357,2	16,1
13	134-136	106,4	109,9	25,0	43	194-196	363,4	366,9	25,0
14	136-138	112,7	116,2	23,9	44	196-198	372,0	375,5	24,3
15	138-140	120,0	123,5	25,0	45	198-200	386,7	390,2	19,0
16	140-142	126,6	130,1	25,0	46	200-202	401,5	405,0	24,1
17	142-144	134,2	137,7	25,0	47	202-204	415,5	419,0	25,0
18	144-146	142,3	145,8	19,5	48	204-206	429,5	433,0	24,9
19	146-148	149,4	152,9	19,1	49	206-207,5	443,8	447,3	25,0
20	148-150	160,3	163,8	15,6	50	207,5-209	457,7	461,2	21,7
21	150-152	168,6	172,1	15,0	51	209-210,5	472,4	475,9	25,0
22	152-154	176,1	183,1	16,8	52	210,5-212	485,9	489,4	22,7
23	154-156	183,4	190,4	15,4	53	212-213,5	500,1	503,6	22,4
24	156-158	189,5	196,5	14,5	54	213,5-215	514,6	518,1	14,3
25	158-160	195,4	202,4	17,2	55	215-216,5	538,2	541,7	16,0
26	160-162	203,3	210,3	13,2	56	216,5-218,5	554,2	561,2	13,8
27	162-164	216,7	223,7	12,3	57	218,5-219,5	569,4	576,4	18,3
28	164-166	224,1	231,1	10,0	58	219,5-220,5	583,6	590,6	10,0
29	166-168	231,2	238,2	12,3	59	220,5-222,5	654,2	661,2	15,4
30	168-170	239,3	246,3	13,5	60	222,5-224	672,2	675,7	16,5

Quadro 2 Refrigeração artificial (valores a negrito foram estimados)

Serp.	Cota	L (m)	S _h (m)	Refrigeração inicial/ intermédia					Refrigeração final				
				Início-Fim (dias)	T _{w,in} (°C)	v _w (m/s)	h _w (Wm ⁻¹ K ⁻¹)	h _{w,eq} (Wm ⁻² K ⁻¹)	Início-Fim (dias)	T _{w,in} (°C)	v _w (m/s)	h _w (Wm ⁻¹ K ⁻¹)	h _{w,eq} (Wm ⁻² K ⁻¹)
1	114,15	315,1	1,88	12,5-28,5	21,3	0,6	179,2	1,36	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,36
2	116	316,1	1,88	37,8-53,8	24,1	0,6	179,2	1,35	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,35
3	118	317,2	1,88	45,3-61,3	24,7	0,6	179,2	1,34	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,34
4	120	318,3	1,88	53,1-69,1	25,3	0,6	179,2	1,33	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,33
5	122	319,4	1,88	60,0-76,0	25,8	0,6	179,2	1,32	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,32
6	124	320,3	1,89	67,3-83,3	26,1	0,6	179,2	1,31	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,31
7	126	320,7	1,89	75,5-91,5	26,4	0,6	179,2	1,31	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,31
8	128	320,8	1,89	87,1-103,1	26,4	0,6	179,2	1,30	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,30
9	130	320,7	1,89	96,4-112,4	26,2	0,6	179,2	1,30	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,30
10	132	320,1	1,90	103,4-119,4	26,0	0,6	179,2	1,30	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,30
11	134	318,7	1,90	110,4-126,4	25,6	0,6	179,2	1,30	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,30
12	136	317,0	1,90	116,7-132,7	25,2	0,6	179,2	1,30	567,7-657,9	5,3	0,6	179,2	1,30
13	138	314,7	1,90	124,0-140,0	24,6	0,6	179,2	1,31	567,7-652,9	5,3	0,5	175,5	1,15
14	140	312,1	1,90	130,6-146,6	24,0	0,6	179,2	1,31	567,7-652,9	5,3	0,5	175,5	1,14
15	142	309,0	1,90	138,2-154,2	23,2	0,6	179,2	1,32	567,7-652,9	5,3	0,5	175,5	1,15
16	144	305,8	1,91	146,3-162,3	21,2	0,6	179,2	1,33	567,7-652,9	5,3	0,5	175,5	1,16
17	146	302,4	1,91	153,4-169,4	18,4	0,6	179,2	1,34	567,7-652,9	5,3	0,5	175,5	1,16
18	148	298,4	1,91	164,3-180,3	16,8	0,6	179,2	1,35	567,7-652,9	5,3	0,5	175,5	1,18
19	150	294,0	1,91	172,6-188,6	12,2	0,6	179,2	1,36	567,7-652,9	5,3	0,5	175,5	1,19
20	152	289,4	1,91	180,1-196,1	12,3	0,6	179,2	1,38	567,7-652,9	5,3	0,5	175,5	1,20
21	154	284,6	1,91	187,4-203,4	11,3	0,6	179,2	1,39	567,7-652,9	5,3	0,5	175,5	1,22
22	156	279,8	1,91	193,5-209,5	11,5	0,6	179,2	1,41	567,7-630,8 \ 645,8-652,8	7,8 \ 3,4	0,5 \ 0,6	175,5 \ 179,2	1,23 \ 1,41
23	158	274,5	1,91	199,4-215,4	11,2	0,6	179,2	1,43	567,7-630,8 \ 645,8-652,8	7,8 \ 3,4	0,5 \ 0,6	175,5 \ 179,2	1,25 \ 1,43
24	160	269,1	1,91	207,3-223,3	10,8	0,6	179,2	1,45	567,7-630,8 \ 645,8-652,8	7,8 \ 3,4	0,5 \ 0,6	175,5 \ 179,2	1,27 \ 1,45
25	162	263,9	1,91	220,7-236,7	11,0	0,6	179,2	1,47	567,7-630,8 \ 645,8-652,8	7,8 \ 3,4	0,5 \ 0,6	175,5 \ 179,2	1,29 \ 1,47
26	164	258,3	1,91	228,1-244,1	11,4	0,6	179,2	1,49	567,7-630,8 \ 645,8-652,8	7,8 \ 3,4	0,5 \ 0,6	175,5 \ 179,2	1,31 \ 1,49
27	166	253,1	1,91	235,2-251,2	12,1	0,6	179,2	1,51	567,7-630,8 \ 645,8-652,8	7,8 \ 3,4	0,5 \ 0,6	175,5 \ 179,2	1,33 \ 1,51
28	168	247,6	1,91	243,3-259,3	13,0	0,6	179,2	1,53	567,7-630,8 \ 645,8-652,8	7,8 \ 3,4	0,5 \ 0,6	175,5 \ 179,2	1,35 \ 1,53
29	170	241,7	1,91	251,3-267,3	15,2	0,6	179,2	1,56	567,7-630,8 \ 645,8-652,8	7,8 \ 3,4	0,5 \ 0,6	175,5 \ 179,2	1,38 \ 1,56

Quadro 2 Refrigeração artificial (valores a negrito foram estimados) (continuação)

Serp,	Cota	L (m)	S _h (m)	Refrigeração inicial/ intermédia					Refrigeração final				
				Início-Fim (dias)	T _{w,in} (°C)	v _w (m/s)	h _w (Wm ⁻¹ K ⁻¹)	h _{w,eq} (Wm ⁻² K ⁻¹)	Início-Fim (dias)	T _{w,in} (°C)	v _w (m/s)	h _w (Wm ⁻¹ K ⁻¹)	h _{w,eq} (Wm ⁻² K ⁻¹)
30	172	235,8	1,91	262,8-278,8	16,5	0,6	179,2	1,58	567,7-630,8 \ 645,8-652,8	7,8 \ 3,4	0,5 \ 0,6	175,5 \ 179,2	1,40 \ 1,58
31	174	229,9	1,91	271,6-287,6	15,1	0,6	179,2	1,61	567,7-630,8 \ 645,8-652,8	7,8 \ 3,4	0,5 \ 0,6	175,5 \ 179,2	1,43 \ 1,61
32	176	224,1	1,91	283,3-299,3	14,6	0,5	175,5	1,46	567,7-652,7	6,7	0,6	179,2	1,63
33	178	218,4	1,91	296,4-312,4	16,4	0,6	179,2	1,67	567,7-652,7	6,7	0,6	179,2	1,67
34	180	212,7	1,91	305,4-321,4	16,0	0,6	179,2	1,69	567,7-652,7	6,7	0,6	179,2	1,69
35	182	207,0	1,90	311,1-327,1	15,3	0,5	175,5	1,55	567,7-589,7	13,9	0,34	165,6	1,17
36	184	201,4	1,90	319,9-335,9	15,1	0,5	175,5	1,58	567,7-589,7	13,9	0,34	165,6	1,20
37	186	195,6	1,90	329,5-345,5	15,4	0,5	175,5	1,61	567,7-589,7	13,9	0,34	165,6	1,23
38	188	189,7	1,90	342,3-358,3	20,0	0,6	179,2	1,82	567,7-589,7	13,9	0,34	165,6	1,26
39	190	184,1	1,89	350,7-366,7	22,0	0,6	179,2	1,86	567,7-589,7	13,9	0,34	165,6	1,30
40	192	178,4	1,89	357,7-373,7	23,1	0,6	179,2	1,89	567,7-589,7	13,9	0,34	165,6	1,33
41	194	172,6	1,89	367,4-383,4	23,3	0,6	179,2	1,93	567,7-589,7	13,9	0,34	165,6	1,37
42	196	166,7	1,88	376,0-392,0	23,3	0,6	179,2	1,97					
43	198	160,9	1,88	390,7-406,7	24,8	0,6	179,2	2,01					
44	200	155,4	1,88	405,5-421,5	26,1	0,6	179,2	2,05					
45	202	149,4	1,87	419,5-435,5	26,3	0,6	179,2	2,10					
46	204	143,3	1,87	433,5-449,5	27,2	0,6	179,2	2,14					
47	206	137,3	1,86	447,8-463,8	26,5	0,6	179,2	2,19					
48	207,5	133,0	1,86	461,7-477,7	26,2	0,6	179,2	2,27					
49	209	128,9	1,86	476,4-492,4	26,0	0,6	179,2	2,30					
50	210,5	124,7	1,85	489,9-505,9	23,0	0,6	179,2	2,34					
51	212	120,4	1,85	504,1-520,1	21,1	0,6	179,2	2,38					
52	213,5	115,9	1,85	518,6-534,6	14,6	0,6	179,2	2,43					
53	215	111,9	1,84	542,2-558,2	12,5	0,6	179,2	2,47					
54	216,5	108,1	1,84	558,2-574,2	13,3	0,6	179,2	2,51					
55	218,5	102,8	1,84	573,4-589,4	12,6	0,6	179,2	2,52					
56	220,5	97,5	1,83	658,2-674,2	8,5	0,6	179,2	2,58					
57	222,5	92,8	1,83	676,2-692,2	8,5	0,6	179,2	2,64					

Quadro 2 Refrigeração artificial (valores a negrito foram estimados) (continuação)

Serp.	Cota	L (m)	S_h (m)	Refrigeração inicial/ intermédia					Refrigeração final				
				Início-Fim (dias)	$T_{w,in}$ (°C)	v_w (m/s)	h_w (Wm ⁻¹ K ⁻¹)	$h_{w,eq}$ (Wm ⁻² K ⁻¹)	Início-Fim (dias)	$T_{w,in}$ (°C)	v_w (m/s)	h_w (Wm ⁻¹ K ⁻¹)	$h_{w,eq}$ (Wm ⁻² K ⁻¹)
1	114,15	315,1	1,88	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,36					
2	116	316,1	1,88	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,35					
3	118	317,2	1,88	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,34					
4	120	318,3	1,88	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,33					
5	122	319,4	1,88	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,32					
6	124	320,3	1,89	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,31					
7	126	320,7	1,89	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,31					
8	128	320,8	1,89	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,30					
9	130	320,7	1,89	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,30					
10	132	320,1	1,90	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,30					
11	134	318,7	1,90	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,30					
12	136	317,0	1,90	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,30					
13	138	314,7	1,90	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,31					
14	140	312,1	1,90	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,31					
15	142	309,0	1,90	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,32					
16	144	305,8	1,91	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,33					
17	146	302,4	1,91	271,6-301,4	14,8	0,6	179,2	1,34					

3.2 Estratégia de modelação

As evoluções das temperaturas foram simuladas através de análises térmicas faseadas e com recurso a uma discretização 3D. Ademais, realça-se que o efeito das serpentinas de refrigeração foi estudado de acordo com dois métodos distintos: o primeiro representa as serpentinas através de EF lineares de 2 nós (método discreto); a segundo adota EF de fronteira, compostos por quadriláteros de 4 nós, nos planos das serpentinas (superfícies equivalentes). Portanto, estas duas metodologias foram incorporadas em dois modelos independentes que, por uma razão de clareza, se denominam de modelo MD (método discreto) e de modelo SE (superfícies equivalentes). Em relação ao modelo MD, a análise térmica utilizou 49896 EF hexaédricos de 8 nós para o betão (60 camadas de betonagem), 4222 EF hexaédricos de 8 nós para a fundação, EF quadriláteros de 4 nós nas fronteiras térmicas, e EF de 2 nós para os tubos de refrigeração. Por sua vez, o modelo SE é composto por 5862 EF hexaédricos de 8 nós para o betão (60 camadas), 1188 EF hexaédricos de 8 nós para a fundação, EF quadriláteros de 4 nós nas fronteiras térmicas, e EF quadriláteros de 4 nós para representar as superfícies equivalentes de refrigeração. Nas Figuras 4 e 5 encontram-se as malhas de EF adotadas.

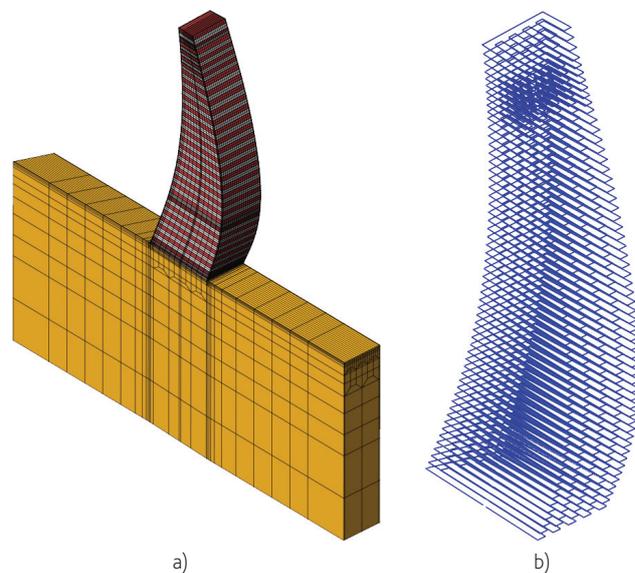


Figura 4 Malha do modelo MD (método discreto): a) vista geral; b) serpentinas (detalhe)

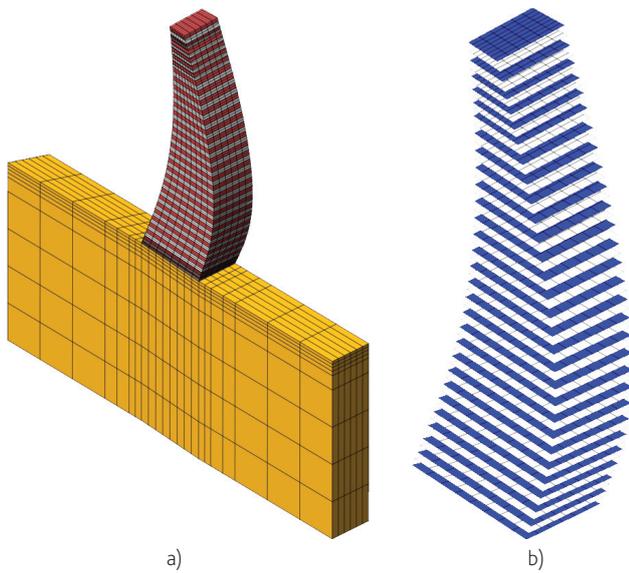


Figura 5 Malha do modelo SE (superfícies equivalentes): a) vista geral; b) serpentinhas (detalhe)

Acrescenta-se ainda uma observação importante relativamente ao refinamento da malha: o número de EF foi mantido o menor possível, tentando não comprometer os resultados e evitando um esforço computacional excessivo. Ademais, o objetivo do trabalho reside na determinação da evolução geral do comportamento térmico da barragem e, isto posto, não se pretende um estudo detalhado do

controlo da fendilhação térmica. As galerias não foram discretizadas, pois não se obtiveram informações sobre a temperatura do ar no interior e sobre as datas de remoção das suas cofragens; adotou-se ainda uma simplificação geométrica na parte superior do bloco, onde se desprezou o descarregador de cheias existente – no seu lugar assumiu-se a forma teórica delimitada pelos arcos da abóbada. As propriedades do bloco foram consideradas uniformes e iguais ao betão do núcleo.

Em ambos os modelos foram assumidas 4 fronteiras térmicas: (i) fronteira 1, superfícies de betão ou da fundação em contacto com o ar, assumindo um coeficiente de convecção-radiação h_{cr} (Figura 6a) estimado segundo [25], e tendo em conta a velocidade média diária do vento v_{vento} (Figura 6b) registada na estação meteorológica mais próxima – a cerca de 6 km da barragem, mas com ~360 m de diferença em altitude; (ii) fronteira 2, superfícies de betão em contacto com camadas dos blocos adjacentes e superfícies dos planos mais distantes da fundação, nas quais os fluxos de calor são nulos (condição adiabática); (iii) fronteira 3, superfícies de betão com cofragens de madeira (20 mm de espessura), onde o coeficiente h_{cof} (Figura 6c) foi avaliado a partir da Equação (4); (iv) fronteira 4, superfícies de betão protegidas por mantas de geotêxtil com 4 mm de espessura (condutibilidade de $0,10 \text{ Wm}^{-1} \text{ K}^{-1}$), cujo coeficiente h_{eq} foi calculado através da Equação (4). Nestas últimas, a especificações construtivas referiam que as superfícies deveriam ser protegidas para temperaturas mínimas do ar inferiores a $+1 \text{ }^\circ\text{C}$. A temperatura média diária do ar T_a (Figura 6d) foi estimada a partir da estação meteorológica mais próxima. A temperatura de colocação do betão $T_{c,in}$ (Quadro 1) foi prevista tendo em conta as premissas

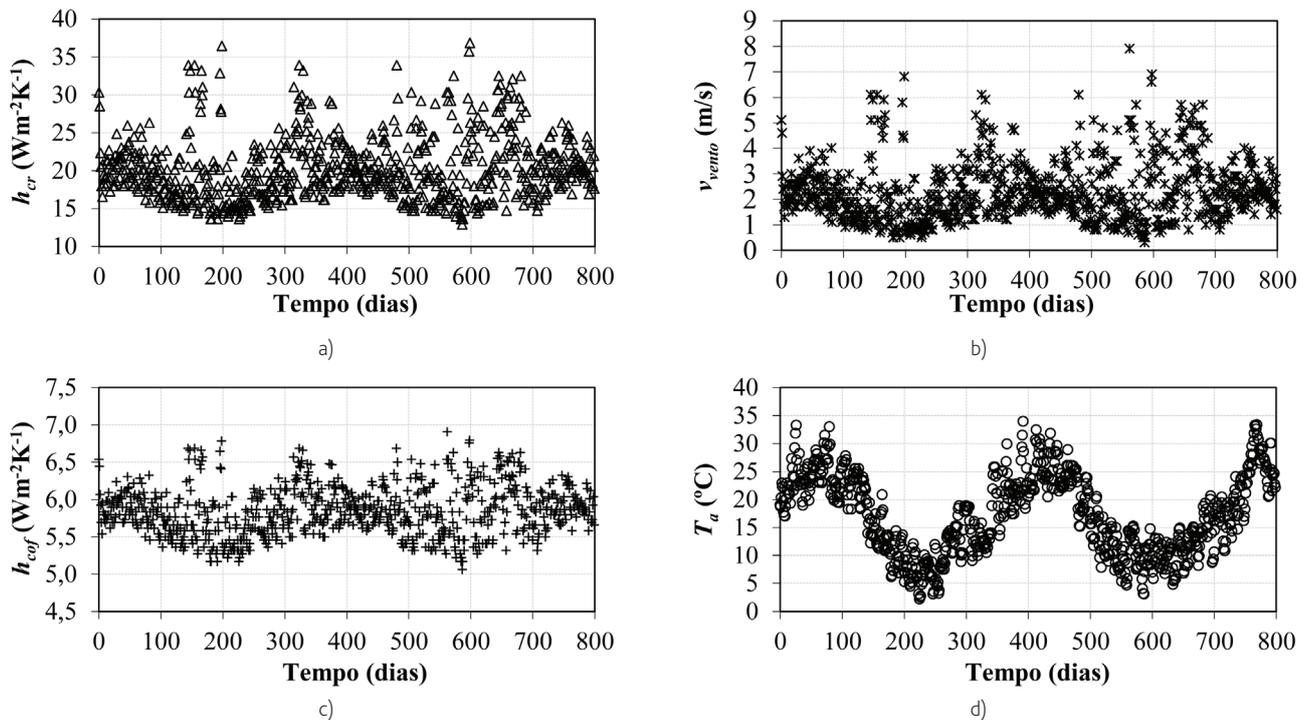


Figura 6 Fronteiras térmicas: a) h_{cr} ; b) v_{vento} ; c) h_{cof} ; d) T_a

seguintes: (i) a temperatura da mistura do betão calculada de acordo com [13]; (ii) as temperaturas máxima e mínima de colocação de 25 °C (adição de gelo, caso necessário) e de 10 °C, respetivamente; (iii) a fabricação/transporte do betão implicavam um agravamento de + 2 °C na temperatura calculada em (i). Para a fundação foi adotada uma temperatura inicial de 14,8 °C, em correspondência com a temperatura média anual do ar. As análises foram realizadas em 289 fases, cobrindo um período de ~766 dias, com 2565 passos de tempo (de 1 hora a 1 dia). Apesar de o artigo conter apenas dados relativos às análises térmicas (por razão de concisão), as malhas de EF foram igualmente usadas na previsão do comportamento mecânico do bloco da barragem. Os tempos de cálculo decorrentes das análises termomecânicas dos modelos MD e SE foram 11,1 horas e 125,7 horas, respetivamente.

3.3 Propriedades dos materiais

A composição do betão inclui 110 kg/m³ de cimento CEM I 42,5R, 110 kg/m³ de cinza volante (classe F), 124 kg/m³ de água (relação água/ligante = 0,56), 552 kg/m³ de areia (granito), 1400 kg/m³ de brita (granito, $D_{max} = 150$ mm) e 0,88 kg/m³ de adjuvante (Pozzolith 398 N). A geração de calor de hidratação foi caracterizada através de calorimétrica isotérmica, da qual se obtiveram os resultados seguintes: $E_a = 39,7501$ kJmol⁻¹, $a = 1,1363 \times 10^{10}$ W, $Q_\infty = 5,0244 \times 10^7$ Jm⁻³ e $f(\alpha)$ igual a $[\alpha, f(\alpha)] = [0,00; 0,000], [0,05; 0,633], [0,10; 0,898], [0,15; 0,986], [0,20; 0,991], [0,25; 0,896], [0,30; 0,768], [0,35; 0,616], [0,40; 0,435], [0,45; 0,271], [0,50; 0,154], [0,55; 0,099], [0,60; 0,072], [0,65; 0,053], [0,70; 0,041], [0,75; 0,032], [0,80; 0,026], [0,85; 0,180], [0,90; 0,008], [0,95; 0,004]$ e $[1,00; 0,000]$. A condutibilidade térmica e o calor específico do betão foram determinados analiticamente através de uma média ponderada das propriedades térmicas dos componentes da mistura, com base nos valores propostos por [26], resultando os valores: $k_c = 2,6$ Wm⁻¹ K⁻¹ e $\rho_c c_c = 2087$ kJm⁻³ K⁻¹. Para o maciço granítico de fundação assumiram-se como propriedades térmicas: $k_f = 3,0$ Wm⁻¹ K⁻¹ e $\rho_f c_f = 1882,5$ kJm⁻³ K⁻¹ [26]. No modelo MD, os coeficientes h_w foram calculados através das velocidades de circulação monitorizadas (ver Quadro 2) e de fórmulas analíticas disponíveis na referência [20] para escoamentos turbulentos em tubos lisos; a temperatura da água à entrada $T_{w,in}$ foi considerada constante e igual ao valor médio monitorizado no período de refrigeração. No modelo SE, os coeficientes $h_{w,eq}$ foram calculados através da Equação (8). Em ambos os modelos, os caudais mássicos da água foram considerados iguais a 0,1958 kg/s, 0,1632 kg/s, e 0,1110 kg/s, para velocidades de circulação de 0,6 m/s, 0,5 m/s e 0,34 m/s, respetivamente; para o calor específico da água foi adotado o valor $c_w = 4188,5$ Jkg⁻¹ K⁻¹.

3.4 Resultados e discussão

A comparação dos resultados dos modelos (MD e SE) com as evoluções de temperatura T registadas em 6 sensores (MON) colocados em obra pode ser observada na Figura 7. Estes sensores foram instalados, a diferentes cotas, no núcleo das camadas do bloco. Importa ainda referir que os sensores S1, S2 e S3 dizem respeito a camadas betonadas no outono; o sensor S4 foi instalado

no inverno; ao passo que os sensores S5 e S6 foram posicionados na primavera – ver a evolução da temperatura média do ar TMD . Em geral, verifica-se uma clara concordância entre as curvas numéricas e monitorizadas, quer em termos das tendências de evolução, quer das magnitudes dos valores máximos. Além disso, constata-se uma coerência bastante satisfatória entre as temperaturas numéricas previstas pelos modelos MD e SE, com diferenças máximas de 3,4 °C, 2,5 °C, 2,3 °C, 2,3 °C, 2,5 °C e 2,4 °C para os sensores S1, S2, S3, S4, S5 e S6, respetivamente. Contudo, no final da construção, a diferença entre as temperaturas numéricas (MD e SE) é sempre inferior a 0,9 °C.

Esta coerência pode também ser notada na Figura 8, que contém os mapas de temperatura, bem como os valores máximo e mínimo, previstos pelos modelos numéricos nos instantes que definem o início e o fim das refrigerações intermédia e final. Como pode ser visto, a diferença máxima entre as temperaturas extremas previstas pelos dois modelos é de 0,9 °C. Por conseguinte, considera-se válida a estratégia de modelação adotada e que as simulações numéricas são representativas da realidade observada entre as cotas 139 e 186. Nesta região verifica-se que a elevação da temperatura começa imediatamente após a colocação do betão, alcançando-se o valor máximo por volta de 1,5-2,5 dias. Nesta fase, os picos de temperatura foram devidamente previstos pelos modelos numéricos; isto torna-se particularmente evidente nos sensores S3, S4, S5 e S6; todavia, nos sensores S1 e S2 verifica-se uma ligeira discordância que, possivelmente, se deve a uma sobrestimação da temperatura inicial do betão. Realça-se que a temperatura de colocação foi estabelecida a partir das premissas da secção 3.1. e que, face à impossibilidade da obtenção dos registos em obra, constituem a forma de estimação possível. Em geral, nos meses mais quentes foram previstos picos entre 40 e 45 °C, enquanto nos meses mais frios entre 30 e 35 °C – nestes últimos verificam-se temperaturas de colocação mais baixas e, além disso, uma maior influência das fronteiras no arrefecimento do betão.

Pela análise da Figura 7 verifica-se que a refrigeração inicial (4-20 dias de idade do betão) foi satisfatoriamente reproduzida pelos modelos numéricos. Após a betonagem de cada camada observa-se uma inflexão (no sentido ascendente) da curva de temperatura da camada precedente; por vezes, esta elevação de T não foi simulada rigorosamente. Além disso, as curvas numéricas tendem a apresentar uma tênue subestimação face às monitorizadas nos períodos que antecedem as refrigerações intermédia e final e, durante estas refrigerações, as curvas numéricas nem sempre acompanham as curvas monitorizadas de uma forma precisa – este aspeto torna-se mais evidente no modelo MD. Estas discrepâncias poderão dever-se a vários fatores, dos quais se destacam: (i) a temperatura média diária do ar e a velocidade do vento estimadas através da estação mais próxima são ligeiramente diferentes da realidade; (ii) a temperatura inicial do betão não foi avaliada precisamente; (iii) nas serpentinas, o modelo numérico assume parâmetros com valor médio dos dados monitorizados em cada fase de refrigeração; (iv) na refrigeração intermédia, os parâmetros assumidos no modelo numérico foram estimados sem suporte de monitorização *in situ*; (v) a influência térmica das galerias internas foi desprezada; (vi) o efeito térmico da betonagem das camadas dos blocos adjacentes foi refletido por meio de uma condição adiabática – a colocação de

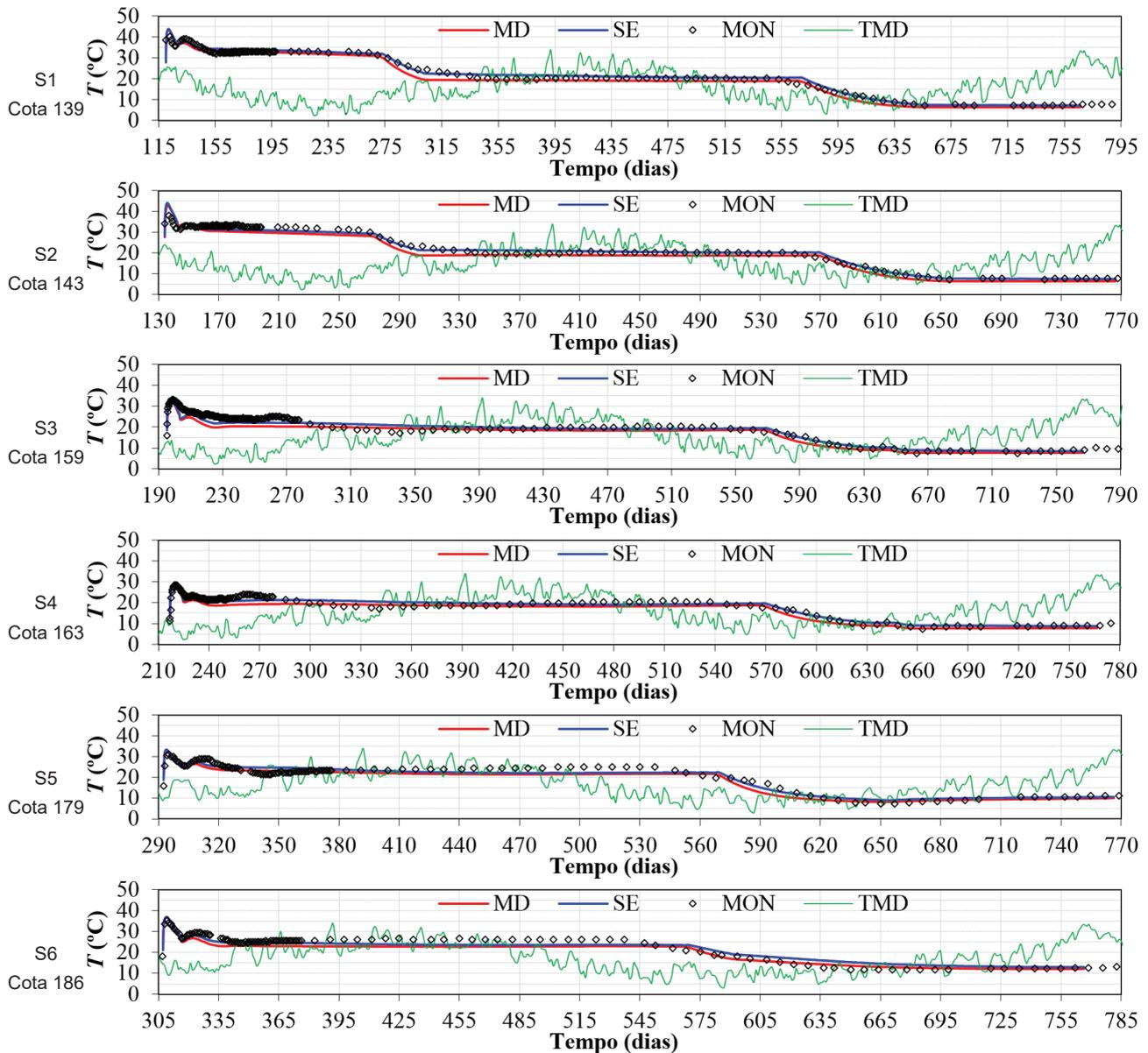


Figura 7 Temperatura do betão: numérico vs. monitorizado

uma camada adjacente implicava a alteração de uma fronteira do tipo 1 para uma fronteira do tipo 2. Apesar das ligeiras discordâncias, as previsões numéricas de T revelam-se bastante concordantes com as monitorizadas *in situ* após a conclusão da refrigeração final. Logo, considera-se que, o campo térmico previsto no final da construção (antes da injeção das juntas) constitui uma boa aproximação da realidade entre as cotas 139 e 186.

A este respeito deve-se frisar que a validação efetuada tem um carácter pontual e que está restringida ao núcleo do bloco, pois não existem dados monitorizados junto aos paramentos, e que, para além disso, as galerias não foram discretizadas. Outrossim, destaca-

-se a complexidade dos parâmetros envolvidos e das condições de construção; alguns parâmetros foram fornecidos pelo dono de obra, mas estimou-se uma parte substancial; esta última inclui as datas de remoção das cofragens, os dados relativos à operação do sistema de refrigeração em certas regiões do bloco, o comprimento das serpentinhas, a temperatura média do ar, a velocidade do vento, tal como as temperaturas do betão inicial. Por estes motivos, nas restantes regiões, os campos térmicos previstos devem ser vistos apenas como uma aproximação da realidade. Apesar de não constar no artigo, importa salientar que as tensões previstas pelos modelos MD e SE mostraram uma concordância satisfatória entre si.

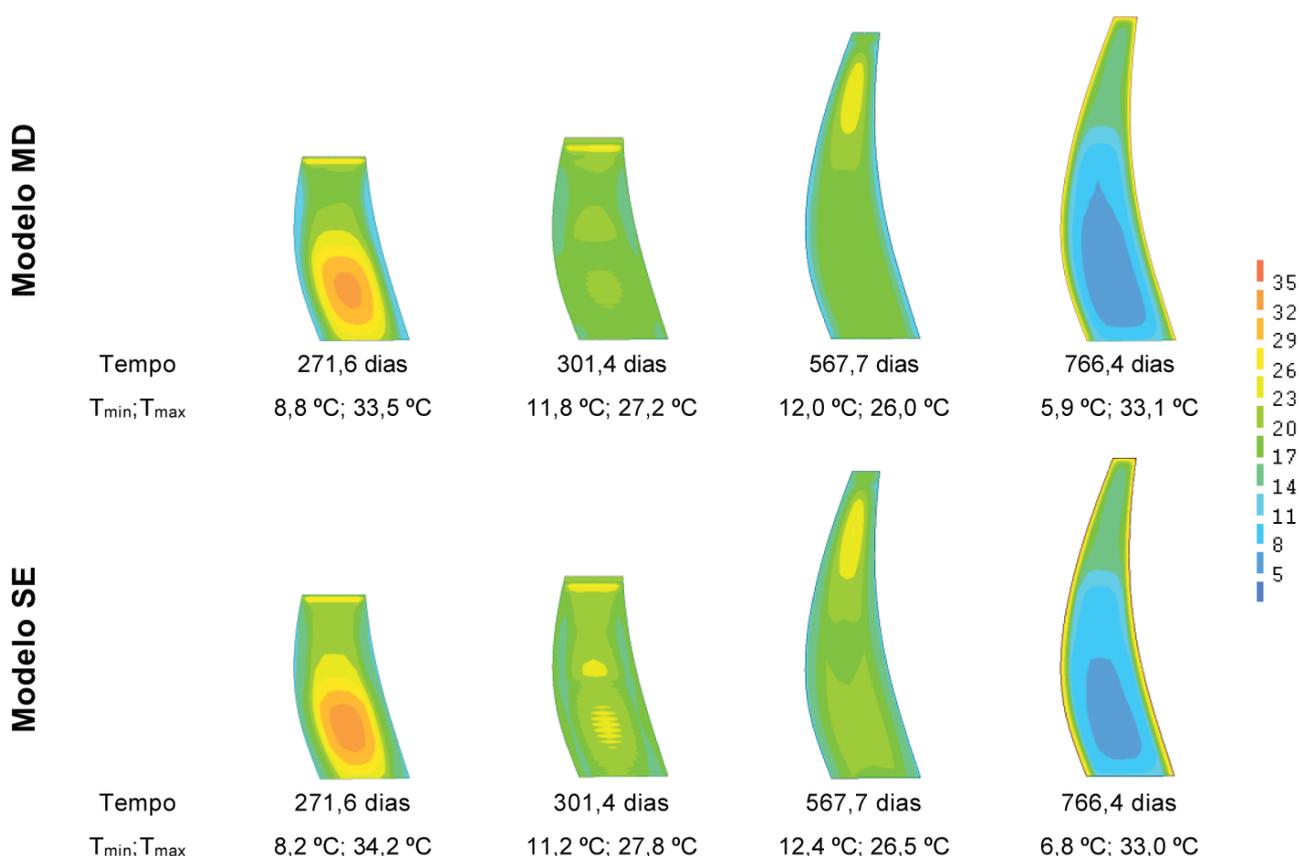


Figura 8 Evolução da temperatura no núcleo do bloco

4 Conclusões

Neste trabalho foi apresentada uma nova metodologia para a simulação das serpentinas de refrigeração, com recurso a EF de fronteira descritos pela lei de Newton do arrefecimento. A representação do efeito das serpentinas através de superfícies equivalentes (de refrigeração) constitui um artifício numérico e, portanto, o artigo propõe uma fórmula matemática – consultar a Equação (8) – para a estimação dos respetivos coeficientes de convecção. Além disso, foi realizada a análise térmica de um bloco de betão, composto por duas camadas e por uma serpentina de refrigeração, com vista a comparar as temperaturas previstas pelo método da superfície equivalente (SE) com as temperaturas obtidas pelo método discreto (MD); salienta-se que se registou uma boa concordância entre ambos os métodos: no núcleo das camadas, que dista 1 m da serpentina, o desvio máximo entre as curvas não excedeu 0,3 °C.

Os métodos referidos anteriormente foram igualmente usados na previsão do comportamento térmico de um bloco central de uma barragem abóbada durante a construção, para a qual estavam disponíveis dados monitorizados *in situ*. A estratégia de modelação foi descrita em detalhe, com especial ênfase nos aspetos relativos ao sistema de pós-refrigeração. Os resultados numéricos obtidos permitiram constatar o seguinte:

- as temperaturas monitorizadas *in situ* foram adequadamente previstas pelos modelos numéricos (MD e SE), tanto em termos das tendências de evolução como em termos da magnitude dos picos.
- as curvas de temperatura previstas pelos modelos numéricos (MD e SE) mostraram uma coerência bastante satisfatória, com diferenças máximas de ~2,5 °C; após a refrigeração final, a diferença máxima entre ambos os modelos foi de 0,9 °C.

Por fim, salienta-se que método das superfícies equivalentes (SE) pode ser usado como alternativa ao método discreto (MD), pois ambos os métodos apresentam resultados semelhantes; ademais, o método SE implica um esforço computacional bastante inferior e uma construção da malha menos trabalhosa e, portanto, a sua aplicação pode ser claramente vantajosa no estudo de grandes barragens.

Referências

- [1] JCI – *JCI Guidelines for Control of Cracking of Mass Concrete*. Japan Concrete Institute; 2016.
- [2] ICOLD – Bulletin n.º 107. "Concrete dams: control and treatment of cracks". International Commission on Large Dams; 1997.

- [3] Conceição, J.; Faria, R.; Azenha, M.; Mamede, F.; Souza, F. – "Early-age behaviour of the concrete surrounding a turbine spiral case: Monitoring and thermo-mechanical modelling". *Engineering Structures*. 2014; 81:327-40.
- [4] Zhu, B. – *Thermal Stresses and Temperature Control of Mass Concrete*. First ed: Elsevier Inc.; 2014.
- [5] USBR – *Design of Arch Dams*. Denver: Department of the Interior, Bureau of Reclamation; 1977.
- [6] ICOLD – Bulletin n.º 136. "The specification and quality control of concrete dams". International Commission on Large Dams; 2009.
- [7] ICOLD – Bulletin n.º 122. "Computational procedures for dam engineering: reliability and applicability". International Commission on Large Dams; 2001.
- [8] Zhang, C. – Chapter 1 – "Challenges of High Dam Construction to Computational Mechanics". In: Zhang, C.; Jin, F.; Wang, J.; Xu, Y. editors. *Seismic Safety Evaluation of Concrete Dams*: Butterworth-Heinemann; 2013. p. 3-43.
- [9] Fu, S.; He, T.; Wang, G.; Zhang, S.; Zou, L.; Chen, S. – *Evaluation of cracking potential for concrete arch dam based on simulation feedback analysis*. Science China Technological Sciences. 2011; 54:565-72.
- [10] Frigerio, A.; Meghella, M.; Masarati, P. – "Simulation of the thermo-mechanical effects occurring during the construction phases of a concrete arch dam". *10th ICOLD Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams*. Paris: ICOLD; 2009.
- [11] Feng, F. – *Simulation of Working Performance of Super-high Arch Dam during Construction Period Based on Entire Dam and Whole Process* (in Chinese). Doctoral Thesis: China Institute of Water Resources & Hydropower Research (IWHR); 2013.
- [12] Zhang, C.; Chang, X.; Liu, X.; Duan, Y. – "Transverse joint aperture simulation of high arch dam based on measured temperature in construction period". Wuhan University, *Journal of Natural Sciences*. 2015; 19:361-8.
- [13] ICOLD – Bulletin n.º 76. "Conventional methods in dam construction". International Commission on Large Dams; 1990.
- [14] USACE – EM 1110-2-2201, *Arch Dam Design*. Washington D.C.: Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers; 1994.
- [15] ICOLD – Bulletin n.º 155. "Guidelines for use of numerical models in dam engineering". International Commission on Large Dams; 2013.
- [16] Zhu, B. – "Effect of Cooling by Water Flowing in Nonmetal Pipes Embedded in Mass Concrete". *Journal of Construction Engineering and Management*. 1999; 125:61-8.
- [17] DIANA-FEA – Diana user's manual – release 10.2. Delft, 2018.
- [18] Faria, R.; Azenha, M.; Figueiras, J. – "Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab". *Cement and Concrete Composites*. 2006; 28:572-85.
- [19] Azenha, M.; Faria, R. – "Temperatures and stresses due to cement hydration on the R/C foundation of a wind tower – A case study". *Engineering Structures*. 2008; 30:2392-400.
- [20] Çengel, Y.; Turner, R. – *Fundamentals of thermal-fluid sciences*. 2nd ed. Boston: McGraw Hill; 2005.
- [21] Reinhardt, H.; Blaauwendraad, J.; Jongedijk, J. – "Temperature development in concrete structures taking account of state dependent properties". *Int Conf Concrete at Early Ages*. Paris 1982.
- [22] Incropera, F. – *Fundamentals of heat and mass transfer*. 6th ed. Danvers: John Wiley and Sons; 2007.
- [23] Yang, J.; Lee, Y.; Kim, J. – "Heat transfer coefficient in flow convection of pipe-cooling system in massive concrete". *Journal of Advanced Concrete Technology*. 2011; 9:103-14.
- [24] USBR – Boulder Canyon Project Final reports, Part VII – Cement and concrete investigations, Bulletin 3, Cooling of concrete dams. Denver: United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation; 1949.
- [25] Lee, Y.; Choi, M.; Yi, S.; Kim, J. – "Experimental study on the convective heat transfer coefficient of early-age concrete". *Cement and Concrete Composites*. 2009; 31:60-71.
- [26] Mandry, W. – *Über das Kühlen von Beton*: Springer-Verlag; 1961.

Análise de vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural com modelos combinados de campos de tensões (1D/2D)

Analysis of reinforced concrete coupling beams with stress field models combined with finite element (1D/2D)

Miguel Ferreira
João Almeida
Miguel Lourenço

Resumo

As paredes de betão armado são por vezes ligadas com vigas de acoplamento para assegurar a transferência das forças horizontais para as fundações. A eficiência deste conjunto é determinante para o desempenho global da estrutura quando esta é submetida a ações cíclicas.

Nos edifícios que foram construídos com base em regulamentos mais antigos, as vigas de acoplamento foram executadas com uma disposição de armaduras convencional, constituída por armaduras longitudinais e estribos, que apresentam pouca ductilidade. Para a avaliação sísmica destas construções é importante ter modelos adequados para estas zonas de forte descontinuidade.

O método proposto, que combina campos de tensões com elementos finitos 2D, permite obter os campos de deformações e deslocamentos associados aos campos de tensões, com base nas leis de comportamento não linear dos materiais.

Com base no modelo proposto, analisam-se os resultados experimentais em vigas de acoplamento com diversos rácios comprimento vs. altura, assim como com várias quantidades e disposições de armaduras convencionais.

Abstract

The shear walls with coupling beams usually equilibrates relevant horizontal forces in a building. The performance of this system is critical for the overall behaviour of the structure, essentially for cyclic loading.

The buildings that were built accordingly to ancient codes, the coupling beams were built with a conventional detailing, based on longitudinal reinforcement and stirrups. Their seismic evaluation shall be done with adequate models applied to these discontinuity regions.

The proposed method, which combines 2D finite elements with stress fields models, allows the output of strain and displacement fields based on the nonlinear behavior of the materials.

The experimental results on coupling beams on different values for ratio length/height, reinforcement ratio with conventional reinforcement layout is analyzed.

Palavras-chave: Vigas de acoplamento / Modelos de campos de tensões / Análise não linear / Método STM3f / Escorregamento de armaduras

Keywords: Couple beams / Stress fields models / Nonlinear analysis / STM3f method / Reinforcement slip

Miguel Ferreira

Lena – Engenharia e Construções, SA, Grupo NOV
Leiria, Portugal
miguelpedrosaferreira@gmail.com

João Almeida

Universidade de Lisboa, IST
Lisboa, Portugal
jalmeida@civil.ist.utl.pt

Miguel Lourenço

JSJ Consulting
Lisboa, Portugal
mlourenco@jsj.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. [et al.] – Análise de vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural com modelos combinados de campos de tensões (1D/2D). **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 59-66.

1 Introdução

As vigas de acoplamento fazem a ligação entre paredes resistentes contíguas num edifício de modo a que estas tenham uma resposta conjunta, por conseguinte, são elementos que estão sujeitos a esforços elevados e com uma geometria que prefigura uma descontinuidade geométrica na parede global. O desempenho sísmico destes elementos depende muito da sua capacidade de manter as suas características de resistência, ductilidade e rigidez. Para tal contribui em larga medida a forma de disposição das armaduras. Não obstante os regulamentos atuais impõem uma disposição de armaduras em diagonal cintada, no passado foram construídos edifícios com uma disposição convencional de armaduras, varões longitudinais e estribos. Assim, importa conhecer o seu desempenho para poder reforçá-los, em caso de necessidade, e entender os mecanismos que conduzem ao seu fraco desempenho para evitar erros semelhantes.

A análise numérica de elementos de betão armado, nomeadamente em regiões de forte descontinuidade, pode ser feita com vários métodos, sendo que o método de elementos finitos é uma ferramenta muito poderosa, mas a variação de esforços que ocorre nestas zonas conduz a soluções que não são simples de julgar. Por exemplo, como o equilíbrio do sistema apenas é garantido de forma global, não é simples verificar os resultados através do equilíbrio, *i.e.* os esforços resultantes numa secção, calculados por integração das tensões, não estão necessariamente em equilíbrio com as forças aplicadas. Por outro lado, os métodos baseados em campos de tensões permitem uma boa compreensão dos sistemas, mesmo os mais complexos, mas apresentam a desvantagem de não ser simples a consideração da deformação e por conseguinte do tratamento dos casos internamente hiperestáticos ou de múltiplos caminhos de força.

Nesta comunicação apresenta-se uma metodologia que, partindo dos modelos de campos de tensões, permite associar campos de deformação e campos de deslocamento para obter resultados mais fiáveis da análise destes modelos. A sua aplicação é feita a 2 casos de ensaios de vigas de acoplamento.

2 Análise de betão estrutural

2.1 Modelos de campos de tensão

As regiões de betão estrutural que têm zonas de descontinuidade fortes, quer geométricas quer de forças, podem ser verificadas pelo cálculo das tensões com base numa análise plástica limite cuja aplicação equilibra os esforços com as forças aplicadas, assegurando que as tensões são inferiores às capacidades resistentes dos vários elementos e garantindo-se que existe ductilidade suficiente. Para a verificação das tensões é necessária a definição completa das larguras das escoras, além da sua posição e orientação.

Segundo a metodologia apresentada por Muttoni [1], em que não existe cruzamento de campos de compressões (ver Figura 1 (b)), a verificação da segurança é muito simples, dado que o valor da compressão em cada ponto pode ser comparado com a resistência do betão. No entanto, podem existir casos onde é necessário considerar

a confluência de 4 ou mais campos e cuja inerente hiperestaticidade não seja simples de resolver, como é o caso de combinação de diferentes padrões de transmissão de forças no interior do modelo. A este facto pode-se ainda adicionar que, numa análise não linear, com a variação, ao longo do processo, da distribuição de rigidez o padrão de forças altera-se e, por conseguinte, é necessário recalculá-las as posições e as larguras dos campos através da resolução de um sistema não linear das equações de equilíbrio.

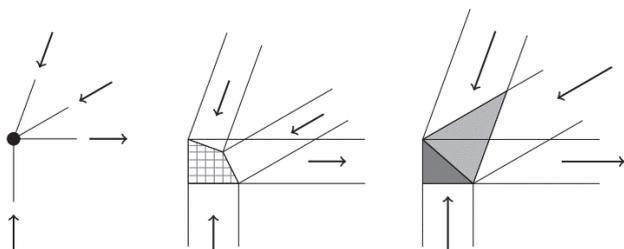


Figura 1 Exemplo de nó CCCT com 4 campos: (a) Equilíbrio global; (b) Definição sem sobreposição; (c) Definição com sobreposição

Outra metodologia para avaliação destes casos é permitir que haja sobreposição dos campos e criar as regiões de nós, ver Figura 1 (c). Nestes casos, o equilíbrio pode ser feito com base nas resultantes (Figura 1 (a)), e nas zonas onde existe o cruzamento fazer a composição das tensões pelo tensor das tensões, *i.e.* fazendo a decomposição das tensões principais nas direções ortogonais e nas tensões de corte, somar a contribuição dos diferentes campos e recalculá-las as tensões principais que se podem comparar com a resistência dos materiais. Este processo de cálculo é mais simples de sistematizar, no entanto, a sua aplicação para a análise não linear baseada em elementos finitos 1D pode conduzir a erros. Ao contrário da avaliação pelo princípio da energia complementar mínima que se baseia em campos de forças, a aplicação do princípio da energia de deformação mínima assume uma distribuição de deslocamentos e, por derivação, obtêm-se deformações e depois tensões. Por conseguinte, é necessário conhecer primeiro as deformações e só depois se obtêm as tensões, tornando-se assim conveniente adotar outro tipo de discretização mais refinada do que elementos barra, apenas com esforço axial, para a avaliação das estruturas.

2.2 Modelos de elementos finitos

Dado que o cálculo com o método dos elementos finitos, nomeadamente de elementos planos, é trivial em vários *softwares* o seu uso para avaliação destes casos é frequente e simples. O refinamento da malha permite ajustar-se bem às geometrias pretendidas e conduzir à estabilização dos resultados.

No entanto, a interpretação de resultados, por exemplo ao nível de tensões distribuídas no domínio de análise, não é simples. Por exemplo, se se integram as tensões ao longo de uma secção, em geral, os esforços resultantes não estão em equilíbrio com as cargas aplicadas porque as equações que definem este método numérico são estabelecidas com base num integral pesado da diferença entre as forças aplicadas e as tensões existentes que é nulo. Desta forma, o modelo está em equilíbrio globalmente mas este não é verificável

em toda e qualquer secção. Além disso a distribuição espacial é complexa e torna difícil a interpretação global dos caminhos de transmissão dos esforços, que é uma ferramenta necessária para que o engenheiro tenha confiança na análise efetuada.

O uso de elementos triangulares, de deformação constante CST, usados em conjunto com elementos lineares 1D para simulação das armaduras permite obter resultados muito satisfatórios [2].

2.3 Modelação STM3f

Face às vantagens e desvantagens dos métodos apresentados, mostra-se o uso combinado das 2 metodologias de modo a obter as principais vantagens de ambos métodos. Este método tem na sua base os modelos de campos de tensões definidos pelos seus eixos, sendo as equações de equilíbrio estabelecidas, de forma simples e direta, pela soma das componentes ortogonais em cada nó. Para ultrapassar a dificuldade de avaliação das deformações nas zonas nodais, usa-se uma malha de elementos finitos com a subdivisão do domínio em pequenos elementos. As forças resultantes de cada campo são aplicadas ao domínio contínuo para cálculo das deformações. Os deslocamentos são obtidos pelas relações de compatibilidade entre as deformações calculadas.

O método baseia-se no princípio Hu-Washizu em que os 3 campos, deslocamentos, deformações e tensões, usam variáveis independentes entre si e através da imposição de que as diferenças entre elas são nulas, calculadas por integrais.

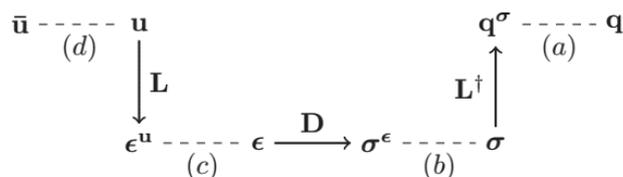


Figura 2 Diagrama de Tonti aplicado ao método apresentado

Com base no diagrama apresentado na Figura 2 podem definir-se os seguintes campos:

- Campo de deslocamentos, definido no modelo de campos de tensões, baseado em 2 deslocamentos ortogonais em cada nó, u_n .

$$u(x, y) = N_u(x, y)u_n \quad (1)$$

- Campo de deformações, definido num modelo de elementos finitos com elementos CST para o betão e elementos 1D, apenas com esforço axial, para as armaduras. As variáveis nodais são 2 deslocamentos ortogonais de cada nó do modelo de elementos finitos, e_n .

$$\epsilon(x, y) = N_e(x, y)e_n \quad (2)$$

- Campo de tensões, definido no modelo de campos de tensões, cujas variáveis são os esforços axiais de cada campo, s_n .

$$\sigma(x, y) = N_s(x, y)s_n \quad (3)$$

De acordo com o diagrama da Figura 2, as equações que estabelecem o sistema são as relações assinaladas por tracejados, a saber:

relações de equilíbrio equação (4); relações constitutivas equação (5); e relações de compatibilidade equação (6).

$$(a) \int \delta u^T (l^T \sigma - q) t dA = 0 \rightarrow \int B^T N_s t dA s_n + C r_n = f_{ext} \quad (4)$$

$$(b) \int \delta \varepsilon^T (D \varepsilon - \sigma) t dA = 0 \rightarrow \int N_e^T D N_e t dA e_n - \int N_s^T N_s t dA s_n = 0 \quad (5)$$

$$(c) \int \delta \sigma^T (L u - \varepsilon) t dA = 0 \rightarrow \int N_s^T N_s t dA u_n - \int N_s^T N_e t dA e_n = 0 \quad (6)$$

$$(d) \delta (l^T \sigma)^T (u - \bar{u}) = 0 \rightarrow C^T u_n = \bar{u} \quad (7)$$

A matriz global do sistema (8) agrega todas as equações indicadas e resolve o sistema como um todo. Para entender melhor este sistema, pode-se analisar o caso de modelos de campos de tensões isostáticos que pode ser decomposto em 3 subsistemas, que correspondem ao cálculo dos esforços e reações de apoio por equilíbrio, Equação (9). Com os esforços axiais dos campos de tensões pode-se calcular as deformações, Equação (10), e com estas estimam-se os deslocamentos globais, Equação (11).

$$\begin{bmatrix} \cdot & \cdot & K_{ux} & K_{ur} \\ \cdot & K_{ee} & -K_{ex} & \cdot \\ K_{ux}^T & -K_{ex} & \cdot & \cdot \\ K_{ur}^T & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_n \\ e_n \\ s_n \\ r_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{ext} \\ 0 \\ 0 \\ \Delta \end{bmatrix} \quad (8)$$

$$[K_{ux} \ K_{ur}] \cdot \begin{bmatrix} s_n \\ r_n \end{bmatrix} = f_{ext} \quad (9)$$

$$K_{ee} \cdot e_n = K_{ex} s_n \quad (10)$$

$$\begin{bmatrix} K_{ux}^T \\ K_{ur}^T \end{bmatrix} \cdot u_n = \begin{bmatrix} K_{ex}^T e_n \\ \Delta \end{bmatrix} \quad (11)$$

No caso mais geral, a matriz do sistema é calculada em conjunto, no entanto, matematicamente pode-se condensar o sistema e obter a rigidez do modelo de campos de tensões num sistema equivalente a uma treliça, Equação (12). Apesar do sinal negativo na Equação (13) verifica-se que o determinante da matriz que é invertida é negativa e por conseguinte a rigidez é positiva.

$$K_{uu} \cdot u_n = f_{ext} \quad (12)$$

$$K_{uu} = - \begin{bmatrix} \cdot & K_{ux} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} K_{ee} & -K_{ex} \\ -K_{ex}^T & \cdot \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} K_{ux}^T \\ \cdot \end{bmatrix} \quad (13)$$

Como é expectável, o modelo de campo de tensões ao simular uma região de betão armado apresenta uma rigidez para essa região, apesar de não serem associados, de forma direta, os materiais ao campo de tensões. As leis constitutivas são descritas no campo de deformações.

A aplicação desta metodologia pode ser feita com o campo de deformações definido apenas no domínio representado pelas larguras dos campos de tensões. No entanto, a sua aplicação é mais interessante estendendo esse domínio para toda a região de betão armado em estudo, para que a distribuição de deformações não esteja limitada pela definição do modelo e, dessa forma,

apresentar-se como uma medida de erro para o próprio modelo de campos de tensões [7]. Por exemplo, no caso simples de 2 forças concentradas aplicadas numa placa, ver Figura 3, salienta-se que, embora as forças sejam aplicadas de forma concentrada no modelo, este, com a definição das larguras, distribui as tensões para o cálculo das deformações.

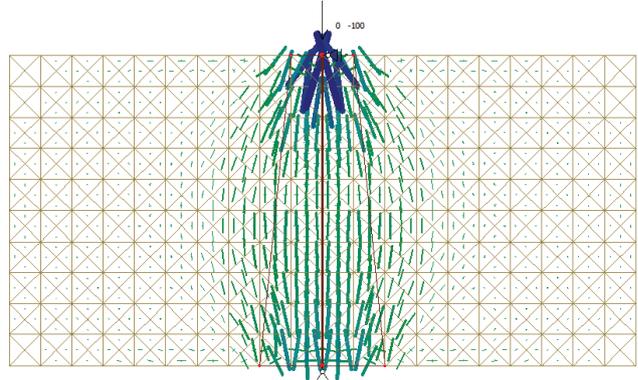


Figura 3 Análise, por STM3f, de 2 forças concentradas com larguras de aplicação diferentes

Salienta-se que, nos casos apresentados nesta comunicação, o número de iterações e o tempo de cálculo com a modelação STM3f, em comparação com o MEF usual com a mesma discretização, foi cerca de metade, dado que as “forças são distribuídas no modelo pelo campo de tensões” e não ficam tão concentradas.

3 Simulação de ensaios experimentais de vigas de acoplamento

3.1 Ensaios experimentais

Zhao [3] ensaiou vigas de acoplamento armadas de forma convencional, *i.e.*, com varões longitudinais e estribos. Os rácios comprimento/altura estão compreendidos entre MCB1 ($L/h = 1,17$) e MCB4 ($L/h = 2$). O esquema do ensaio e a geometria tipo estão representadas nas Figuras 4 e 5. As principais características geométricas e de resistência estão apresentadas no Quadro 1.

Quadro 1 Modelos testados. Rácio L/h, armaduras, tensão de compressão do betão [3]

Modelo	Altura da viga (mm)	Relação L/h	Armadura longitudinal			Resistência f_c (MPa)
			Principal	Adicional	ρ_s [%]	
MCB1	600	1,17	3T12	2 x 2R8	0,485	45,5
MCB2	500	1,40	2T12 + 1T8	2 x 2R8	0,486	45,7
MCB3	400	1,75	2 T12	2R8	0,496	35,0
MCB4	350	2,00	1T12 + 2T8	2R8	0,563	37,4

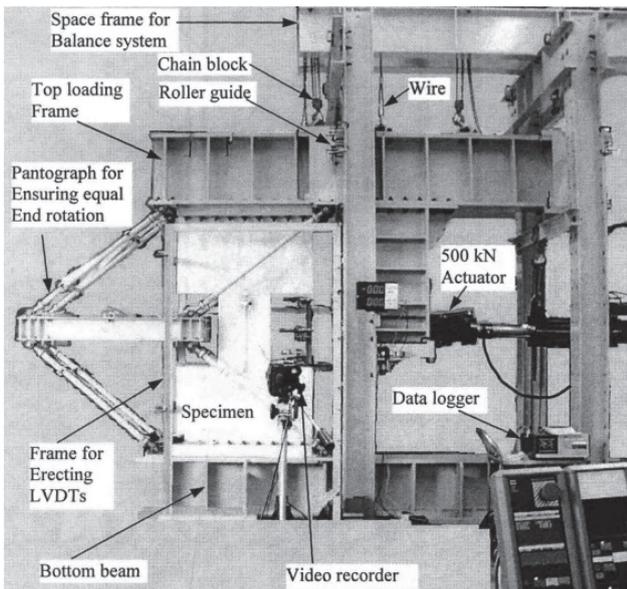


Figura 4 Imagem de um ensaio tipo feito por Z. Zhao (adaptado de [3])

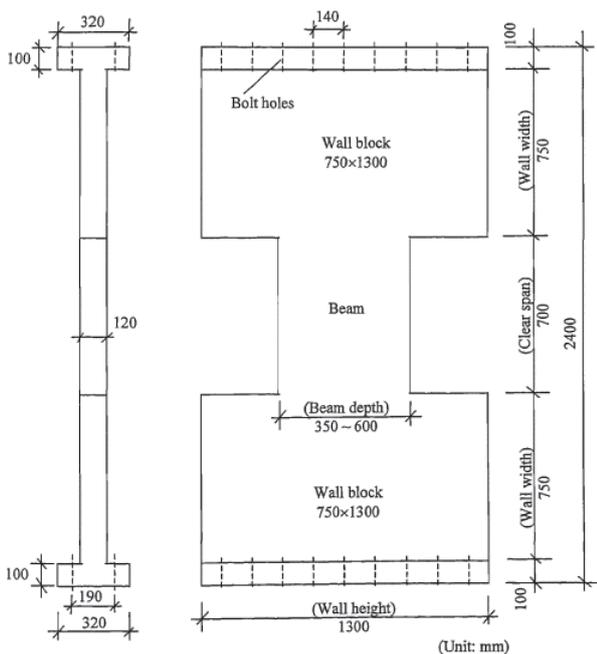


Figura 5 Desenho com os protótipos ensaiados (adaptado de Z. Zhao [3])

A armadura transversal é composta por estribos R8 com um espaçamento de 75 mm. A taxa de armadura é de $\rho_{sv} = 1,069\%$. As características principais das armaduras são apresentadas no Quadro 2.

Quadro 2 Características das armaduras usadas nos modelos

Tipo de armadura	Área do varão A_s (mm ²)	Tensão de cedência f_{sy} (MPa)	Tensão última f_{su} (MPa)
T12	111,6	525	637
T8	54,0	517	717
T8	48,1	346	480

3.2 Relações constitutivas

O material betão foi simulado com uma relação simples de parábola até ao valor máximo (14), sendo que este é influenciado pela presença de extensões transversais e pelo coeficiente que traduz a não linearidade da relação constitutiva pós-pico (15), ver MC2010 [4].

$$\sigma_{c2} = \begin{cases} 0 & 0 \leq \epsilon_{c2} \\ f_c \left(2 \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_c} - \left(\frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_c} \right)^2 \right) & \epsilon_c < \epsilon_{c2} < 0 \\ f_p & \epsilon_3 \leq \epsilon_{c2} \leq \epsilon_3 \end{cases} \quad (14)$$

$$f_p = \min \left(1, \frac{1}{0,8 - 0,34 \frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_c}} \right) \cdot \min \left(1, \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \right) \quad (15)$$

As armaduras foram modeladas com uma lei bilinear simples.

3.3 Ensaio MCB1

Os modelos de campos de tensões idealizados têm em consideração as várias formas de usar a tração que a armadura existente pode mobilizar.

No modelo 1, Figura 6, a força horizontal aplicada ao nível da viga é transferida pelos estribos existentes. A tração e a compressão nas extremidades do maciço estão o mais afastadas possível para aumentar o braço. As restantes trações são as necessárias para efetuar o desvio devido ao recorte maciço/viga.

No modelo 2, Figura 7, considerou-se um modelo global na forma de 2 diagonais em X, um braço para compressão, que se consegue desenvolver sem desvios, e uma diagonal tracionada que é materializada por um conjunto de trações nas 2 direções complementada com compressão perpendicular.

O modelo 3, Figura 8, permite a consideração da diagonal de compressão na viga, sem provocar tração nos estribos, cuja componente vertical é equilibrada com as armaduras adicionais no meio da viga.

Na Figura 9 apresentam-se as curvas da relação força-deslocamento obtidas no ensaio experimental, na modelação, por elementos finitos

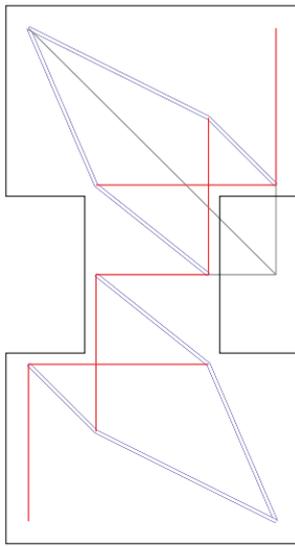


Figura 6 MCB1 – Modelo 1

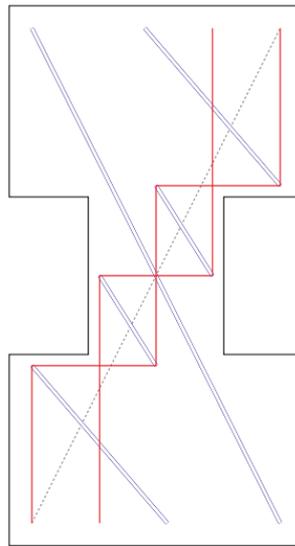


Figura 7 MCB1 – Modelo 2

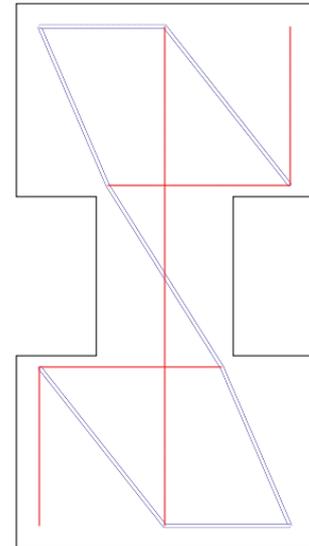


Figura 8 MCB1 – Modelo 3

2D que modelam betão armado, feita pelo autor dos ensaios [5], e pela modelação STM3f com base nos modelos 1 e 2 apresentados nas Figuras 6 e 7.

A análise das curvas mostra uma discrepância grande entre os resultados numéricos e o ensaio experimental. Os primeiros apresentam valores de pico mais elevados e com uma rigidez quase constante. Após o pico a resistência baixa para valores inferiores aos registados.

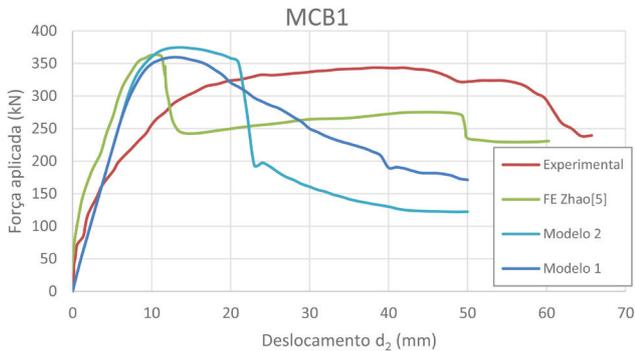


Figura 9 Análise do ensaio MCB1. Comparação entre resultados experimental, numérico FE e STM3f

Na descrição dos ensaios, existe a referência ao escorregamento dos varões, nomeadamente dos varões longitudinais da viga. Acresce ainda que existe uma grande concentração de armadura, o tirante era constituído por 3 T12 numa viga com uma largura de 120 mm, que se traduz num espaçamento livre entre varões de 9 mm, que é inferior ao diâmetro do varão.

Na Figura 10 apresentam-se os resultados com a inclusão dum modelo de aderência entre os varões e o betão, composto por 3 nós, 2 nós que ligam aos elementos CST, que representam o betão, e o terceiro que liga ao elemento 1D que representa a armadura,

ver Figura 11. Desta forma, consegue-se avaliar a compressão transversal existente e com esse valor majorar a tensão de aderência, conforme modelo proposto no Model Code 2010 [4]. A ligação entre as 2 partes de betão é rígida e permite conhecer a força que atua perpendicularmente. O troço que liga a armadura tem um comportamento não linear para permitir a simulação do escorregamento. Na modelação efetuada, o fator de obtenção da tensão de aderência foi reduzido para 30%, do seu valor usual, para aproximar melhor os resultados numéricos aos experimentais.

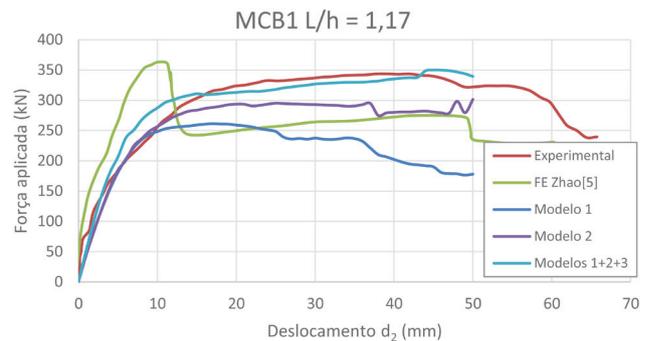


Figura 10 Análise do modelo MCB1 com a consideração de escorregamento nas armaduras

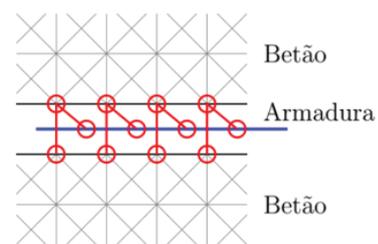


Figura 11 Esquema de aplicação do modelo de escorregamento

A análise efetuada com escorregamento nos varões T12 verticais e horizontais, nas extremidades dos maciços junto à viga, revela a importância que este fenómeno tem nos resultados. Consta-se ainda que ao usar um modelo que correspondeu à sobreposição dos vários modelos STM individuais obteve-se a melhor resposta por comparação com o ensaio experimental.

3.4 Ensaio MCB3

O ensaio MCB3, cuja viga tem um rácio $L/h = 1,75$, foi analisado com base no modelo apresentado na Figura 13. Este caso não permite o desenvolvimento da diagonal de compressão sem desvios, pelo que se considerou um modelo simples com o qual a avaliação da capacidade resistente deu bons resultados [6].

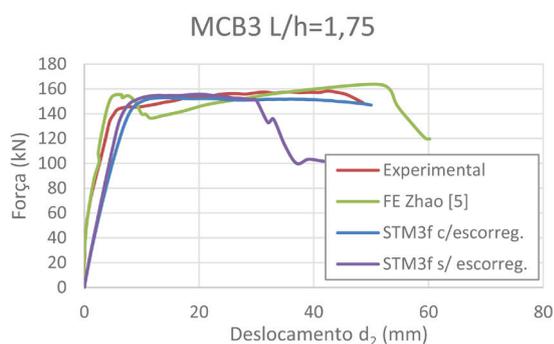


Figura 12 Análise do modelo MCB3. Curvas experimental, FE por Zhao [5]; STMf com escorregamento das armaduras principais

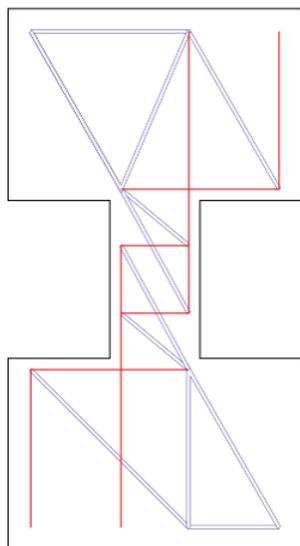


Figura 13 Modelo STM para o caso MCB3

A análise numérica, apresentada na Figura 12, mostra que a simulação do escorregamento, feita com os valores usuais (sem redução), é importante, nomeadamente na avaliação da ductilidade da estrutura. Neste caso, a distância entre os varões T12 é de 30 mm

e, por conseguinte, não foi necessário introduzir uma redução no modelo.

A zona inicial da curva pode ser mais aproximada à curva experimental com a consideração do betão à tração que envolve as armaduras.

4 Conclusões

Nesta comunicação apresenta-se a avaliação de vigas de acoplamento ensaiadas experimentalmente com rácios comprimento/altura de 1,17 e 1,75, com armadura convencional, sem armaduras diagonais cintadas. A avaliação numérica foi feita com um método STM3f que combina as vantagens dos modelos de campos de tensões com uma avaliação das deformações e deslocamentos inerentes, através da aplicação do método de 3 campos.

Os resultados numéricos apresentados mostram a importância da escolha do modelo de campos de tensões e das relações constitutivas que permitem modelar os fenómenos relevantes. Nestes casos, foi particularmente notória a contribuição do escorregamento dos varões na resposta global. A extensão da formulação proposta ao caso da consideração de cargas cíclicas encontra-se presentemente em desenvolvimento.

Referências

- [1] Muttoni, A.; Schwartz, J.; Thürlimann, B. (1996) – "Design of concrete structures with stress fields". *Springer Science & Business Media*.
- [2] Ruiz, M. F.; Muttoni, A. (2007) – "On development of suitable stress fields for structural concrete". *ACI, Structural Journal*, 104, 495-502.
- [3] Zhao, Z. (2001) – *Nonlinear behaviour of reinforced concrete coupling beams*. PhD Thesis. University of Hong-Kong.
- [4] *Model Code 2010 – First complete draft-Volume 2: Model Code*. Vol. 56. fib Fédération internationale du béton, 2010.
- [5] Zhao, Z.; Kwan, A. K. H.; He, X. G. (2004) – "Nonlinear finite element analysis of deep reinforced concrete coupling beams". *Engineering Structures*, 26(1), 13-25.
- [6] Ferreira, M.; Almeida, J.; Lourenço, M. (2017) – "Aplicação de modelos de campos de tensões para vigas de acoplamento de paredes de betão estrutural". *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*; Vol. 5 Série III.
- [7] Ferreira, M. P.; Almeida, J. F.; Lourenço, M. S. (2018) – "Modelling Structural Concrete with Strut-and-Tie Model Combined with 2D Finite Elements-A Model Factor for the Assessment of Strut-and-Tie Models". In *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet* (pp. 1191-1199). Springer, Cham.

Resposta da ligação pilar-laje fungiforme sujeita a ações horizontais cíclicas reforçada com estribos

Behaviour of flat slab-column connections strengthened with stirrups under reversed horizontal cyclic loading

André Almeida

António Ramos

Rui Marreiros

Válter Lúcio

Ricardo Faria

Resumo

Este artigo descreve o trabalho experimental realizado para estudar o comportamento de lajes fungiformes utilizando estribos como armadura específica de punçoamento, sujeitas a cargas verticais e cargas cíclicas horizontais. Foram ensaiadas quatro lajes reforçadas com estribos e os resultados obtidos foram comparados com os de uma laje de referência sem armadura específica de punçoamento. Foram usadas diferentes taxas de armadura de punçoamento e duas configurações com três e cinco perímetros de estribos. Os modelos tinham $4,15 \times 1,85 \text{ m}^2$ e $0,15 \text{ m}$ de espessura, ligados a dois meios pilares metálicos. O sistema de ensaio utilizado foi desenvolvido pela equipa de investigação com o objetivo de simular as condições de fronteira de uma laje fungiforme real representada entre meios-vãos no sentido longitudinal e entre pontos de momento nulo no sentido transversal. Os resultados mostram que o uso de estribos é eficiente, aumentando a capacidade de *drift* e de dissipação de energia.

Abstract

This paper describes the experimental campaign to study the behaviour of reinforced concrete flat slab structures, with steel stirrups as punching shear reinforcement, under combined vertical and horizontal cyclic loading. Four slab specimens with stirrups were tested and the results were compared to a control specimen without shear reinforcement. Different shear reinforcement ratios and two configurations with three and five stirrup layers were used. The slabs were $4.15 \times 1.85 \text{ m}^2$ and 0.15 m thick, connected to two steel half columns. The test setup was developed by the research team with the goal of simulate the boundary conditions of a flat slab, representing the slab between middle spans in one direction and between zero bending moment points in the other direction. Results show that the use of steel stirrups as shear reinforcement is very effective, increasing shear, drift and energy dissipation capacities.

Palavras-chave: Análise experimental / Laje fungiforme / Punçoamento / Ação cíclica / Estribos

Keywords: Flat slab / Cyclic horizontal action / Shear reinforcement / Stirrups

André Almeida

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal
andre.almeida@fct.unl.pt

António Ramos

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal
ampr@fct.unl.pt

Rui Marreiros

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal
rpcm@fct.unl.pt

Válder Lúcio

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal
vjgl@fct.unl.pt

Ricardo Faria

Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Caparica, Portugal
rmm.faria@campus.fct.unl.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.

ALMEIDA, A. [et al.] – Resposta da ligação pilar-laje fungiforme sujeita a ações horizontais cíclicas reforçada com estribos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 67-74.

1 Introdução

Ao longo das últimas décadas o uso de estruturas de laje fungiforme vulgarizou-se. As suas vantagens arquitetónicas e económicas fizeram desta solução a escolha preferencial para edifícios comerciais e de habitação. A vantagem da inexistência de vigas acarreta no entanto a possibilidade da ocorrência de rotura por punçoamento. Embora este seja um tema que se encontra bem estudado para o caso das ações monotónicas centradas, o caso do punçoamento sob ações horizontais cíclicas suscita ainda muitas dúvidas na comunidade científica. Diversos autores estudaram este fenómeno contudo, sendo um fenómeno complexo e que envolve um grande número de variáveis, torna-se necessário realizar um grande número de ensaios laboratoriais para compreender os fenómenos envolvidos.

Na maioria dos casos não é económica e logisticamente possível realizar ensaios em edifícios, quer à escala real quer reduzida. A solução mais comum é a realização de modelos reduzidos dimensionados para que sejam representativos da ligação pilar-laje que se pretende estudar. Nos ensaios de lajes ao punçoamento monotónico centrado, a aproximação entre a realidade e o modelo experimental é elevada, mas o mesmo não se verifica nos ensaios que envolvem forças horizontais cíclicas realizados ao longo das últimas décadas, nos quais se fazem simplificações que influenciam significativamente os resultados obtidos.

2 Campanha experimental

2.1 Descrição dos modelos

Os modelos ensaiados foram concebidos de forma a representar uma ligação laje-pilar interior de um edifício comum. Os modelos têm um comprimento longitudinal de 4,15 m, 1,85 m de largura e 0,15 m de espessura.

A percentagem de armadura longitudinal superior calculada para a zona do apoio foi de cerca de 1% e a altura útil de 118 mm. Um resumo das características de cada uma das lajes ensaiadas é mostrado no Quadro 1 e a pormenorização das armaduras é mostrada na Figura 1. Para tornar mais fácil a produção, transporte e manuseamento dos provetes, foi usado um pilar metálico. O comportamento elástico do pilar facilita também a análise dos resultados.

Quadro 1 Características das lajes

Laje	$V_{previsto}$ (kN)	A_{sw} (mm ² /perímetro)	Número de perímetros	$V_{experimental}$ (kN)
C-50 STR1	419,8	254,5	3	209,9
C-50 STR2	429,1	628,3	3	215,7
C-50 STR3	405,7	254,5	5	202,3
C-50 STR4	391,8	628,3	5	195,9
C-50	397,9	-	-	203,4

Foram testadas quatro lajes com duas taxas de armadura específica de punçoamento diferentes e com três e cinco perímetros de reforço, de acordo com a Figura 2. O espécime C-50, apresentado em detalhe em Almeida [1] e que não tem armadura específica

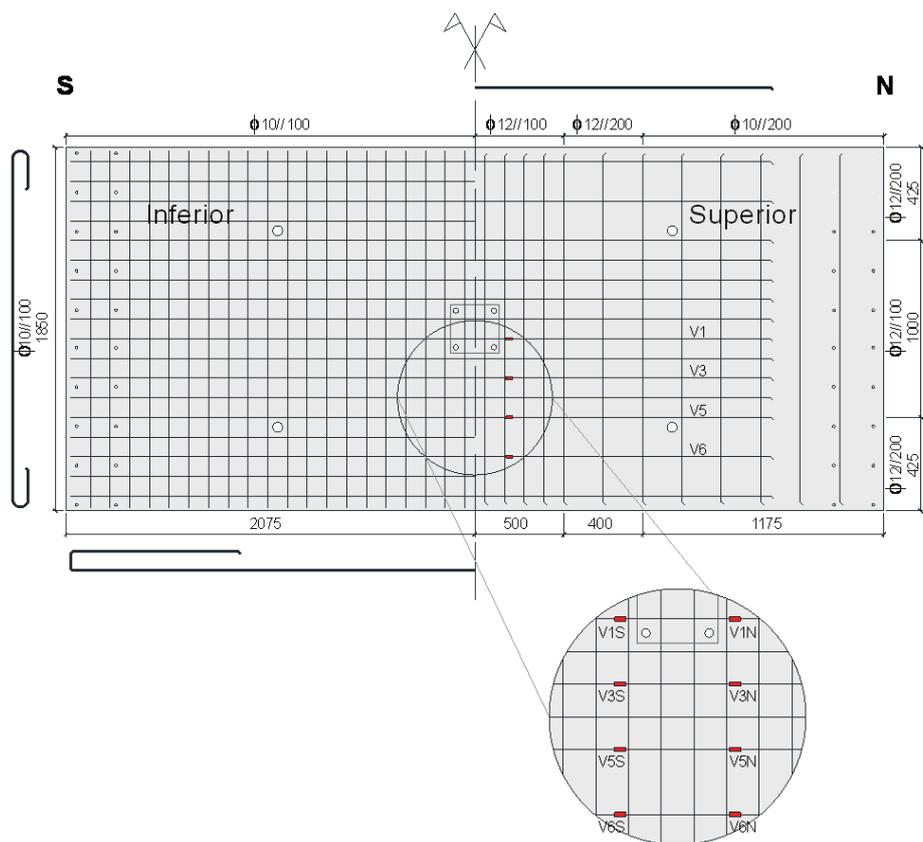


Figura 1 Pormenorização da armadura longitudinal e localização dos extensómetros

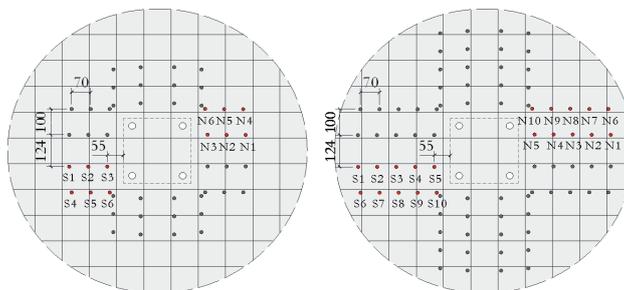


Figura 2 Pormenorização com a localização dos estribos para os casos com 3 e 5 perímetros

de punçoamento, será usado como comparação para avaliar a *performance* da armadura específica de punçoamento.

2.2 Sistema de ensaio

O Sistema de ensaio utilizado na campanha experimental foi previamente utilizado pela equipa de investigação e é apresentado nos trabalhos de Almeida [1], Inácio [2] e Gouveia [3]. Este sistema usa mecanismos que asseguram a compatibilidade entre os deslocamentos verticais e rotações entre os bordos opostos da laje, que representam o meio vão da laje protótipo. Este efeito é conseguido recorrendo ao uso de dois mecanismos descritos em Almeida *et al.* (2016). A carga vertical é aplicada em oito pontos

equidistantes e mantida constante durante o ensaio por uma bomba hidráulica.

2.3 Materiais

O betão usado no fabrico dos modelos foi produzido numa indústria de prefabricação. A resistência média à compressão em cubos com 150 mm de aresta ($f_{c,cube}$), a resistência média em cilindros com 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (f_c) e a resistência à tração determinada através de ensaios de compressão diametral em provetes cilíndricos ($f_{ct,sp}$) com as mesmas dimensões são apresentados no Quadro 2.

Quadro 2 Caracterização do betão

Espécime	f_c (MPa)	$f_{c,cube}$ (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)
C-50 STR1	53,1	55,2	3,7
C-50 STR2	52,5	56,2	3,6
C-50 STR3	49,2	47,1	4,2
C-50 STR4	44,4	43,7	3,6
C-50	52,4	48,6	2,9

Todas as armaduras foram caracterizadas por ensaios de tração cujos resultados são apresentados no Quadro 3.

Quadro 3 Caracterização do aço

Diâmetro do elemento [mm]	f_y (MPa)	ϵ_y (%)
Ø10	523,9	0,26
Ø12	544,9	0,27
Ø4,5	543,3	0,27
Ø6	538,0	0,27
Ø8	533,5	0,27

2.4 Instrumentação dos ensaios

Na superfície superior da laje foram aplicados dezoito defletómetros para medir os deslocamentos verticais ao longo da linha média longitudinal (catorze defletómetros) e transversal (quatro defletómetros). Utilizaram-se ainda dois defletómetros para medir o deslocamento horizontal imposto, um ao nível da laje e outro no topo do pilar. Quatro varões da armadura superior longitudinal quer do lado sul, quer do lado norte do pilar foram instrumentados recorrendo a dezasseis extensómetros, como se mostra na Figura 1. Estes resultados não serão apresentados por limitações de espaço. Alguns estribos foram também instrumentados de acordo com a Figura 2.

A medição da força horizontal no topo do pilar superior foi feita através de uma célula de carga localizada no atuador mecânico e a força vertical (gravítica) aplicada através de quatro macacos hidráulicos foi monitorizada por quatro células de carga, uma para cada macaco.

2.5 Protocolo de ensaio

No protocolo utilizado nos ensaios cíclicos, a carga gravítica foi mantida constante seguindo-se a imposição de deslocamentos horizontais cíclicos, como mostra a Figura 3. A velocidade de aplicação da carga gravítica foi de 30 kN/min. A velocidade de aplicação dos deslocamentos horizontais impostos foi de 8 mm/min durante os ciclos de *drift* até 3,5% e 8 mm/min nos ciclos seguintes. A cada modelo foi aplicada como carga gravítica 50% da carga de rotura prevista, a qual já incluía o peso próprio da laje e o peso do sistema de ensaio que totalizava aproximadamente 39,4 kN (ver Quadro 1).

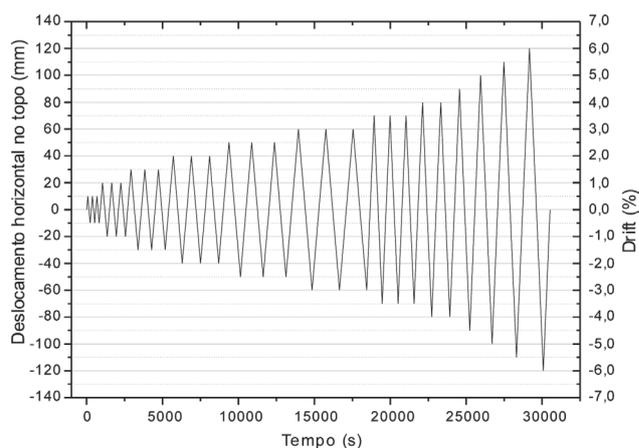


Figura 3 Protocolo de aplicação da carga cíclica

3 Resultados experimentais

Todas as lajes ensaiadas apresentaram rotura por punçoamento, exceto a laje C-50 STR4 que formou uma rótula na ligação pilar-laje. Após aplicação da carga vertical, todos os espécimes apresentavam fendilhação semelhante na face superior, na zona da ligação ao pilar.

Após inspeção visual, os modelos mostram diferentes tipos de rotura. Os espécimes com três perímetros de estribos apresentaram rotura por fora da área reforçada com estribos. A laje C-50 STR3 mostra uma rotura por punçoamento no interior da zona com armadura de punçoamento. A laje C-50 STR4 formou uma rótula na ligação pilar-laje por degradação do betão devido à ação cíclica.

3.1 Comportamento hysterético

Os comportamentos hysteréticos encontram-se representados na Figura 4. Comparativamente à laje de referência, os espécimes reforçados com armadura específica de punçoamento mostram um aumento na capacidade de *drift* (cerca de 150%) e na força horizontal.

As lajes C-50 STR1 e C-50 STR2 mostram um comportamento muito semelhante, o que é corroborado pela rotura observada, também semelhante (punçoamento por fora do reforço específico). A laje C-50 STR3 mostra um incremento de *performance* quando comparado com os modelos de três perímetros, mostrado pelo maior número de ciclos obtidos, no entanto, este modelo não se destaca dos restantes já referidos do ponto de vista da dissipação de energia. A laje C-50 STR4 apresenta um comportamento em tudo semelhante ao obtido pela laje C-50 STR3 durante os ciclos em comum. Uma vez ultrapassado esse patamar, devido à maior eficiência da armadura transversal específica, que evitou a rotura por punçoamento, foi atingido um patamar de *drift* superior, e uma maior capacidade de dissipar energia devido à perda de rigidez nos ciclos superiores contrariamente à rotura frágil observada nos outros espécimes.

O coeficiente de amortecimento viscoso calculado de acordo com Hose e Seible [4], mostrado na Figura 5, assim como a área dos

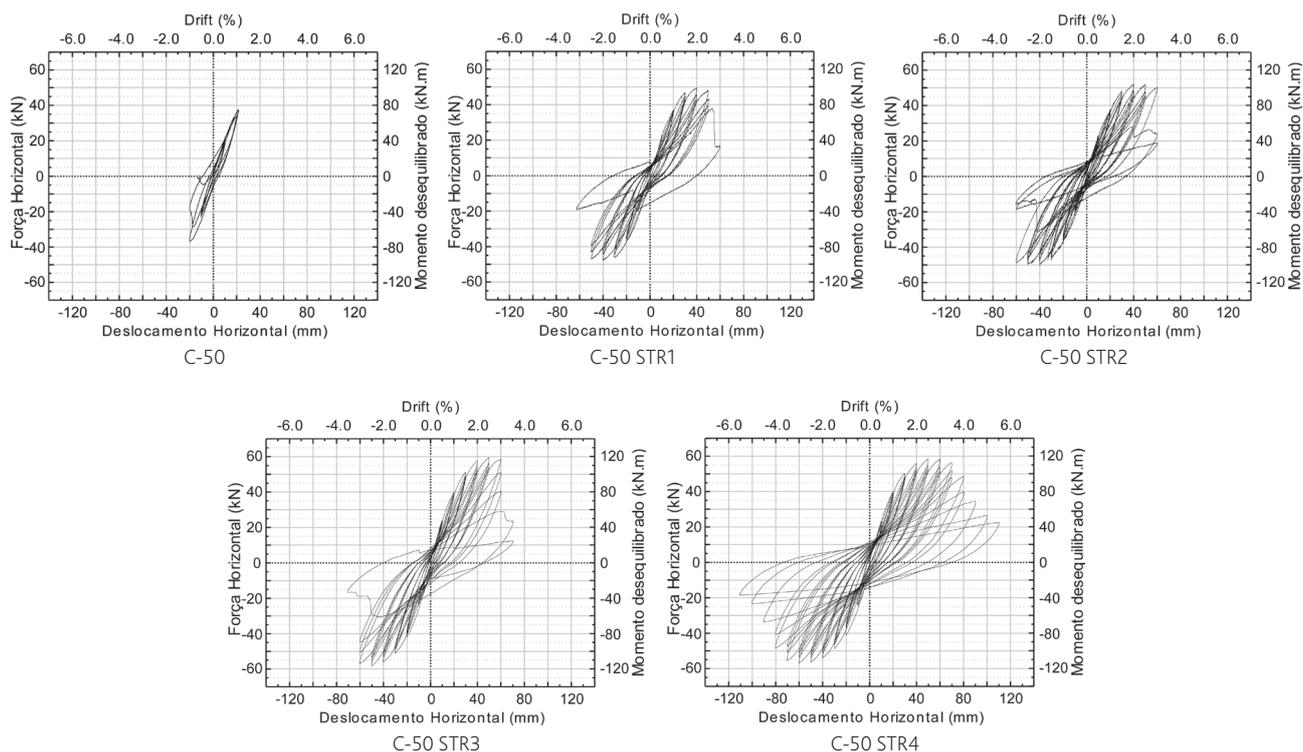


Figura 4 Gráficos histeréticos

ciclos histeréticos mostram que independentemente da armadura de punçoamento, estes elementos estruturais não têm uma grande capacidade de dissipação de energia, no entanto, o uso de estribos, por aumentar o número de ciclos pré-rotura, contribui para o aumento da energia total dissipada. A maior dissipação de energia está associada à perda de rigidez observada a cada primeiro ciclo de cada patamar de *drift*.

3.2 Extensões nos estribos

A Figura 6 mostra a evolução das extensões nos estribos instrumentados para os vários patamares de *drift*. Nas lajes C-50 STR1 e C-50 STR2 observaram-se extensões mais elevadas no perímetro intermédio, o que sugere o início da formação do cone de punçoamento. O surgimento desta fenda foi controlado de forma mais eficiente no caso em que foi usada uma maior taxa de armadura de punçoamento. Observou-se cedência de alguns estribos na laje C-50 STR1 o que sugere que, apesar de se ter verificado uma rotura por fora da área reforçada, a rotura por dentro da zona com estribos estava iminente. O espécime C-50 STR3 mostra a ocorrência de dois picos nas extensões do reforço específico de punçoamento no primeiro e no terceiro perímetro a contar do pilar. Este resultado sugere que, caso não estivessem presentes os dois últimos perímetros, a rotura teria acontecido por fora da zona reforçada, como se confirmou no caso da laje C-50 STR1. O corte e posterior demolição local da laje revelou que vários estribos do primeiro perímetro atingiram a rotura. A laje C-50 STR4, devido à maior taxa de armadura dos estribos, não apresentou rotura por punçoamento. A análise das extensões nos estribos sugere que a rotura se restringiu à vizinhança próxima do pilar, pois apenas o primeiro perímetro mostra um pico nas extensões. Este indício foi verificado por inspeção visual, observando-se uma zona degradada junto ao pilar, onde, devido à degradação dos materiais, se formou uma rótula, resultado da ação cíclica.

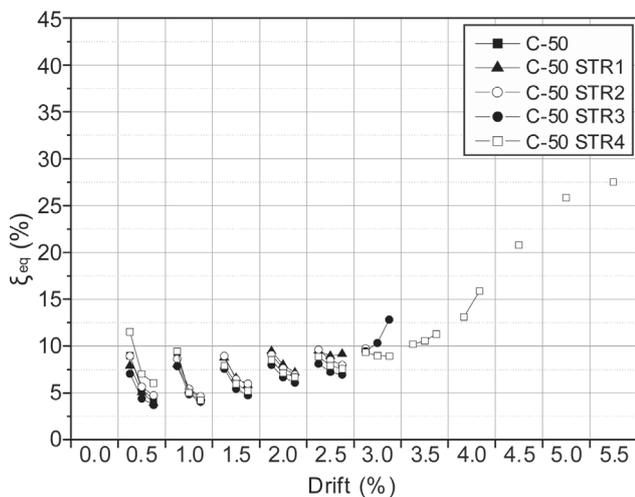


Figura 5 Coeficiente de amortecimento viscoso

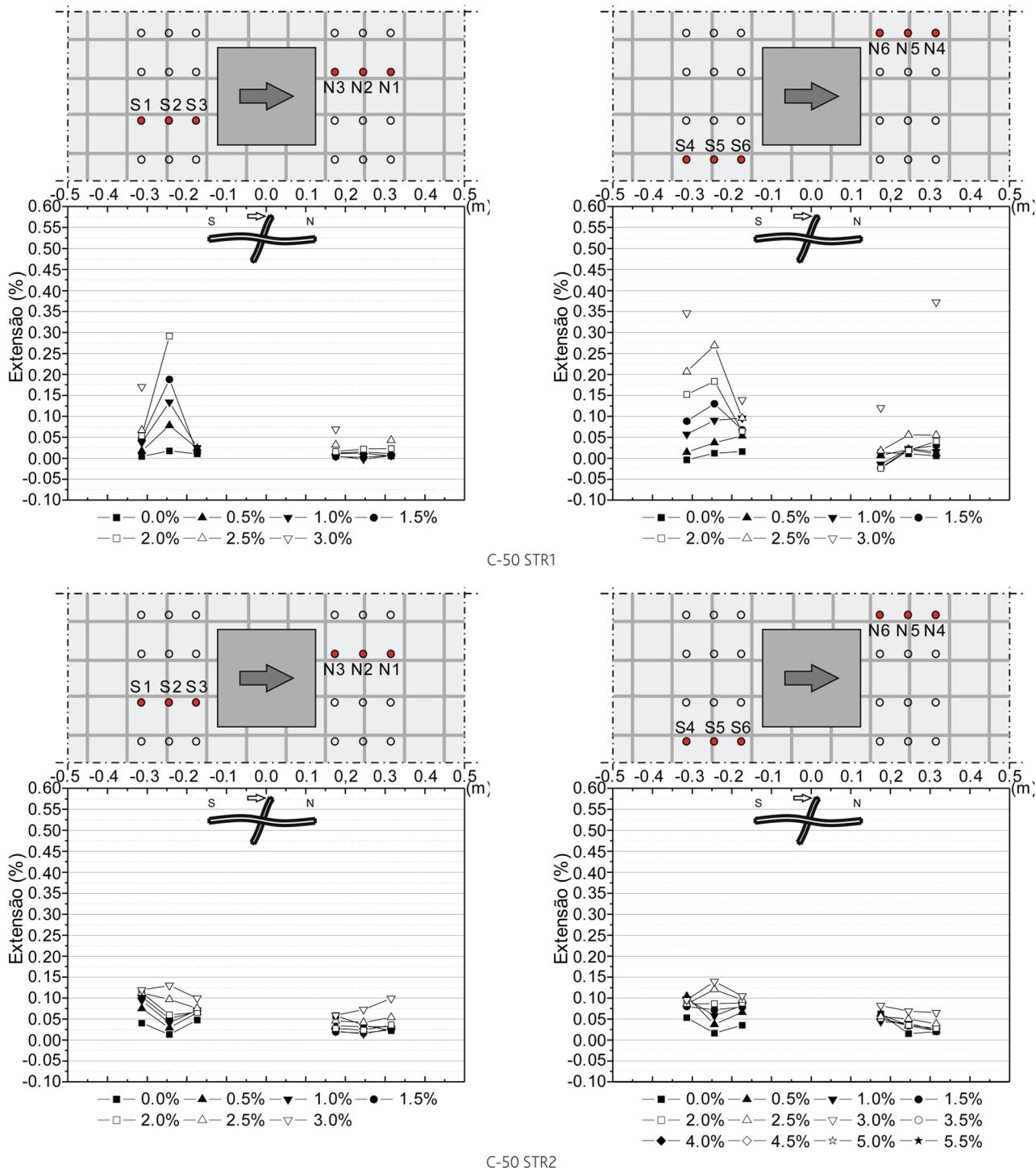
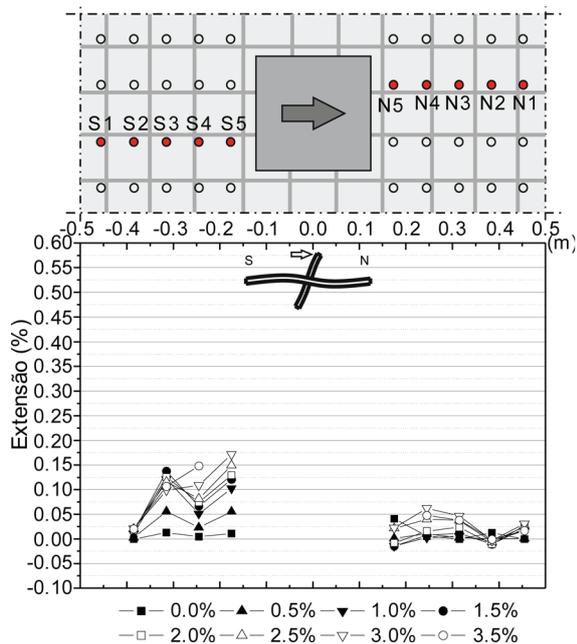
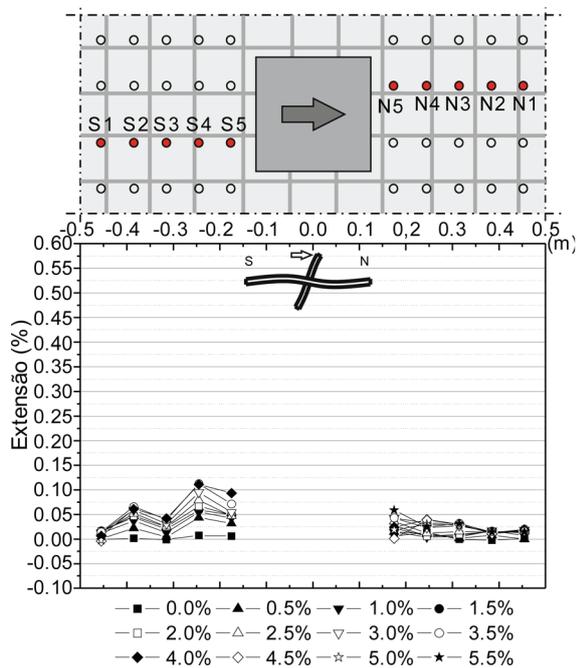
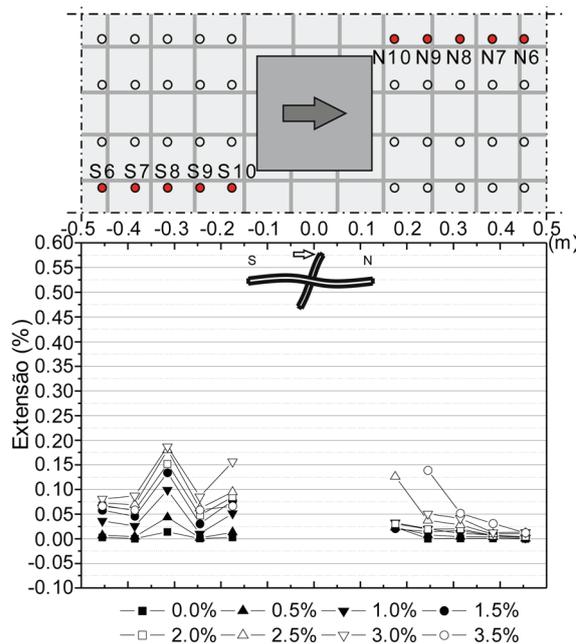


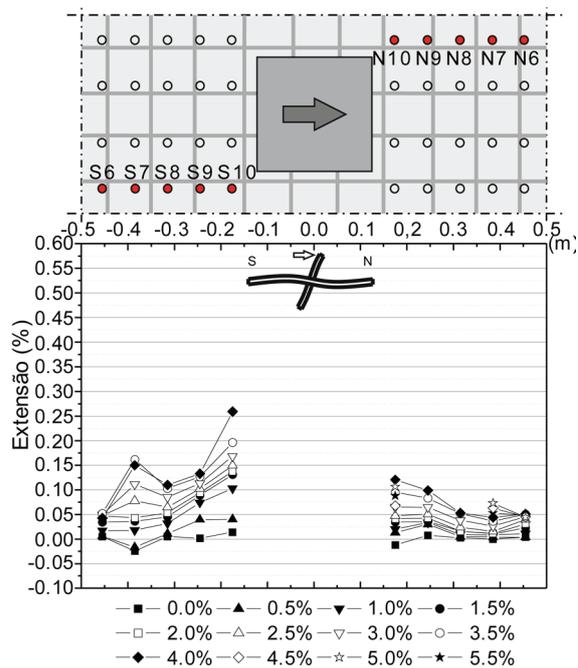
Figura 6 Extensões na armadura específica de punçoamento



C-50 STR3



C-50 STR4



4 Conclusões

Este artigo apresenta o trabalho experimental realizado para estudar o comportamento de lajes fungiformes, com armadura específica de punçoamento, quando sujeitas à ação conjunta de carga gravítica e ações horizontais cíclicas. As principais conclusões deste trabalho são:

1. Os espécimes reforçados com armadura específica de punçoamento tiveram um comportamento muito superior ao obtido na laje sem estribos, C-50. Atingiram *drifts* superiores (de 150% a 300%), maiores forças horizontais, maior ductilidade e consequentemente maior capacidade de dissipação de energia.
2. Ambas as lajes com apenas três perímetros de estribos apresentaram rotura por fora da zona reforçada, no entanto, no espécime com 5 perímetros e com menor taxa de armadura específica de punçoamento, a rotura por dentro esteve na iminência de ocorrer, o que explica a semelhança nos comportamentos das lajes C-50 STR1, C-50 STR2 e C-50 STR3.
3. Nos espécimes reforçados com cinco perímetros de estribos foi evitada a rotura por fora da área reforçada, tendo esta ocorrido por rotura dos estribos num caso e por formação de uma rótula plástica junto ao pilar no outro caso.
4. A combinação de cinco perímetros com a maior taxa de armadura específica (espécime C-50 STR4) evitou a rotura por punçoamento, resultando em maiores *drifts* e maior dissipação de energia.
5. As extensões e a rotura de alguns estribos mostram que quando bem detalhados e executados, estes são eficientes mesmo em lajes pouco espessas.

Agradecimentos

Este trabalho recebeu apoio da Fundação para a Ciência e a Tecnologia - Ministério da Ciência, Tecnologia e Ensino Superior através da bolsa SFRH/BD/119772/2016.

Referências

- [1] Almeida, A. *et al.* (2016) – "Punching behaviour of RC flat slabs under reversed horizontal cyclic loading", *Engineering Structures*, 117. doi: 10.1016/j.engstruct.2016.03.007.
- [2] Inácio, M. M. G. (2016) – *Comportamento ao Punçoamento de Lajes Fungiformes em Betão de Elevada Resistência*, Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2016.
- [3] Gouveia, N. D.; Faria, D. M. V.; Ramos, A. P. (2017) – "Assessment of SFRC flat slab punching behaviour – part II: reversed horizontal cyclic loading", *Magazine of Concrete Research*, 0(0), pp. 1–17. doi: 10.1680/jmacr.17.00344.

- [4] Hose, Y. D.; Seible, F. (2000) – "Performance Evaluation Database for Concrete Bridge Components and Systems under Simulated Seismic Loads", *EERI Earthquake Spectra*. San Diego.
- [5] CEN (2010) – *Eurocode 2: Design of concrete structures* – EN 1992-1-1, NP EN 1992-1-1.
- [6] Fib (2011) – *Model Code 2010*. doi: 10.1002/9783433604090.
- [7] Hanson, N. W.; Hanson, J. M. (1968) – "Shear and Moment Transfer Between Concrete Slabs and Columns", *Journal of the Portland Cement Association*, 10(1), pp. 2–16.
- [8] Hawkins, N. M.; Mitchell, D.; Sheu, M. S. (1974) – *Seismic Resistance of Concrete Slab to Column and Wall Connections*. Washington.
- [9] Marreiros, R. (2014) – "Precast Concrete Wall-Foundation Connection - Development of a seismic dissipative connection". Universidade Nova de Lisboa.
- [10] Megally, S.; Ghali, A. (2000) – "Seismic behavior of edge column-slab connections with stud shear reinforcement", *ACI Structural Journal*, 97(1), pp. 53–60.
- [11] Ramos, A. *et al.* (2017) – "Punching of flat slabs under reversed horizontal cyclic loading", *ACI Special Publication*, 315, pp. 253–272.
- [12] Rizk, E.; Marzouk, H. (2013) – "Minimum shear reinforcement for thick plates and two-way slabs", *Engineering Structures*. Elsevier Ltd, 46, pp. 1–13. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.07.006.
- [13] Robertson, I. N. *et al.* (1998) – "Seismic performance of flat-slab shear reinforcement", in *12WCEE2000*, pp. 1–11.
- [14] Robertson, I. N.; Durrani, A. (1991) – "Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Exterior Slab-Column Connections", *ACI Structural Journal*, 88, pp. 255–267.
- [15] Robertson, I. N.; Durrani, A. (1992) – "Gravity Load Effect on Seismic Behavior of Interior Slab-Column Connections", *ACI Structural Journal*, 89, pp. 37–45.
- [16] Ruiz, M. F.; Muttoni, A. (2009) – "Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement", *ACI Structural Journal*, 106(4), pp. 485–494. doi: 10.14359/56614.
- [17] Silva Mamede, N.F.; Pinho Ramos, A.; Faria, D.M.V (2013) – "Experimental and parametric 3D nonlinear finite element analysis on punching of flat slabs with orthogonal reinforcement", *Engineering Structures*, 48, pp. 442–457. doi: 10.1016/j.engstruct.2012.09.035.
- [18] Song, J. K. *et al.* (2012) – "Effective punching shear and moment capacity of flat plate-column connection with shear reinforcements for lateral loading", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 6(1), pp. 19–29. doi: 10.1007/s40069-012-0002-3.
- [19] Symonds, D. W.; Mitchell, D.; Hawkins, N. M. (1976) – *Slab-Column Connections Subjected to High Intensity Shear and Transferring Reversed Moments*. Washington.

Seismic strengthening of RC beams using post-tensioning with anchorages by bonding

Reforço sísmico de vigas de betão armado por aplicação de pós-tensão com ancoragens por aderência

Helisa Muhaj
Carla Marchão
Válter Lúcio
Rita Gião

Abstract

Moment resisting frames are one of the most common structural systems in RC buildings. This study is focused on the behaviour of beam plastic hinges and a strengthening solution using internal bonded post-tensioning strands. Two specimens have been tested in this experimental campaign, reference specimen CB1 and strengthened specimen CB2. The loading history was a combination of cyclic loading and the gravity load. Two internal pretensioned parallel post-tensioning strands were installed in specimen CB2 at one third of the span length close to the end support. Epoxy resin was injected in the extremities of the prestressing strands to guarantee the anchorages and the length of the strands between anchorages was left unbonded to assure uniform stress. The strengthened beam exhibited enhanced cyclic behaviour, with increased load capacity and decreased residual deformations. The energy dissipation for drift 3.5 % was increased significantly when compared to the reference specimen.

Resumo

Os sistemas porticados são soluções estruturais frequentemente adotadas em edifícios de betão armado. Este estudo incide no comportamento de rótulas plásticas e respetiva solução de reforço por aplicação de pós-tensão com ancoragens por aderência. A campanha experimental compreendeu o ensaio de dois modelos: de referência CB1 e reforçado CB2. Os modelos foram submetidos a uma história de carregamentos resultante da imposição de deslocamentos cíclicos em simultâneo com carga gravítica. O modelo CB2 foi reforçado com dois cordões de pré-esforço, localizados a terços de vão junto do apoio. A ancoragem por aderência dos cordões foi conseguida através da injeção de resina epoxídica nas extremidades, permitindo garantir que o comprimento não-aderente entre ancoragens apresente tensões uniformes. A solução reforçada exibiu um comportamento cíclico melhorado, aumento da capacidade de carga e decréscimo das deformações residuais. A energia dissipada para um *drift* de 3,5 % aumentou significativamente em relação ao modelo de referência.

Keywords: RC beam plastic hinge / Cyclic loading / Gravity load / Prestressing steel strands / Bonding

Palavras-chave: Rótulas plásticas de vigas de betão armado / Carregamentos cíclicos / Carga gravítica / Cordões de aço de pré-esforço / Aderência

Helisa Muhaj

PhD Student
Civil Engineering Department
Faculty of Sciences and Technology
Universidade Nova de Lisboa
Caparica, Portugal
h.muhaj@campus.fct.unl.pt

Carla Marchão

Civil Engineering Department
Faculty of Sciences and Technology
Universidade Nova de Lisboa
Caparica, Portugal
c.marchao@fct.unl.pt

Válder Lúcio

CERIS, Civil Engineering Department
Faculty of Sciences and Technology
Universidade Nova de Lisboa
Caparica, Portugal
vjgl@fct.unl.pt

Rita Gião

CERIS, Civil Engineering Department
Lisbon Superior Engineering Institute
Polytechnic Institute of Lisbon
Lisbon, Portugal
anagio@dec.isel.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.

MUHAJ, H. [et al.] – Seismic strengthening of RC beams using post-tensioning with anchorages by bonding. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 75-84.

1 Introduction

In Eurocode 1998-1 [1], critical regions detail depends on the level of ductility required in the design. Further recent studies in New Zealand indicate that the rotation and longitudinal reinforcement strain observed in plastic hinges regions in the ultimate limit state do not only depend on ductility factor [2]. Accordingly, the New Zealand Code [3] includes additional factors that influence the behaviour of plastic regions under seismic actions. It classifies beam plastic hinges into two main groups, unidirectional and reversing. The formation of reversing plastic hinges, among other factors, depends on the gravity load level, more specifically, on the ratio between the shear induced by the gravity loads and the shear induced by the seismic action. If this ratio is low, reversing plastic hinges form. When the gravity load has considerable values, this ratio is higher and unidirectional hinges are formed. In the behaviour of unidirectional hinges, the relationship between inelastic rotation and inter-story drift is not direct due to the elongation of the beam [4] and accumulation of deflections [5]. On the other hand, the behaviour of reversing hinges has been thoroughly studied, and its rotation depends on the inter-story drift. Preventing the formation of unidirectional hinges is a desirable solution. This was firstly proposed by Fenwick *et al.* [5], [6] and now it is part of the New Zealand Code NZC 1170.5 [3]. Consequently, in the present research work, gravity load effect is taken into consideration in the cyclic loading tests, aiming to predict correctly the failure mechanisms developed in structures during an earthquake.

Few researchers have taken into account the effects of gravity loads on beams besides the quasi-static cyclic loading (Walker *et al.* [7], Dhakal *et al.* [2], Proença *et al.* [8] and Gião *et al.* [9], [10], [11]). Walker *et al.* [7] used 75% of the theoretical flexural strength as gravity loading in a RC beam and observed both reversing and unidirectional plastic hinges. Dhakal *et al.* [2] proceed to the evaluation of material strain in plastic hinge regions based on their calculated curvatures and the level of ductility that they are designed to sustain. Proença *et al.* [8] applied a combined cyclic and gravity load procedure in steel beam to column connections. The failure modes of conventional monotonic and the proposed loading procedure were compared. Two gravity load percentages were studied, corresponding to 25% and 75% of the designed moment. Gião *et al.* [10], [11] followed similar loading history in reinforced concrete beam to column specimens, but the gravity load was chosen as the half of the yielding moment. This test procedure involved a combination of forced controlled test for the imposition of the gravity load and displacement-controlled test for the cyclic displacement. Three specimens were tested according to this protocol by Gião *et al.* [9], one control specimen and two strengthened ones, and all of them failed in the compression zone.

Post-installed anchorages have been the focus of many researchers and their behaviour has been exploited in various conditions, loading histories, etc. Nevertheless, in almost all cases, these anchors usually involve threaded rods or other similar anchors. Faria *et al.* [12] investigated bonding behaviour of prestressing strands for various embedment lengths. Furthermore, this solution was applied as a strengthening technique [13] for improving the punching shear behaviour of flat slabs.

Mimoto *et al.* [14] also investigated strengthening of beams by internal post-tensioning tendons. Gião *et al.* [11] studied strengthening of RC beams by external post-tensioning subjected to cyclic and gravity load [9]. The strengthened specimen had an enhanced behaviour, dissipated more energy and reduced accumulated deformation was observed.

The experimental cyclic loading tests of two beam to column specimens subjected to gravity and cyclic loading history are described in this paper. Specimen CB1 [15] represents the reference specimen and specimen CB2 represents the strengthened specimen. The objective of this study is the seismic strengthening of RC beams by prestressing bonded steel strands, similarly to Faria *et al.* [13] but applied on RC beams. In the present study, a prestressing force of 200 kN was applied in the beam through two prestressing steel strands (100 kN in each strand) followed by injection of the epoxy resin to ensure strand anchorages in its extremities. Specimen CB2 behaviour was compared with the reference specimen CB1 in terms of maximum load, accumulated deformations and dissipated energy.

2 Experimental program

2.1 Specimens

Two specimens were studied in this campaign, named respectively CB1 [15] and CB2 (C stands for Cyclic and B for Beam). Both specimens had the same geometry, reinforcement details and cross section, as given in Figure 1.

The specimen geometry represents one third of the clear span and the given cross section corresponds to the beams end support. The aim of this research is to enhance the seismic behaviour of the beam; thus, the column was built as a rigid block and beam-to-column joint behaviour has been neglected. Specimen CB1 represents the reference specimen and specimen CB2 represents the strengthened specimen, Figure 2.

Material characteristics are summarized in Table 1. Concrete mechanical characteristics were experimentally evaluated. Compressive strength was estimated as the average of three (CB1)

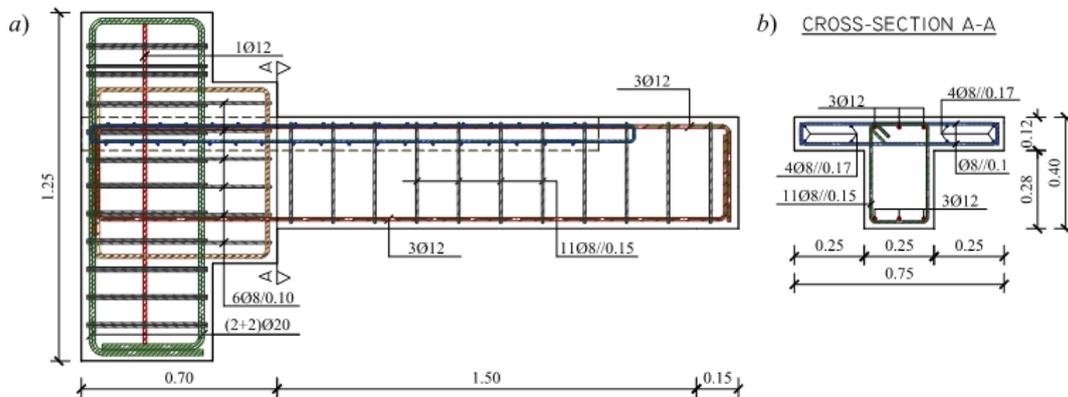


Figure 1 Specimens CB1 and CB2 geometry: a) elevation and b) cross section

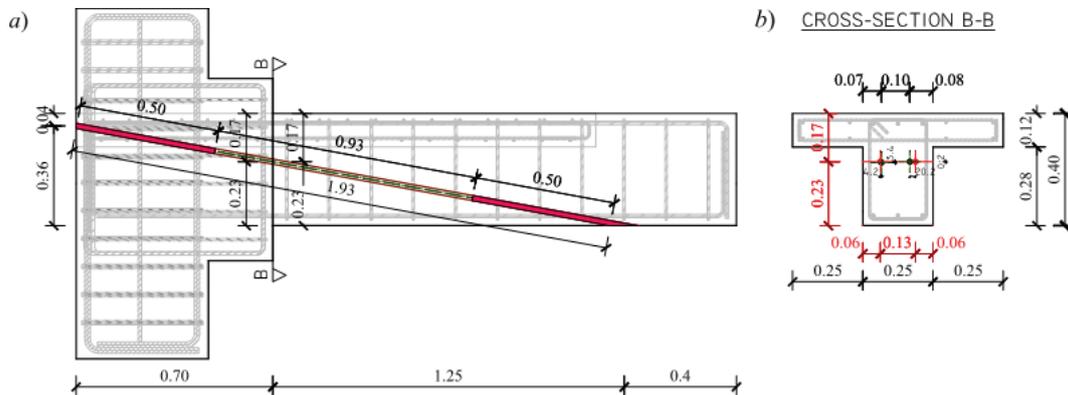


Figure 2 Strengthened specimen CB2: a) strands layout – profile and b) strands in the cross section

to four (CB2) cylinder compression tests. Tensile strength was evaluated from tensile splitting test of three (CB1) to six (CB2) cylinders, the given value represents the 90 % of the tensile splitting test experimental value, as recommended in Eurocode 1992-1-1 [16]. Elasticity modulus was obtained experimentally from four (CB2) to five (CB1) cylinders. Steel properties were determined experimentally, excluding modulus of Elasticity which was accepted 200 GPa, as the mean values obtained in the tensile test of five samples for each bar diameter. The values given in Table 1 correspond to the longitudinal bars of diameter ϕ 12 for both specimens.

Table 1 Specimens CB1 and CB2 – Mechanical properties of the materials

Specimen	Concrete characteristics			Steel characteristics				
	f_{cm} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	E (GPa)	f_y (MPa)	ϵ_y (%)	ϵ_{ult} (%)	f_{ult} (MPa)	E (GPa)
CB1	25.20	2.26	28.32	541.50	0.27	11.73	630.40	200.00
CB2	37.94	2.80	33.15	515.64	0.26	12.27	618.87	200.00

Specimen CB2 drilling geometry and strands profile, shown in Figure 2, were driven by many factors, such as: clear span length of the beam, beam cross section, reinforcement details, prestressing steel strand characteristics, steel strand bonded and unbonded lengths, bond stress-slip law of bonded anchorage, etc. Anchorages were placed in one third of span and on beam-to-column joint region, due to owing less probability for development of cracks in these regions. Bonded anchorages placed in cracked concrete have a lower bearing capacity and are unsafe [17] for seismic design when compared with anchorages in uncracked concrete. The strands geometry was defined by combining specimen geometry limitations

with prestressing steel strand characteristics (load bearing capacity and its respective strain).

Push-in and pull-out after push-in tests of bonded prestressing strands have been carried out previously to define the anchorage length associated with the respective load capacity. The prestressing force applied in steel strands was 100 kN, as they were designed to remain within elastic behaviour up to their load bearing capacity for the designed drift beam rotation of 3.5%. The anchorage length used in specimen CB2 was of 500 mm, as presented in Figure 2.

HILTI diamond drilling system was used for the execution of hollow deep drilling holes. This system consisted of a drilling machine (Figure 3b) that allows drilling with specific angles (DD 150-U), various diamond drilling bits (Figure 3a) of 18 mm diameter with different lengths (320, 1000, 1750 and 2500 mm).

Two prestressing steel strands of 15.7 mm nominal diameter (Figure 3c) and cross section area of 150 mm² were placed in the previously 18 mm drilled holes of specimen CB2, as shown in. These strands were chosen due to their ability to undergo high stress rates and reduced cross section dimension that allow installation in relatively small sections. The prestressing steel has a modulus of elasticity of 195 GPa, and ultimate and proof force at 0.1 % were, respectively, 286 kN and 246 kN. Before placement, and in order to improve adhesion, strands were cleaned with wire-brush and solvent for removing dust or impurities during transportation and storage time.

The unbonded length was wrapped by a plastic adhesive tape. Temporary mechanical anchorages were used for applying a prestressing force of 100 kN in each of the prestressing strands. Then, the epoxy resin HIT-RE 500 V3 was injected in strand extremities, while, between anchorages, the strand was unbonded to assure uniform stresses along its length. Epoxy resin and injection equipment's were supplied by HILTI, including adhesive dispenser, mixing nozzle, injection tubes, cleaning brush, etc.

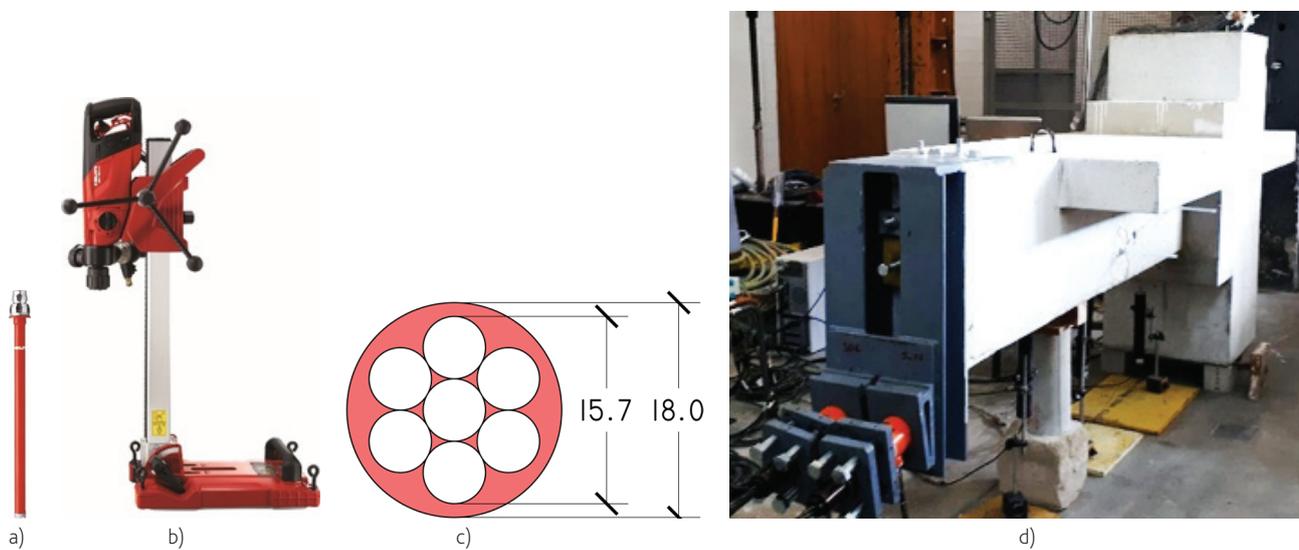


Figure 3 Specimen CB2: a) HILTI diamond drilling core bit, b) HILTI drilling machine, c) cross section of the strand and drilled hole, d) application of the prestressing force



a)



b)

Figure 4 Specimen CB2: strands cut at the edges of the specimen at: a) column and b) beam face

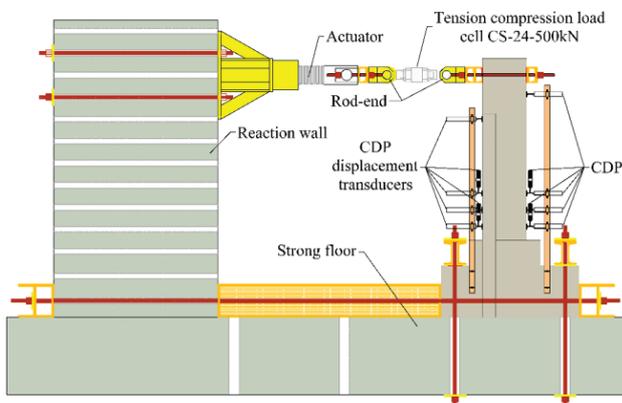
The necessary curing time of resin is around 24 hours, but the temporary anchorage system shown in Figure 3d was removed after 48 hours. The prestressing force was transmitted from prestressing steel strands to concrete through bonding along the anchorages' lengths. Finally, the excessive strands length, which remained out of the beam cross section, was cut as shown in Figure 4a, b and the cross-section geometry of the strengthened specimen remained unchanged.

This strengthening method presents almost all the advantages that the conventional method of strengthening by prestressing has, but it does not have the disadvantage of visible anchorages. Furthermore, this strengthening method does not increase the permanent loads, which is one of the main disadvantages of some other strengthening methods. This method is aesthetic, because it does not impose interventions in the existing interior architectural design. The intervention may be local (applied only in the deficient beams) or in the entire building.

2.2 Test setup

The experimental campaign was carried out in the Laboratory of Heavy Structures of the Faculty of Science and Technology – Universidade NOVA de Lisboa. The laboratory has two reaction walls and a strong floor. Specimens were fixed vertically in the strong floor and horizontally to the reaction wall (both by post tensioning bars), as shown in Figure 5a. Horizontal load was applied by an actuator with ± 500 kN load capacity and 500 mm (± 250 mm) displacement capacity.

Specimens instrumentation is shown in Figure 5a, 16 strain gauges were installed in specimen CB1 to monitor the reinforcement strain, and 26 in specimen CB2. In both specimens, 11 CDP TML strain guage transducers were installed. Figure 5b shows a general view of specimen CB1 after instruments installation. Specimen CB2 had similar instrumentation.



a)



b)

Figure 5 a) Test setup for both specimens; b) instrumentation of specimen CB1

2.3 Loading history

The load test procedure (Gião *et al.* [9]) is shown in Figure 6. The first step corresponds to the imposition of a pre-established gravity load, followed by the subsequent steps (where FC means force-controlled, DC means displacement-controlled):

- i) (DC) Imposition of a pre-established displacement (+ Δ);
- ii) (FC) Unloading until the value of the gravity load is re-established;
- iii) (DC) Imposition of a pre-established displacement-controlled unloading (- Δ);
- iv) (FC) Loading until the value of the gravity load is re-established.

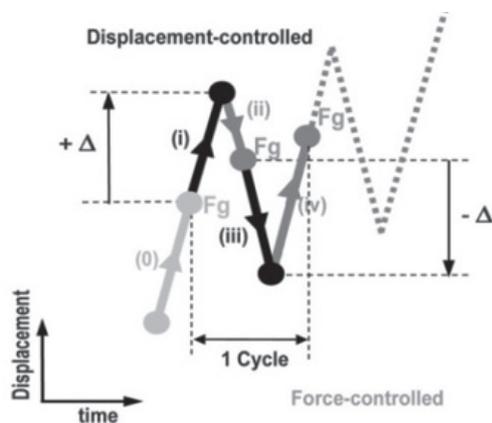
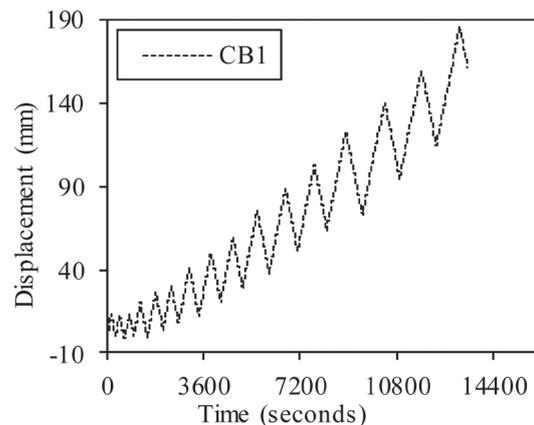


Figure 6 Typical load cycle of experimental loading history [9]

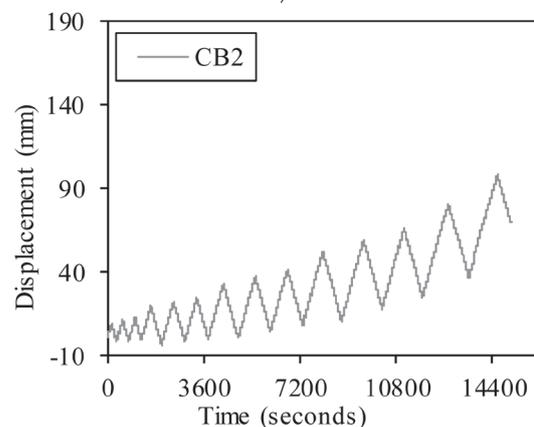
The loading history used for both specimens consisted in the imposition of the described procedure. Each amplitude displacements are repeated for three cycles, starting from the reference amplitude: $\Delta = \pm 1.0 \cdot d_o, \pm 2.0 \cdot d_o, \pm 3.0 \cdot d_o, \pm 4.0 \cdot d_o, \pm 5.0 \cdot d_o, \pm 6.0 \cdot d_o, \dots$, up to failure. Evaluation of the cycle's amplitude was based on first yield displacement, which was estimated experimentally before starting the cyclic test of the reference beam CB1. First yield displacement was estimated by monitoring the strain in the longitudinal reinforcement while imposing horizontal displacement to the specimen [9].

Specimen CB1 displacement at yielding was $d_y = 14$ mm for negative bending moments. The reference displacement amplitude was selected half of the first yield of negative moments ($d_{oCB1} = 7$ mm). The same amplitude was maintained for the strengthened specimen CB2.

The loading histories of specimens CB1 and CB2 are given in Figure 7a and Figure 7b, respectively. The imposed gravity load corresponds to 50 % of the yielding flexural moment calculated analytically (strain hardening was not taken into account). The imposed gravity load was 40 kN for both specimens, as shown in Figure 9.



a)



b)

Figure 7 Loading history of the cyclic test including gravity load effects: a) specimen CB1; b) specimen CB2

3 Experimental results

3.1 Specimen CB1

Specimen CB1 (reference specimen) failed in tension in the 16th cycle by rupture of four slab longitudinal steel reinforcing bars, Figure 8d, situated only on one side of the flange due to non-symmetrical behaviour. The load-displacement diagram is presented in Figure 8a and its failure mode has been described in detail in Muhaj *et al.* [15]. After failure, high residual deformations were observed due to significant crack openings in the tensile region, Figure 8b, c. Light damage was observed in the compressed region, situated mainly in the cover region outside of the confined concrete and no buckling of reinforcement in compression was observed, shown in Figure 8b, e, f.

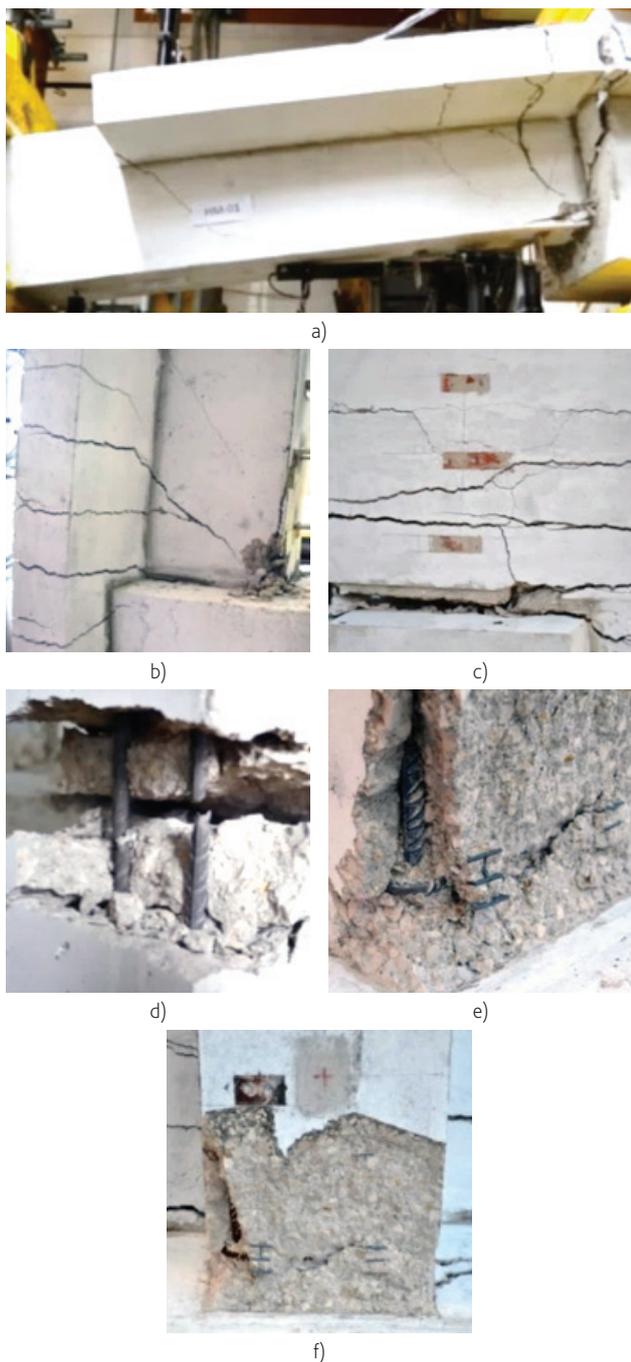


Figure 8 Reference specimen CB1 after failure

3.2 Specimen CB2

In specimen CB2 a different failure mode from specimen CB1 was observed, due to the induced pressing force applied for strengthening. Specimen CB2 failed in compression by buckling of compressed reinforcement and crushing of concrete, as shown in Figure 10b, e, f. After attaining the maximum load for the intended 3.5 % beam rotation, specimen strength and stiffness degradation was noticed.

Bonded anchorages slip became significant when load bearing capacity was reached. In this case, slip of steel strands led to a prestressing force lost and all the effectiveness of the strengthening solution. This phenomenon was observed in the 13th cycle when the steel strands had significant slip. The compressed region deteriorated, and the load decreased beyond 85 % of its maximum value. Then, rupture of tensile slab reinforcing bars was observed, Figure 10d.

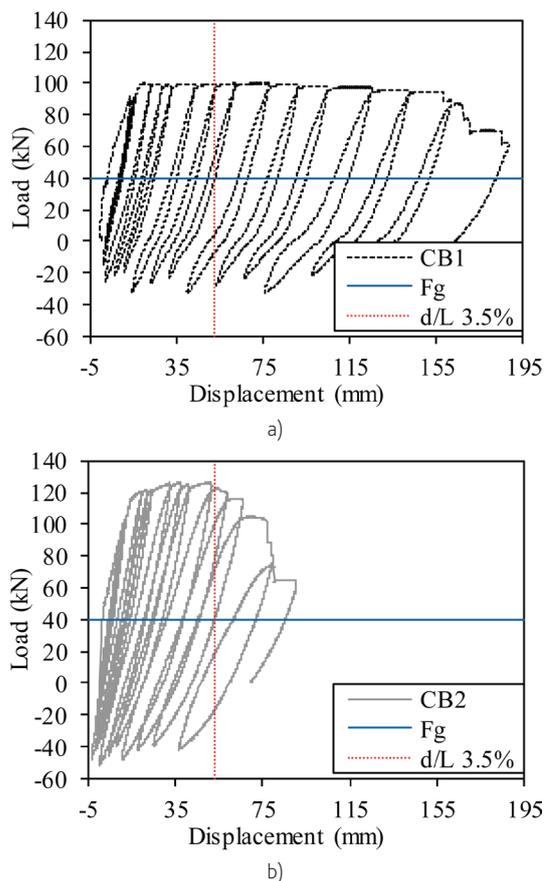


Figure 9 Load – Displacement diagrams: a) reference specimen CB1, and b) strengthened specimen CB2

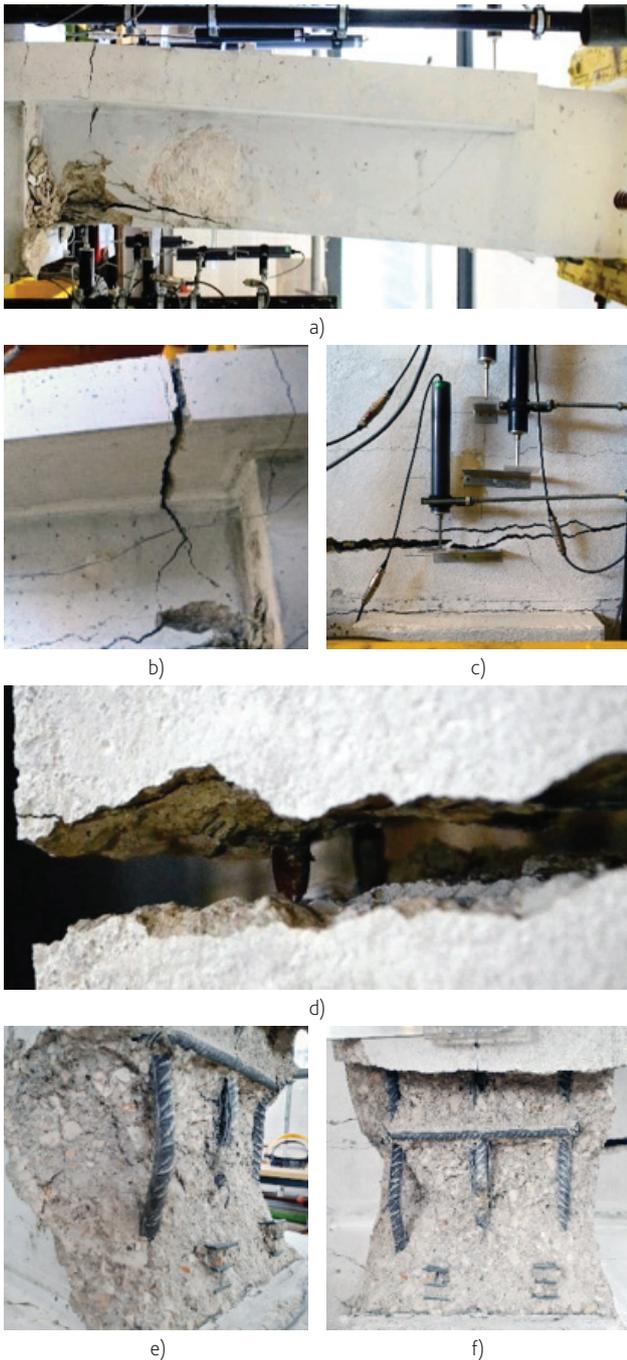


Figure 10 Strengthened specimen CB2 after failure

3.3 Energy dissipation

Energy dissipation per cycle and per half cycle up to failure for both specimens have been plotted in diagrams of Figure 11. The diagrams plotted in Figure 11a include all the cycles of the experimental campaign, till the test was stopped; whereas in Figure 11b there are shown only the cycles prior to failure. Specimen CB2 dissipated

more energy per each cycle than specimen CB1, Figure 11a. For the same intended beam rotation of 3.5 %, Figure 11b, the strengthened specimen CB2 accumulated 225 % more energy than the reference specimen CB1. Furthermore, CB2 was also subjected to more cycles than the reference specimen up to the beam rotation of 3.5 % (12 cycles and 10 cycles). The results are summarized below in Table 2.

Table 2 Comparison between reference specimen CB1 and strengthened specimen CB2

Specimen Identific.	F_{max} (kN)	F_{max} ratio	Up to d/L 3.5%			Up to failure				Number of cycles up to failure	
			d/L (%)	Diss. Energy (kNm)	Energy ratio	d/L (%)	Displ. (mm)	d/L ratio	Diss. Energy (kNm)		Energy ratio
CB1	100.3	1.00	3.50	4.23	1.00	8.45	126.7	1.00	11.86	1.00	15
CB2	126.9	1.27	3.52	9.50	2.25	3.00	45.0	0.35	10.06	0.85	12

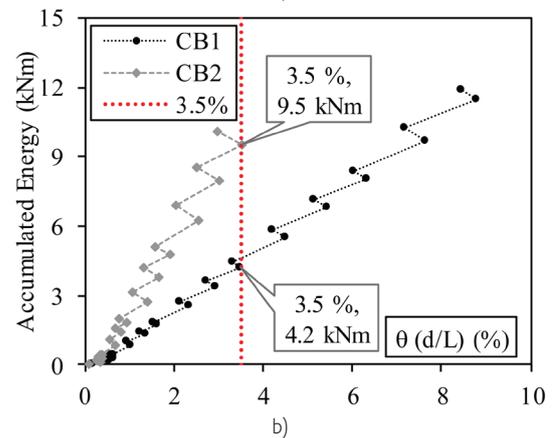
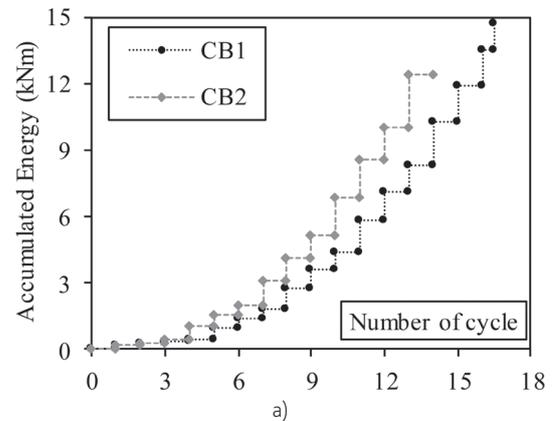


Figure 11 Specimens CB1 and CB2: Accumulated energy – a) number of cycles, b) "drift d/L "

The application of the proposed strengthening method in a full frame would be very interesting for investigation, but due to laboratory restrictions and funding, it is out of the scope of this project. Nevertheless, this is the subject of an ongoing numerical

investigation and similar results are predicted to be observed. Further experimental and numerical investigation is required before reaching a firm conclusion.

4 Conclusions

The proposed strengthening technique improved significantly the seismic behaviour of RC beam, by enhancing load capacity and decreasing the residual deformations. Up to "drift d/L " 3.5 %, the dissipated energy of specimen CB2 was 225 % of specimen CB1.

The strengthening technique may be adopted for different beam cross-sections, span lengths, and reinforcing details. The strengthened specimen behaviour might be improved by increasing the anchorage length (increases load capacity), strand placement, prestressing force or prestressing strand characteristic to follow the design requirements.

Application of the proposed strengthening method (internally installed prestressing strands) does not increase permanent loads on the existing structures as it does not require increase of the existing beam cross-section. Furthermore, this strengthening technique does not impose interventions in the existing interior architectural design and it is aesthetic.

The intervention may be local, applied only in the deficient beams, or in the entire building. Detailed site survey should be carried out for defining the hole geometry, in order not to interfere with the reinforcement of the beam during drilling. This application is fast and easy if compared to other existing strengthening methods.

Aknowledgments

The authors are very grateful for the support of Secil Prebetão Company for casting the specimens, VSL Portugal for supplying prestressing strands and anchorages, and HILTI Portugal for supplying epoxy resin HIT-RE 500 V3 and the necessary equipment for its application.

References

- [1] CEN, 1998-1 Eurocode 8 – *Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*, 2004.
- [2] Dhakal, R.P.; Fenwick, R.C. – "Detailing of plastic hinges in seismic design of concrete structures", *ACI Structural Journal*, 2008.
- [3] NZC 1170.5 – *Structural design actions – Part 5: Earthquake actions – New Zealand*, 2004.
- [4] Peng, B.; Dhakal, R.; Fenwick, R.C. – *Causes of elongation in reinforced concrete beams subjected to cyclic loading*, University of Canterbury, New Zealand.
- [5] Fenwick, R.; Dely, R.; Davidson, B. – "Ductility demand for unidirectional reversing plastic hinges in ductile moment resisting frames", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, March 1999.
- [6] Fenwick, R.C.; Fong, A. – "The behaviour of reinforced concrete beams under cyclic loading", 3 ed., vol. 12, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, 1979.
- [7] Walker, A.F.; Dhakal, R.P. – "Assessment of material strain limits for defining plastic regions in concrete structures", *NZSEE Conference*, 2008.
- [8] Proença, J.; Calado, L.; Castiglioni, C.; Trisão, G. – "Cyclic testing of steel storage racks. Beam-to-upright subassemblages. An innovative cyclic testing procedure", in *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, September 2006.
- [9] Gião, R.; Lúcio, V.; Chastre, C. – "Assessing the behaviour of RC beams subject to significant gravity loads under cyclic loads", *Engineering Structures*, vol. 59, pp. 512-521, 2014.
- [10] Gião, A. R.; Lúcio, V.; Chastre, C. – "Seismic strengthening of RC beam-Column connections", in *15 WCEE*, Lisboa, 2012.
- [11] Gião, R.; Lúcio, V.; Chastre, C. – "Characterisation of unidirectional fibre reinforced grout as a strengthening material for RC structures", vol. 137, Elsevier, Ed., *Construction and Building Materials*, 2017, pp. 272-287.
- [12] Faria, D.M.V.; Lúcio, V.; Ramos, A.P. – *Pull-out and push-in tests of bonded steel strands*, Institution of Civil Engineering, 2011.
- [13] Faria, D.M.V.; Lúcio, V.J.; Ramos, A.P. – "Strengthening of flat slabs with post-tensioning using anchorages by bonding", vol. 33, *Engineering Structures*, 2011, pp. 2025-2043.
- [14] Mimoto, T.; Sakaki, T.; Mihara, T.; Yoshitake, I. – "Strengthening system using post-tension tendon with an internal anchorage of concrete members", vol. 124, *Engineering Structures*, 2016, pp. 29-35.
- [15] Muhaj, H.; Marchão, C.; Lúcio, V.; Gião, R. – "Cyclic loading test procedure, including gravity load, on RC beams for different failure modes", in *ICCE International Conference of Civil Engineering*, Tirana, 2017.
- [16] CEN, 1992-1-1 Eurocode 2 – *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2004.
- [17] Elgehausen, R. – "Behaviour, Design and Testing of Anchors in Cracked Concrete", Special Publication ed., *ACI Journal*, 1992, pp. 123-176.

Seismic analysis of structures: Stress-resultant interaction based on response spectra

Análise sísmica de estruturas: Interação de esforços com base em espectros de resposta

Ana Rita Tomaz
Manuel Ritto Corrêa
Luís Guerreiro

Abstract

The focus of this paper is to explore a methodology that characterizes a structure response to a dynamic excitation more accurately and less conservatively than the one currently adopted in the application of design codes.

For the design of a reinforced concrete section, there is a set of n variables that need to be quantified: the axial force, bending moments or displacements. Instead of assuming the simultaneity of all the variables maximum values calculated by a typical modal analysis (using a response spectra and modal combination criteria), the studied method produces a surface in an n -dimension space that reproduces the interactions between those variables.

Besides being an interesting theoretical problem, it has clear applications in the design of columns subjected to a combination of axial force with bending moments, leading to significant reductions of steel reinforcement ratios and allowing a material economy without compromising the structural safety.

Resumo

O propósito deste artigo é explorar uma metodologia que caracterize a resposta das estruturas a excitações dinâmicas de forma mais precisa e menos conservativa que a presentemente utilizada na aplicação dos regulamentos em vigor.

Para dimensionar uma secção de betão armado é necessário quantificar um conjunto de n variáveis como o esforço normal, momentos fletores ou deslocamentos. Alternativamente a admitir a simultaneidade dos valores máximos dessas variáveis, calculados através de uma típica análise modal (recorrendo a espectros de resposta e um critério de combinação modal), o método estudado avalia a correlação entre variáveis, calculando a sua superfície de interação num espaço coordenado de n -dimensões.

Para além de ser um problema teórico interessante, tem também claras aplicações no dimensionamento de pilares sujeitos a flexão composta ou desviada, podendo levar a reduções significativas das taxas de armadura, permitindo uma economia de materiais sem comprometer a segurança estrutural.

Keywords: Seismic analysis / Modal combination methods / Stress-resultant interaction

Palavras-chave: Análise modal / Métodos de combinação modal / Interação de esforços

Ana Rita Tomaz

Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
ana.rita.tomaz@tecnico.ulisboa.pt

Manuel Ritto Corrêa

DECivil, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
manuelcorrea@tecnico.ulisboa.pt

Luís Guerreiro

CERIS, DECivil, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa
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.

TOMAZ, A. [et al.] – Seismic analysis of structures: stress-resultant interaction based on response spectra. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 85-92.

1 Introduction

The design of a reinforced concrete section relies on the evaluation of a set of variables, such as axial forces, bending moments or displacements. These can be estimated by the response spectra method associated with a combination method for all the necessary individual linear analyses: for the n relevant modes and the $k = 3$ possible seismic directions. The most common combination methods are the ABS, the SRSS and the CQC [1].

The response spectra method provides the peak value for each of the variables. However, when more than one quantity is necessary for design, the widely used approach is to assume their most unfavorable combination. This can be overly conservative as the extreme values do not occur all at the same time. The underlying idea is to properly consider the interactions between the stress-resultants in all the $n \times k$ structural analysis. This method can produce a surface in a x -dimension space that reproduces the interactions between the x variables [2].

Afterwards this surface can be superimposed to the capacity curve of that section to optimize its design. It must be remarked that the critical combination of a set of values on the interaction surface cannot be determined without the knowledge of the resistant capacity surface. In fact, the critical combination does not necessarily include the maximum value of any of the variables, as it is the one closest to the capacity surface. Gupta [3] detailed the nature of the interaction surfaces constructed for a chosen set of design variables. It is proven that for 2 variables, as N and M in a column section, the result is an ellipse. For $n > 2$ this entity is a hyper-ellipsoid in a n -coordinate space where each point represents a set of simultaneous seismic response values. As the structures are also subjected to static loads the center of these elliptical envelopes must be shifted to include this effect. Finally, the interaction surface is completely defined and can be used for design. Being completely inscribed in a resistant capacity surface guarantees the section safety.

This paper intends to explore the construction of interaction envelopes, using not only the method presented in [2] but also new ones that allow the display of the envelopes built with different mode combinations.

2 Theory

Without loss of generality let us consider just two variables (x_1, x_2), for example (M, N), whose maximum responses are calculated by the response spectra method and then combined. The two final values of these variables can be written as a vector $\mathbf{x}_f = [X_{f1}, X_{f2}]^T$ and represented in a coordinate space. The classical envelope we would get is a rectangle constructed from the intersections of the straight lines defined by: $x_i = X_{fi}$ and $x_i = -X_{fi}$. As not all the points inside this rectangle reproduce a feasible response of the structure it should be reduced, see Figure 1.

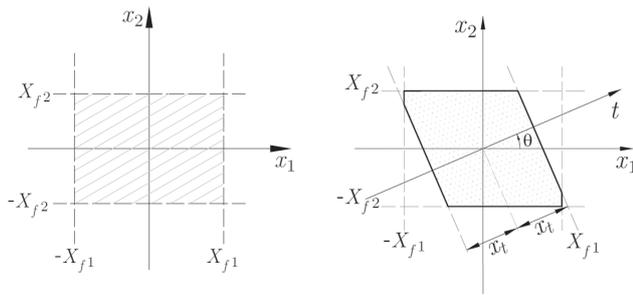


Figure 1 Rectangular and reduced envelope

The starting point for this study has to be the analysis of each mode where there is an unequivocal relation between the stress-resultants. The information of each mode, i , is organized in a vector $\mathbf{x}_i = [x_{i1}, x_{i2}]^T$. We also define the counterclockwise angle θ in the same coordinate space ($x_1 - x_2$) and its vectorial representation $\mathbf{t} = [\cos\theta, \sin\theta]^T$. Considering the projection of \mathbf{x} on any vector \mathbf{t} is introduced a distance x_t . For one mode x_{ti} and its square value are simply defined as:

$$x_{ti} = \mathbf{t}^T \mathbf{x}_i \quad (1)$$

$$x_{ti}^2 = \mathbf{t}^T \mathbf{x}_i \mathbf{t}^T \mathbf{x}_i = \mathbf{t}^T \mathbf{x}_i \mathbf{x}_i^T \mathbf{t} \quad (2)$$

Extending this to all the n relevant modes and adopting the SRSS combination one is led to:

$$x_t^2 = \sum_{i=1}^n x_{ti}^2 = \sum_{i=1}^n \mathbf{t}^T \mathbf{x}_i \mathbf{x}_i^T \mathbf{t} = \mathbf{t}^T \left(\sum_{i=1}^n \mathbf{x}_i \mathbf{x}_i^T \right) \mathbf{t} = \mathbf{t}^T \mathbf{X} \mathbf{t} \quad (3)$$

Here is introduced the interaction matrix, \mathbf{X} , which should be adjusted to each combination method. For the SRSS combination, the definitions above direct us to:

$$\mathbf{X} = \sum_{i=1}^n \mathbf{x}_i \mathbf{x}_i^T = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n x_{i1}^2 & \sum_{i=1}^n x_{i1} x_{i2} \\ \sum_{i=1}^n x_{i1} x_{i2} & \sum_{i=1}^n x_{i2}^2 \end{bmatrix} \quad (4)$$

On the other hand, for the CQC combination the definition of x_t^2 should be adapted to:

$$x_t^2 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \mu_{ij} x_{ti} x_{tj} \quad (5)$$

causing the matrix \mathbf{X} to be rewritten as:

$$\mathbf{X} = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \mu_{ij} \mathbf{x}_i \mathbf{x}_j^T \quad \text{with } \mu_{ij} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{(3/2)}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2 r(1+r)^2} \quad \text{and } r = \frac{\rho_j}{\rho_i} \quad (6)$$

The value x_t is the maximum distance any point of the envelope can take along the direction \mathbf{t} . This is why we can add two new straight lines to the set of lines that define the boundary of the interaction envelope. These new lines are perpendicular to \mathbf{t} at a distance of x_t

from the origin and will reduce the size of the original rectangular envelope, see Figure 1.

2.1 Intersection method

Continuing the previous derivation, it should be noted that the point defined by $\mathbf{p} = x_t \mathbf{t}$ is not a point of the interaction envelope. In fact, the point of the envelope can be any one belonging to the line perpendicular to \mathbf{t} that contains \mathbf{p} , see the lines R_A and R_B in Figure 2.

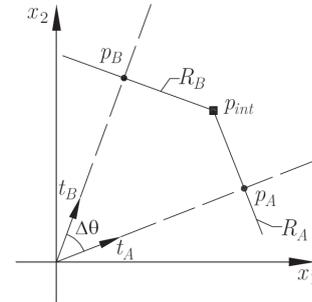


Figure 2 Intersection method: p_{int}

Taking two values of θ sufficiently close and their x_{ti} , the envelope point is the intersection of the two perpendicular lines. Defining Point A as: $\mathbf{p}_A = x_{tA} \mathbf{t}_A$, with \mathbf{t}_A associated with a given θ_A and x_{tA} given by Equation (5). The perpendicular line is: $R_A = x_{tA} \mathbf{t}_A + k_A \mathbf{n}_A$, where k_A is any real number and \mathbf{n}_A as a realization of $\mathbf{n} = [-\sin\theta, \cos\theta]^T$. Doing the same for Point B and matching the two perpendicular lines, produces the desired point, p_{int} . By applying the same procedure to a range of θ values contained in $[0 - 2\pi]$, the shape of the envelope becomes apparent. The method developed, here called "intersection method", is directly applicable to the CQC and SRSS combinations by altering the matrix \mathbf{X} . Moreover, it is possible to adapt it for the ABS combination by changing the x_t definition:

$$x_t = \sum_{i=1}^n |\mathbf{t}^T \mathbf{x}_i| \quad (7)$$

Each graphic on Figure 3 displays a typical resultant envelope for the chosen combination and also the previous envelopes were drawn in gray to ease their comparison (315 points were used, which corresponds to $\Delta\theta = 0.02$ rad). It is apparent that the resultant shape for the SRSS combination is elliptical with a significant correlation between the two variables, meaning that one of the semi-axis is significantly larger than the other.

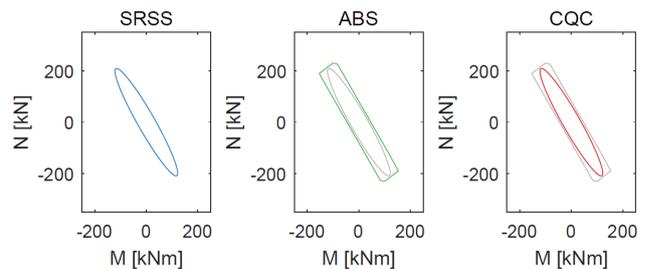


Figure 3 Intersection method: SRSS, ABS, CQC

The ABS envelope is a convex polygon exhibiting the same correlation which encloses SRSS envelope, showing it behaves as an upper bound to the other envelopes. It can be depicted as a group of pairs of parallel lines, each one introduced by one mode and whose length translates the mode relevance to the behavior of the structure. Even though the envelope could be constructed this simplified way, it is more systematic to span the θ angles, calculate its x_c and use the intersection method. Lastly, in this example the CQC envelope is so close to the SRSS solution that they overlap, meaning the modes have separated frequencies.

2.2 Resistant interaction surfaces

This solution will be obtained numerically and so the cross-section is subdivided in $n_c = 100$ rectangular divisions with concrete properties and $n_s = 16$ circular ones in the contour, simulating the steel bars. The numbering of the divisions and the sign convention are illustrated in Figure 4.

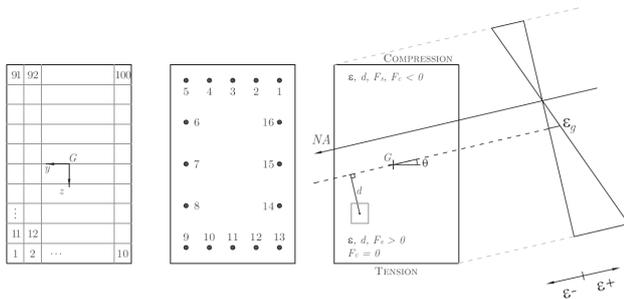


Figure 4 Discretization and sign convention

The neutral axis will be defined by two variables: the counterclockwise angle θ and ϵ_g , the strain at the origin, G , the geometric center of the cross-section. Since the representation of the interaction curves of N , M_2 and M_3 is a 3D surface, the intersection of this surface with horizontal planes will be drawn. These horizontal planes correspond to given values of the axial force, $N = N_p$.

The angle θ will vary in 360° and for each value, will be determined the ϵ_g that produces the desired axial force of the horizontal plane, N_p , using a Newton method. It consists in determining the maximum curvature that can be applied to the section, evaluating the strain of each concrete and steel division and calculating the stress-resultants, N , M_2 and M_3 . The calculated value of the axial force, N_{calc} , will be used to adjust the initial ϵ_g value of the following iteration, until it matches the desired N_p value.

The resultant surface, for a particular choice of steel bars, is presented in Figure 5. This figure was made using 37 iterations of θ , in each plane of $N = N_p$ to complete a quarter of the total capacity surface. The maximum number of iterations to approximate the value of ϵ_g was 32.

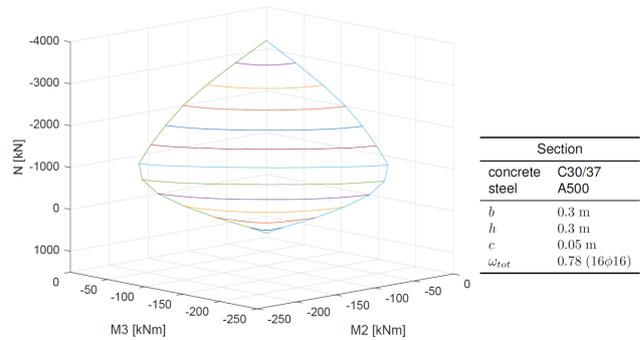


Figure 5 Interaction curves in 3D

2.3 Safety verification

To verify a section safety in a systematic way, two vectors of points that describe the resistant and action curves in polar coordinates (r, θ) were created, for each given value of N . For the action envelope it is done by inverting the interaction matrix:

$$\mathbf{X}^{-1} = \begin{bmatrix} C_{MM} & C_{MN} \\ C_{MN}^T & C_{NN} \end{bmatrix} \quad (8)$$

With these smaller matrices we can write the equation of the ellipsoids that result of the intersection of the ellipsoid with horizontal planes at given values of N :

$$(\mathbf{m}^T - \mathbf{m}_0^T) \frac{C_{MM}}{R_0^2} (\mathbf{m} - \mathbf{m}_0) = 1 \quad (9)$$

with $\mathbf{m} = [M_2, M_3]^T$

$$\mathbf{m}_0 = -C_{MM}^{-1} C_{MN} N$$

$$R_0^2 = 1 - N C_{NN} N + \mathbf{m}_0^T C_{MM} \mathbf{m}_0$$

The resistant surface is also defined by an assembly of intersections with the same horizontal planes. We divide the plane into sectors centered in each point of the resistant vector and analyze if any of the action vector points are within that section. If so we compare all the action point radii in the sector with the radius of the resistant point. Given the case that in all sectors, all action point radii are smaller than the resistant point radius, we can ensure the safety of the cross-section, Figure 6.

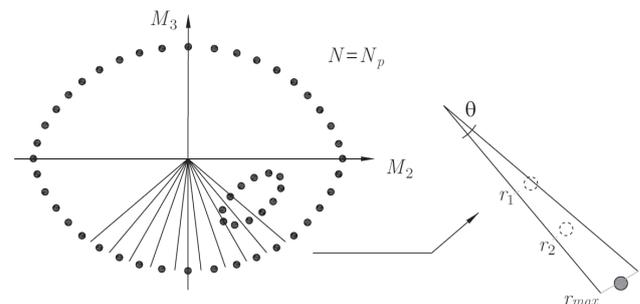


Figure 6 Safety verification mechanism

Additionally, this verification can be done inside a cycle that increments the value of the total percentage of reinforcement, w_{tot} , allowing to find the optimized solution for the cross-section design. Note the increments do not need to be fixed and can be associated with a specific choice of commercial diameters for the steel bars.

3 Implementation

All the presented examples assume the same seismic action whose main parameters are in Table 1. [4]

Table 1 Seismic definition

Earthquake	Zone	Ground	γ/l	q
Type 1	1.3	Type B	1	2.5

3.1 2D Example

This example will address the design of the base section of the columns of a simple 2D structure, see Figure 7. To resist the overturning moment of the seismic action (schematically represented as a horizontal force that can have both directions), the structure has two main mechanisms: bending moments in the fixed supports and a frame effect, materialized by axial forces with symmetrical signs in each pair of columns.

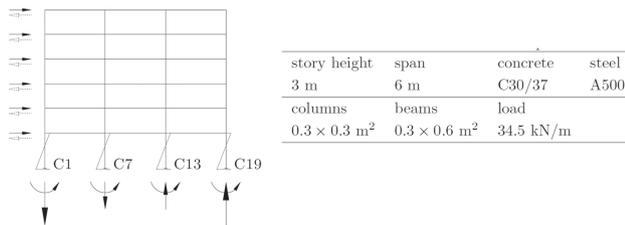


Figure 7 2D example: Structure description

As it can be seen in Figure 8 there is a substantial difference in the static values of N between interior and exterior columns. Additionally, the exterior ones have larger static M that slightly deviate the center of the envelopes. The seismic action produces a symmetric outcome between the left and right columns: the base sections have equal M combined with symmetric N to create a binary. This phenomenon is predominant in the outside columns which can draw larger values of N . The critical column is C13, requiring $w_{tot} = 0.5$.

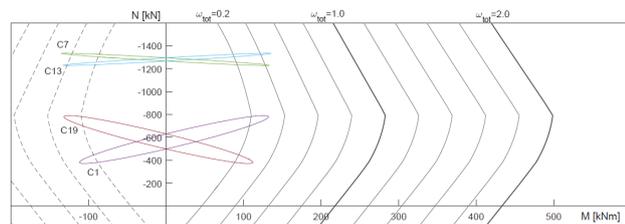


Figure 8 2D example: Action and resistant interaction curves

Additionally, we should analyze column C1, isolated in Figure 9. In a dashed blue line is indicated the rectangular envelope commonly used for design. With this criteria would be necessary to design the section for $w_{tot} = 0.4$ ($A_s = 17 \text{ cm}^2$). Conversely, using the interaction envelope $w_{tot} = 0.3$ would suffice. This corresponds to $A_s = 12 \text{ cm}^2$ that can be materialized with $12\phi 12$, allowing a saving of 25%.

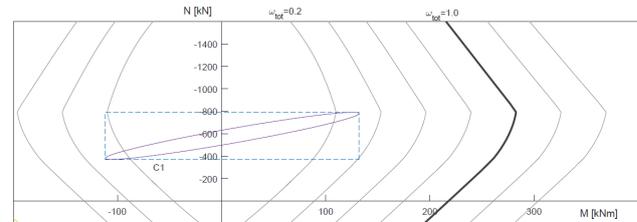


Figure 9 2D example: Comparison of envelopes for column C1

3.2 3D Example

The subject of the next study is a 3D structure that has an asymmetrical disposition of the columns, intended to correlate one earthquake direction to both bending moments, M_2 and M_3 . The same material and geometrical properties of the 2D structure were used, plus the ones indicated in Figure 10.

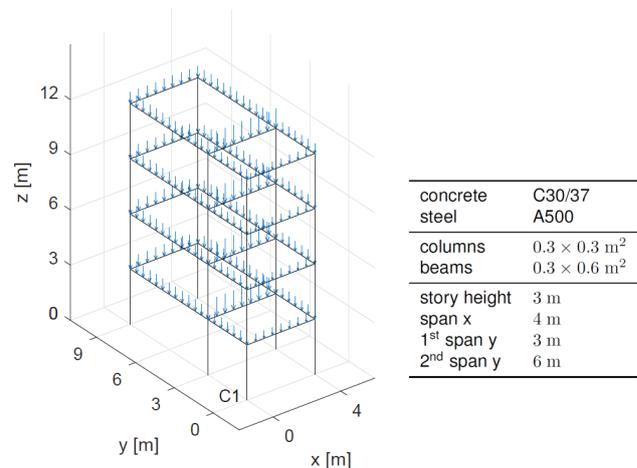


Figure 10 3D example: Structure description

To ease the visualization of the interaction ellipsoid, constructed for the base section of the column C1 with coordinates ($x = 0; y = 0$), its projections in the three coordinate planes are presented in Figure 11. The individual responses for the earthquakes acting along the x and y directions were also presented.

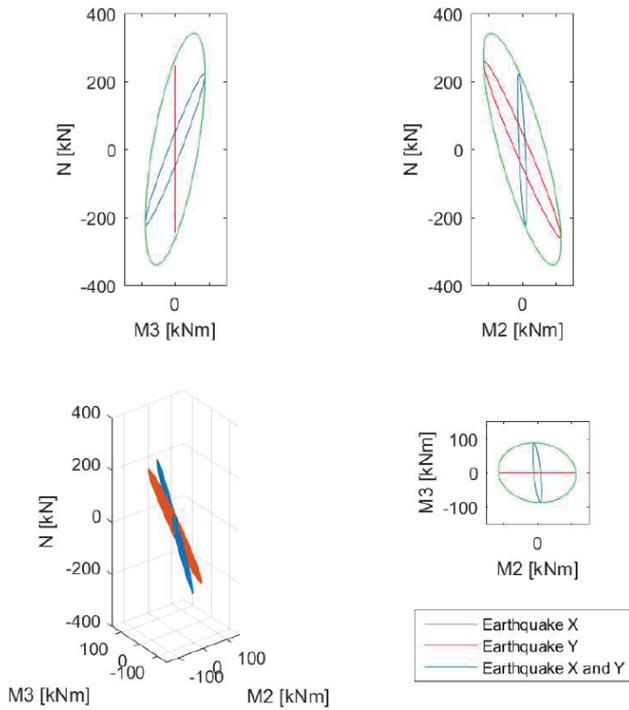


Figure 11 3D example: Ellipsoid projections (column C1)

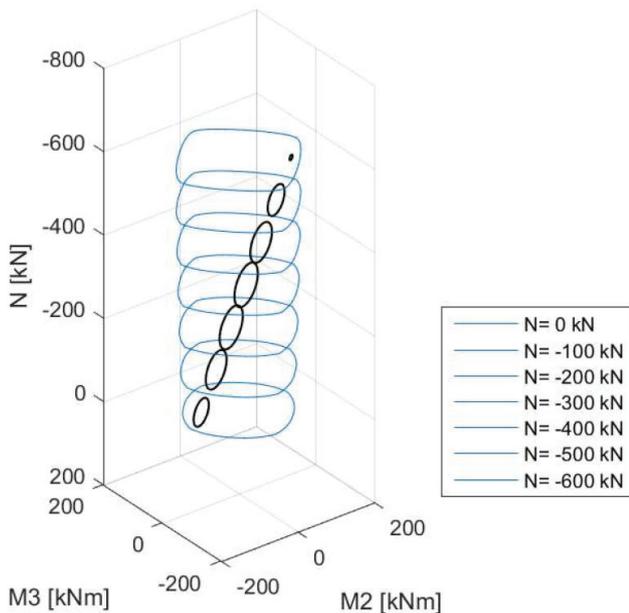


Figure 12 3D example: Action and resistance curves for given values of N (column C1)

Additionally, the x global axis is aligned with the e_{2i} in the elements referential, and the y with e_{3i} . As it can be seen, the direction X produces N and both moments, as the direction Y only produces N and M_{2i} . Again this can be explained by the symmetry in the disposition of columns in one direction but not in the other. For design purposes, the static stress-resultants have to be added, which will change the position of the ellipsoid center. With the correct placement, the action interaction ellipsoid can be compared with the resistant curves, using the safety verification method described previously.

Based on the results it can be concluded that the optimal total percentage of reinforcement is $w_{tot} = 0.7$. This corresponds to $A_s = 29 \text{ cm}^2$ that may be materialized with $16\phi 16$. Visually, it is clear in Figure 12 that this section verifies the safety criteria as the action curves are within the resistance curves for each value of the axial force, N , chosen to plot the curves.

4 Conclusions

The present paper was elaborated with the main goal of exploring the construction and application of interaction surfaces to the design of structures subjected to seismic actions.

The interaction surfaces replace the common practice of assuming that the multiple stress-resultants maximum values calculated with a response spectrum method can be simultaneous. This can lead to an over-design of a structure since the most unfavorable combinations of all the stress-resultants relevant for the design of each section are picked. The interaction surfaces refine the data used for design by evaluating the correlations between those stress-resultants in each vibration mode and combining them properly. It also presents a geometric representation of points whose coordinates are sets of stress-resultant values (for example: M_{2i} , M_{3i} and N) that can occur together in a given section.

To support the use of these interaction surfaces we remark that it resorts to the information typically calculated in seismic analysis, based on modal combinations and response spectra. The increase of computational effort to process that information can be compensated by the material savings it allows in the design phase, by being less conservative to describe the effects of the seismic action. Such savings are described by specialized literature and reconfirmed in this paper.

Using the intersection method to construct the interaction envelopes allowed the comparison of the three modal combinations (SRSS, CQC and ABS), not just when applied to one variable but to combinations of two variables (such as $M - N$). As a result, graphical representations of these common combinations in 2D were produced.

The safety verification of a reinforced concrete cross-section was implemented by defining both the action and resistant interaction

surfaces as an assembly of intersections with the same horizontal planes (which represent given values of axial force, N). Additionally, it was developed a procedure to automatically calculate the necessary steel ratio of a list of desired sections: the top and base sections on columns.

Furthermore, the principle of establishing correlations of variables in each individual mode and constructing a final interaction surface can be applied in different contexts such as the design of combined footings.

These examples are detailed in the companion dissertation [5] as they are not commonly addressed in the specialized literature.

References

- [1] Der Kiureghian, A. – "Structural response to stationary excitation". *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 106(6):1195-1213, 1980.
- [2] Menun, C.; Der Kiureghian, A. – "Envelopes for seismic response vectors. I: Theory. *Journal of Structural Engineering*, 126(4):467-473, 2000.
- [3] Gupta, A.; Singh, M. – "Design of column sections subjected to three components of earthquake". *Nuclear Engineering and Design*, 41(1):129-133, 1977.
- [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, IPQ.
- [5] Tomaz, A. – Seismic analysis of structures: Stress-resultant interaction based on response spectra. Master's thesis, Instituto Superior Técnico, 2017.

Análise da estabilidade da via balastrada num viaduto com tabuleiro misto aço-betão para tráfego de comboios de alta velocidade

Stability analysis of the ballasted track in a composite steel-concrete viaduct for high-speed trains traffic

Artur Silva
Gonçalo Ferreira
Rui Caçada

Resumo

Em pontes ferroviárias a circulação de comboios de alta velocidade traduz-se num carregamento periódico produzido pela passagem dos sucessivos eixos do comboio regularmente espaçados, que pode originar fenómenos de ressonância da estrutura. Estes efeitos ressonantes podem originar acelerações excessivas do tabuleiro e, como consequência, conduzir à instabilização da camada de balastro.

O presente trabalho foca-se na análise das acelerações da laje superior do tabuleiro misto aço-betão do viaduto norte de acesso à nova ponte ferroviária sobre o rio Sado. Para a análise dinâmica da estrutura desenvolveu-se um modelo de elementos finitos que permitiu obter a resposta dinâmica em termos de acelerações no tabuleiro na zona que serve de suporte direto à via balastrada. Especial atenção é dada à avaliação da influência do tipo e velocidade do comboio, da gama de frequências utilizada na análise dinâmica, do amortecimento, e da distribuição espacial dos valores de pico de aceleração em situações ressonantes.

Abstract

In railway bridges, the passage of high-speed trains originates a periodic load produced by the passage of the sequent regularly spaced train axles, which may cause resonance of the structure. These resonant effects can cause excessive accelerations of the deck and, consequently, lead to the instability of the ballast layer.

The present work focuses on the analysis of the accelerations in the upper slab of the composite steel-concrete deck of the north access viaduct to the new bridge over the Sado river. For the dynamic analysis of the structure, a finite element model was developed that allows to obtain the dynamic response in terms of accelerations in the deck, in the zone that serves as direct support to the ballasted track. Special attention is given to the assessment of the influence of type and speed of train, frequency range used in dynamic analysis, damping, and spatial distribution of the peak acceleration values in resonant situations.

Palavras-chave: Estabilidade da via / Viaduto ferroviário / Tabuleiro misto aço-betão / Análise experimental e numérica / Comboios de alta velocidade / Efeitos ressonantes

Keywords: Track stability / Railway viaduct / Composite steel-concrete deck / Numerical and experimental analysis / High-speed trains / Resonant effects

Artur Silva

CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
artur.silva@fe.up.pt

Gonçalo Ferreira

CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
gcferreira@fe.up.pt

Rui Calçada

CONSTRUCT, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
ruiabc@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.

SILVA, A. [et al.] – Análise da estabilidade da via balastrada num viaduto com tabuleiro misto aço-betão para tráfego de comboios de alta velocidade. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 93-100.

1 Introdução

Durante as últimas décadas, o sistema ferroviário mostrou uma grande influência no desenvolvimento social e económico na nossa sociedade. Na Europa, o transporte ferroviário assume, atualmente, um papel importante para atingir a estratégia da Europa 2020. Esta estratégia visa um desenvolvimento de uma economia inteligente e mais sustentável e competitiva [1]. Como tal, é necessário introduzir novas linhas de alta velocidade, ou modernizar as existentes, reduzindo assim os tempos de viagem, melhorando o conforto dos passageiros e reduzindo o congestionamento da rede ferroviária. Para reforçar a posição competitiva do setor ferroviário europeu, é necessária uma maior investigação e um desenvolvimento mais coordenado a longo prazo. Este trabalho pretende contribuir para uma evolução no conhecimento das implicações do tipo de tráfego ferroviário a nível estrutural, mais detalhadamente na influência das velocidades de circulação de comboios de alta velocidade nas acelerações verticais em tabuleiros de pontes mistas, que podem levar à instabilização do balastro. Este estudo tem por base a análise da distribuição espacial das acelerações do tabuleiro do viaduto Norte da nova ponte ferroviária sobre o rio Sado, localizada em Alcácer do Sal. Recorrendo a modelos numéricos do viaduto, irá ser estudada a influência de vários parâmetros da estrutura na resposta dinâmica em termos de acelerações verticais do tabuleiro. Com os resultados deste estudo, poderão ser discutidas algumas questões relacionadas com a regulamentação em vigor, bem como a influência e as implicações da passagem de comboios de alta velocidade no viaduto em questão.

2 aspetos regulamentares

2.1 Comboios de alta velocidade

As análises dinâmicas devem ser realizadas usando os valores característicos das cargas dos comboios reais especificadas para o projeto. A escolha desses comboios deve ser efetuada tendo em conta a composição dos mesmos e desde que se preveja que venham circular na estrutura a uma velocidade superior a 200 km/h. Os comboios de alta velocidade que irão ser estudados neste trabalho são o Alfa Pendular, o Talgo AV2, o Thalys 2, o Eurostar 373, o X 2000, o TGV Atlantique, o Virgin, o ICE 2 e o ETR-Y-500. As características de cada veículo encontram-se descritas no relatório ERRI D214/RP9 [2].

2.2 Aceleração vertical do tabuleiro

No que toca à aceleração vertical do tabuleiro, o nível das acelerações com a passagem de tráfego ferroviário a velocidades superiores a 200 km/h obriga a que as acelerações verticais se mantenham abaixo de certos limites, como se encontram especificados na EN1990-Anexo A2 [3] e inicialmente propostos pela comissão de especialistas D214 da ERRI. Estes limites estão ligados à ocorrência de fenómenos de instabilidade na camada de balastro, associados à perda da resistência lateral da via em vias balastradas e à perda de contacto entre a roda e o carril pelo acréscimo de forças de contacto em vias não balastradas. Para o caso de vias balastradas, o limite máximo do valor de cálculo da aceleração vertical é de 3,5 m/s² [3].

Para o cálculo das acelerações e a determinação dos seus máximos, deve ser considerada a contribuição de modos de vibração com frequências até um máximo de 30 Hz, 1,5 vezes a frequência do modo de vibração fundamental do elemento que está a ser considerado ou a frequência do terceiro modo de vibração do elemento. Para avaliar o comportamento dinâmico da via balastrada, para vários níveis de aceleração, efetuou-se um conjunto de ensaios que consistiu na reprodução em laboratório de um troço de via balastrada, submetendo-o a diversos níveis de aceleração considerando frequências até 60 Hz [4]. Do resultado dos ensaios constata-se que as maiores amplificações ocorrem para acelerações superiores a 0,7 g (aproximadamente, 7 m/s²), verificando-se que os valores da função de transferência aumentam até a uma frequência de 60 Hz. O critério da EN1990-Anexo A2, limita a aceleração vertical do tabuleiro a 3,5 m/s², no caso das pontes com via balastrada. Este valor máximo de aceleração é resultante da aplicação de um fator de segurança de 2,0 aos valores limite de aceleração obtidos experimentalmente. As recomendações que resultam das investigações realizadas apontam para uma modificação da gama de frequências a considerar na análise dinâmica, sendo a frequência limite o mínimo de 60 Hz ou a frequência do terceiro modo de vibração que pode ser excitado pelo tráfego. A análise de registos experimentais relativos à passagem de comboios em pontes da rede ferroviária alemã permitiu concluir que o limite regulamentar da aceleração vertical é por diversas vezes ultrapassado, para um número reduzido de picos associados à passagem da locomotiva do comboio ou até mesmo de veículos intermédios, não se registando instabilização da camada de balastro [4]. O critério regulamentar da EN1990-Anexo A2 tem apenas em conta o valor máximo registado da aceleração vertical, não tendo em conta o número de ciclos nos quais os valores regulamentares são ultrapassados. Face a isto, a Deutsche Bahn elaborou uma proposta alternativa ao critério da EN1990-Anexo A2, que atende não só à limitação da aceleração vertical do tabuleiro mas também à influência que elevados níveis de aceleração podem ter na diminuição da resistência lateral da via [4]. Segundo este critério, são permitidos 10 ciclos sucessivos de vibração com níveis de aceleração superiores aos regulamentares, caso o critério da limitação da aceleração vertical do tabuleiro não seja inteiramente cumprido, não podendo ser excedido o valor de 0,55 g (cerca de 5,5 m/s²) em pontes com via balastrada. Este valor limite implica um fator de segurança de 1,3 relativamente aos valores limite de aceleração obtidos experimentalmente.

3 Metodologias de análise dinâmica

3.1 Método da sobreposição modal

O método da sobreposição modal permite resolver a equação de equilíbrio dinâmico,

$$M \ddot{u}(t) + C \dot{u}(t) + K u(t) = F(t) \quad (1)$$

através de uma mudança de coordenadas, denominada de transformação modal, obtendo-se as equações de equilíbrio dinâmico desligadas referentes a cada um dos modos de vibração,

$$M_n \ddot{y}_n(t) + C_n \dot{y}_n(t) + K_n y_n(t) = F_n(t) \quad (2)$$

onde $F_n(t)$ representa as forças modais que podem ser calculadas através da seguinte equação:

$$F_n(t) = \begin{bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_j(t) \\ \vdots \\ F_j(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \cdots & \phi_{1,k} & \cdots & \phi_{1,K} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{j,1} & \cdots & \phi_{j,k} & \cdots & \phi_{j,K} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{j,1} & \cdots & \phi_{j,k} & \cdots & \phi_{j,K} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_k(t) \\ \vdots \\ F_K(t) \end{bmatrix} \quad (3)$$

em que $\phi_{j,k}$ corresponde ao deslocamento modal do grau de liberdade k , para o modo de vibração j e $F_k(t)$ corresponde ao histórico de carregamento para o grau de liberdade k . Tanto $\phi_{j,k}$ como $F_k(t)$ são matrizes com valores já conhecidos. Visto que no modelo de uma estrutura ferroviária existe uma grande quantidade de graus de liberdade, este processo pode simplificar-se considerando que as cargas apenas estão aplicadas na direção vertical nos nós correspondentes ao carril, sendo que os outros graus de liberdade têm carga nula. Nesse caso, só o deslocamento vertical modal dos nós que definem o carril para cada modo de vibração j é solicitado. Esta simplificação torna o processo mais veloz, não sendo necessária uma capacidade de processamento de dados tão elevada como seria necessário para correr o processo de acordo com a Equação (3). As matrizes de forças modais são aplicadas como carregamento quando se realiza uma análise dinâmica com cargas móveis. O método das cargas móveis considera os comboios como um conjunto de cargas móveis de valor igual às cargas estáticas por eixo e constantes ao longo do tempo. A resposta dinâmica pode ser calculada, para cada incremento de tempo t , resolvendo a equação de equilíbrio dinâmico através de, por exemplo, o método da sobreposição modal. Para realizar uma análise com cargas móveis, neste caso no programa ANSYS, é necessário construir uma matriz que tem os valores nodais das forças dependentes do carregamento do comboio e a velocidade de circulação deste. O procedimento para a análise através do método das cargas móveis foi proposto por Albuquerque [5]. Assim, com a informação detalhada da solicitação de cada nó, em cada instante de tempo e para uma dada velocidade de circulação, é possível aplicar estes dados para determinar a resposta estática da estrutura num dado instante de tempo [6].

3.2 Metodologia ANSYS-MATLAB

Para a realização da análise dinâmica recorre-se ao programa MATLAB, tendo como interface para a geração do modelo e para a realização da análise modal o programa ANSYS [7]. Após a realização da análise modal, executam-se comandos que permitem extrair os deslocamentos verticais modais dos nós dos carris e dos restantes nós da malha que se configurou anteriormente. Deste modo, o ANSYS volta a correr em segundo plano para extrair os parâmetros referidos, bem como os valores modais da frequência, da massa e do amortecimento. Este procedimento torna-se demorado devido à quantidade de cálculos que são exigidos. Após a obtenção dos deslocamentos modais, interessa importar a informação relativa ao carregamento real de cada comboio, ficando assim com o conhecimento do nome do mesmo, das cargas por eixo e da distância entre eixos. Após a importação, realiza-se um ciclo onde irá variar a velocidade de circulação de cada comboio e que permite construir

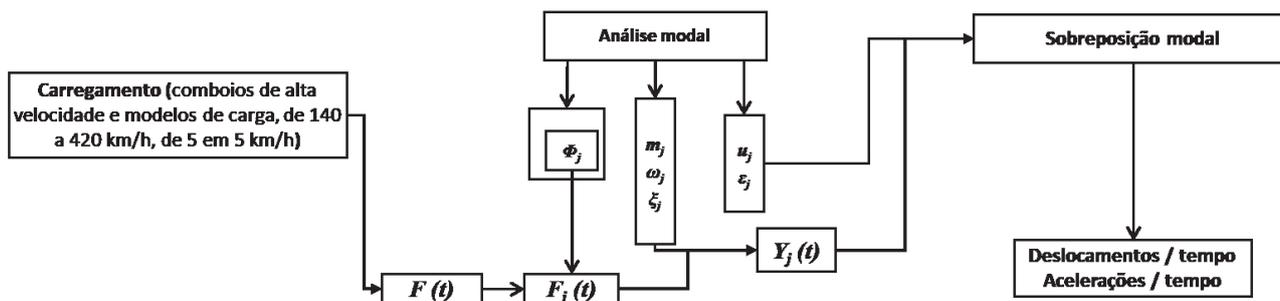


Figura 1 Esquema do procedimento adotado para a obtenção dos deslocamentos e acelerações (adaptado de [6])

as matrizes de carga e determinar os valores modais das forças. Por fim, as grandezas modais que foram determinadas são multiplicadas pelas coordenadas modais, obtendo-se assim a evolução temporal dos deslocamentos para cada velocidade [6]. Este processo pode repetir-se para a gama de velocidades, amortecimento e comboio desejados. As acelerações obtêm-se através da segunda derivada dos deslocamentos que foram obtidos. O diagrama apresentado na Figura 1 representa um esquema do procedimento adotado.

4 Modelo e análise dinâmica do viaduto

4.1 Localização e descrição do viaduto Norte

A nova ponte ferroviária sobre o rio Sado e os seus respetivos viadutos localizam-se no distrito de Setúbal, perto de Alcácer do Sal, a cerca de 100 km de Lisboa. Esta estrutura integra a Linha Ferroviária do Sul, fazendo parte de um projeto ferroviário que irá melhorar as conexões ao Sul do país.

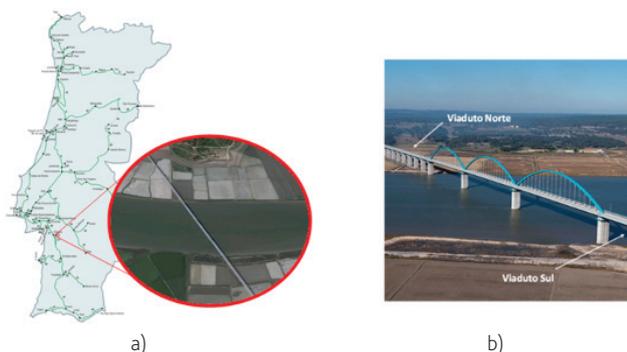


Figura 2 a) Localização da ponte na rede ferroviária nacional (adaptado de [8]); b) Vista geral da ponte e dos viadutos de acesso (adaptado de [9])

O viaduto Norte consiste numa solução estrutural mista em aço e betão composta por duas longarinas com secção em I que suportam uma laje em betão armado. O estudo realizado neste trabalho foca-se num vão simplesmente apoiado do viaduto de acesso Norte que tem um comprimento de 45,0 m. Trata-se do primeiro vão do viaduto norte que faz fronteira com a ponte.

4.2 Modelo em elementos finitos

A modelação numérica foi realizada através do programa ANSYS [7] através de técnicas usuais de discretização, por meio do método de elementos finitos onde se inclui no modelo o sistema da via-férrea. O modelo usado foi desenvolvido por Alencar [10], recorrendo à linguagem APDL do software ANSYS. Esta linguagem permite fornecer instruções em texto ao programa, nas várias fases de análise de elementos finitos da estrutura (pré-processamento ou modelação, cálculo e pós-processamento), sem recorrer à interface gráfica, tornando assim possível que um programa, como o MATLAB, corra e comunique com o ANSYS em vários tipos de análise [6]. O modelo numérico do viaduto inclui só um vão de 45,0 m, pois, como foi dito anteriormente, não há continuidade entre os vãos adjacentes, nem com a estrutura ou com a via-férrea. Para a modelação dos vários elementos do viaduto, recorreu-se a elementos finitos de casca (SHELL181), de barra (BEAM44), sólidos (SOLID185), infinitamente rígidos (MPC184) e de massa pontual (MASS21).

4.3 Análise dinâmica do viaduto

Após a modelação numérica do viaduto, realizou-se uma análise modal para identificar os modos de vibração da estrutura, sendo que as deformadas dos três principais modos de vibração globais do viaduto em análise são apresentadas na Figura 3.

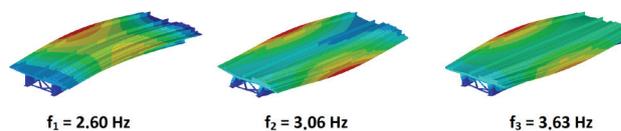


Figura 3 Deformada dos principais modos de vibração obtidos por modelação numérica (adaptado de [10])

4.3.1 Parâmetros a considerar

Para cálculo das acelerações na via, tiveram-se em conta os parâmetros indicados no Quadro 1. De referir que a gama de velocidades indicada tem em conta o regulamentado na EN1991-2 [11]. O amortecimento adotado tem em conta o mínimo regulamentar da EN1991-2.

Quadro 1 Parâmetros considerados na análise dinâmica

Parâmetros da análise dinâmica	
Comboios	Alfa Pendular, Talgo Av2, Thalys 2, Eurostar 373, X 2000, TGV Atlantique, Virgin, ICE 2, ETR-Y-500
Gama de velocidades	140 a 420 km/h, de 5 em 5 km/h
Modos de vibração	Aproximadamente 60 Hz (340 modos)
Amortecimento	0,5%
Incremento de tempo	0,001 s
Tempo em vibração livre	5 s

4.3.2 Resultados da análise dinâmica

Os resultados que irão ser apresentados dizem respeito ao nó central que se situa na laje do tabuleiro, na zona da via balastrada (Figura 4), e indicam os valores absolutos das acelerações. Por sua vez, os mapas de acelerações dizem respeito à distribuição espacial das acelerações na via correspondentes à zona da laje do tabuleiro que se encontra por baixo da via balastrada, como se encontra ilustrado na Figura 4.

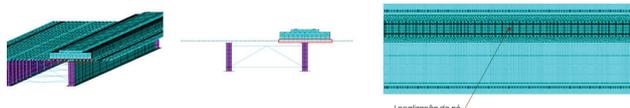


Figura 4 Localização da zona da via e do nó referente às análises efetuadas

A comparação dos resultados de cada comboio irá ser feita com base nos limites impostos na EN1990 Anexo A2 [3]. Estes limites dizem respeito à tipologia de via balastrada, sendo a aceleração vertical máxima de 3,5 m/s² (representada nos gráficos como “Limite ECO”). Excepcionalmente, este valor regulamentar pode ser excedido em 10 ciclos sucessivos de vibração, não podendo assim neste caso, a aceleração vertical máxima ultrapassar os 5,5 m/s² (representada nos gráficos como “Limite Excepcional ECO”). A Figura 5 representa as acelerações máximas no nó em análise em função da velocidade de circulação de todos os comboios analisados. Da figura, verifica-se que os comboios que agravam mais a resposta dinâmica da estrutura em termos de acelerações máximas são o X 2000, o Virgin, o ICE 2 e o ETR-Y-500.

No Quadro 2 encontram-se representados os comboios que ultrapassam o limite regulamentar no nó em análise, chamados comboios críticos, indicando também a velocidade de circulação que leva à máxima aceleração no nó referido. Verifica-se que o comboio que atinge maiores acelerações é o Virgin, sendo que a sua velocidade crítica corresponde exatamente à sua velocidade típica de circulação. No quadro está representado o Alfa Pendular, pois apesar de não ultrapassar o limite regulamentar de 3,5 m/s², este é o

comboio que circula no viaduto em questão, interessando, portanto, saber a resposta dinâmica para este veículo.

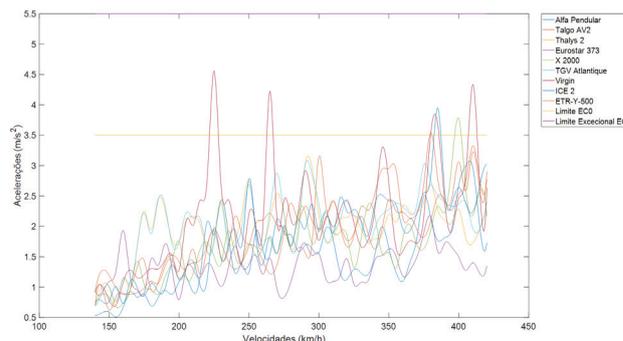


Figura 5 Comparação das acelerações máximas provocadas por cada comboio

Quadro 2 Aceleração máxima de cada comboio crítico e respetiva velocidade crítica

Comboio crítico	Velocidade crítica [km/h]	Aceleração máxima no nó central [m/s ²]
Alfa Pendular	405	2,998
X 2000	400	3,776
Virgin	225	4,564
ICE 2	385	3,952
ETR-Y-500	380	3,548

As análises efetuadas ao longo deste documento irão ter em atenção o Virgin, pois é o comboio que causa maiores acelerações no viaduto. Após o cálculo da evolução temporal das acelerações para cada comboio, procedeu-se ao cálculo dos mapas de acelerações máximas para todos os pontos da via balastrada e para a velocidade de circulação que leva à aceleração máxima no nó central de cada comboio crítico. Os mapas de acelerações máximas dos comboios foram calculados tendo em conta a aceleração máxima em cada ponto para todos os instantes de tempo de cada comboio e para cada velocidade de circulação, estando o valor representado em módulo. A escala de cores representa as acelerações mínima e máxima, em módulo, quando o comboio circula na ponte à velocidade indicada. Como se irá verificar nos mapas de acelerações máximas, nem sempre o ponto central da via é o que apresenta as maiores acelerações.

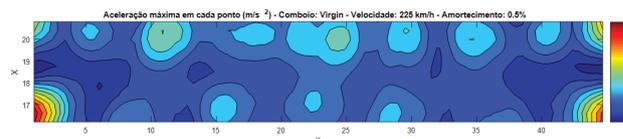


Figura 6 Mapa de acelerações máximas na via para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h

Na Figura 6 está representado o mapa de acelerações máximas para o comboio Virgin à velocidade de 225 km/h. Visualizando a figura, verifica-se que as maiores acelerações atingem-se nas extremidades, sendo que na restante via, a zona em consola (em cima na figura) é aquela que apresenta acelerações superiores a 3,5 m/s², em locais pontuais, existindo no lado esquerdo da via (em baixo na figura) três pontos relevantes acima dos 3,5 m/s².

5 Análise paramétrica da resposta dinâmica do viaduto

5.1 Ressonância da estrutura

Nesta secção pretende-se saber quais os modos que apresentam uma maior contribuição para o aumento das acelerações máximas a uma dada velocidade, verificando qual a frequência associada a esse modo e a respetiva deformada da estrutura. Para esta análise recorrem-se a gráficos que traduzem a aceleração máxima em função dos modos de vibração da estrutura. Estes gráficos terão em conta as velocidades de circulação vizinhas à velocidade de circulação que leva aos picos de acelerações máximas para o nó central da laje que se encontra na zona da via balastrada. Todas as análises desta secção foram realizadas para um amortecimento da estrutura equivalente ao mínimo regulamentar da EN1990-Anexo A2 [3], com o valor de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura.

5.1.1 Virgin

Com a análise da Figura 7 verifica-se que os modos que contribuem mais para o acréscimo das acelerações são o 78 e o 218, correspondendo a frequências de 26,24 Hz e 44,48 Hz, respetivamente, que foram verificadas através de uma Transformada Rápida de Fourier relativas ao sinal da passagem do comboio Virgin a 225 km/h, considerando 340 modos de vibração.

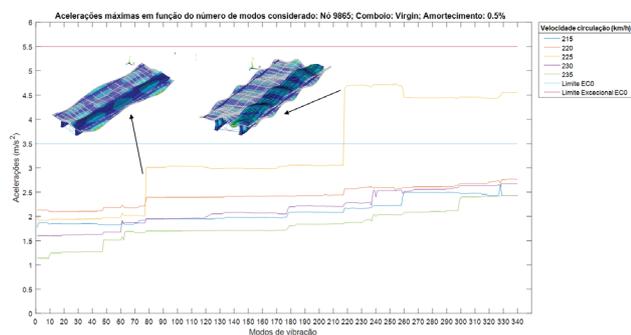


Figura 7 Influência dos modos de vibração para a aceleração máxima do Virgin

No Quadro 3 consegue-se relacionar a frequência de passagem das cargas do comboio Virgin, a uma velocidade de 225 km/h, com os

subarmónicos das frequências da estrutura dos modos identificados, verificando-se uma razão de frequências muito próxima de 1.

Quadro 3 Relação entre as frequências da estrutura e a frequência de passagem das cargas do Virgin

Frequência da estrutura [Hz]	Subarmónico da frequência da estrutura	Frequência da passagem das cargas [Hz]	Espaçamento entre eixos do comboio [m]	Razão de frequências (r)
26,24 (Modo 78)	5.º	4,37	14,3	0,9967
44,48 (Modo 218)	1.º	23,15	2,7	1,0347

5.2 Amortecimento da estrutura

O amortecimento é uma grandeza que tem influência na amplitude da resposta das acelerações, sendo que um amortecimento mais elevado leva a uma redução da amplitude em vibração livre mais expressiva. Nesta secção estudar-se-á a influência do amortecimento na resposta dinâmica da estrutura.

A gama de amortecimentos a analisar será de 3,71% para os modos globais da estrutura, 5,08% para os modos de vibração locais relacionados com a laje e 0,5% para os restantes modos de vibração relacionados com a estrutura metálica do viaduto [12]. Os resultados obtidos desta gama de amortecimentos serão comparados com os resultados obtidos quando o valor de amortecimento para todos os modos de vibração é de 0,5%.

5.2.1 Virgin

Na Figura 8 é apresentado o gráfico que traduz as acelerações máximas para cada velocidade de circulação do comboio Virgin, relativamente ao nó central da laje na zona da via balastrada. Repara-se no nó analisado que as acelerações máximas são praticamente inferiores em todo o seu espectro comparativamente a um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração da estrutura. O pico de acelerações neste caso ocorre para uma velocidade de circulação de 410 km/h, sendo que os valores de aceleração neste ponto são cerca de 23% inferiores aos do modelo original com amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração.

Na Figura 9 apresenta-se o mapa de acelerações máximas para o comboio Virgin à velocidade de 410 km/h. Para esta velocidade, verifica-se que as extremidades são as zonas que atingem maiores acelerações enquanto na restante via as acelerações são bastante elevadas em zonas muito pontuais, mais respetivamente no lado direito da via (em cima na figura), sendo que à volta desses pontos existe uma diminuição rápida das acelerações, estando abaixo dos 5 m/s².

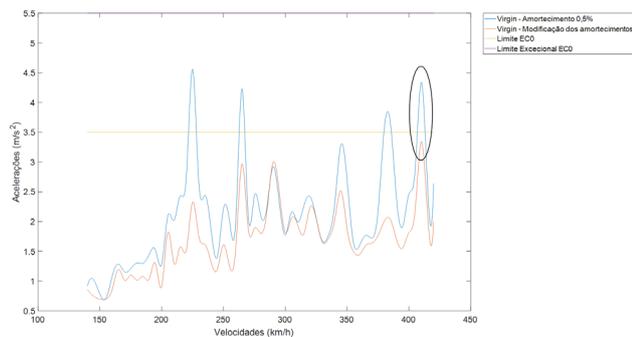


Figura 8 Acelerações máximas em função das velocidades de circulação para o Virgin (alteração dos amortecimentos da estrutura)

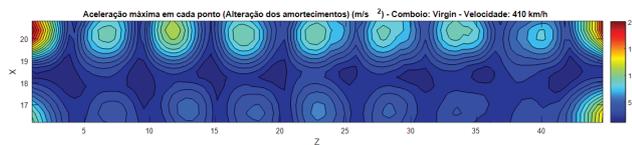


Figura 9 Mapa de acelerações máximas na via (alteração dos amortecimentos) para o comboio Virgin à velocidade de 410 km/h

6 Conclusões

Relativamente aos métodos usados, verifica-se que a análise dinâmica com cargas móveis exige pouco esforço computacional, pois não requer a modelação do comboio e pode ser usada com bastante precisão nos casos em que a interação ponte-comboio não influencia a resposta dinâmica da estrutura. O método da sobreposição modal mostra também muitas vantagens, sendo que permite obter de forma independente as coordenadas modais de cada comboio, dos deslocamentos modais. Assim para o cálculo dos deslocamentos, que seriam derivados para obter as acelerações, utilizaram-se as matrizes de coordenadas modais que já eram conhecidas. Quanto à ressonância da estrutura, verifica-se que há uma correlação entre as frequências da estrutura e as frequências de passagem dos comboios, notando-se que, a partir de um certo modo, o comboio Virgin ultrapassa o limite de $3,5 \text{ m/s}^2$. No que diz respeito ao amortecimento da estrutura, verifica-se que as acelerações são menores quando comparadas com um amortecimento de 0,5% para todos os modos de vibração. Isso dá boas indicações quanto às acelerações na via, pois trata-se de um cenário mais semelhante à realidade. Deste estudo pode-se tirar conclusões gerais relativamente a todos os mapas de acelerações máximas realizados. Verifica-se que nas zonas entre carris as acelerações são menores, sendo que as maiores acelerações são pontuais na maior parte dos comboios, não havendo, portanto, instabilização do balastro. As extremidades da via são as zonas que apresentam as maiores acelerações, pois não há dispersão das cargas quando o comboio entra no viaduto e estas

concentram-se na extremidade do carril. Uma alteração ao modelo, aumentando o comprimento dos carris para além da extremidade, ajudaria à redução dos valores de aceleração nestes pontos. Em praticamente todos os mapas verifica-se que as maiores acelerações ocorriam no lado direito da via. Isto deve-se ao facto de um dos carris se situar numa zona em consola do viaduto, agravando assim as acelerações nessas zonas.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 – CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e a Tecnologia I.P.

Referências

- [1] European Commission (2008) – *Modern rail modern Europe: towards an integrated european railway area*, Office for Official publications of the European Communities.
- [2] ERRI D214/RP9 (2001) – Rail bridges for speeds > 200 Km/h final report ERRI D 214/RP 9. Utrecht, ERRI, European Rail Research Institute: [220] p.-[220] p.
- [3] EN1990 – Annex A2 (2005). *Eurocode: Basis of structural design - Annex A2: Application for bridges* (Normative). Brussels, CEN.
- [4] Zacher, M.; M. Baeßler (2008) – "Dynamic behaviour of ballast on railway bridges. Dynamics of High-Speed Railway Bridges". Selected and revised papers from the Advanced Course on "Dynamics of High-Speed Railway Bridges", Porto, Portugal, 20-23 September 2005, CRC Press.
- [5] Albuquerque, C. M. C. (2008) – *Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade*.
- [6] Ferreira, G. (2017) – *Análise à Fadiga de um Viaduto Ferroviário para Tráfego de Comboios de Alta Velocidade*.
- [7] ANSYS (1998) – ANSYS User's Manual.
- [8] Infraestruturas de Portugal (2017) – *Mapa da Rede Ferroviária*.
- [9] Teixeira Duarte (2010) – *Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado e respetivos viadutos de acesso*.
- [10] Alencar, G. [et al.] (2016) – *Fatigue assessment of approach viaducts of the new Sado River railway crossing*.
- [11] EN1991-2 (2003) – *Eurocode 1: Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*. Brussels, CEN.
- [12] Malveiro, J. [et al.] (2018) – "Model updating of a dynamic model of a composite steel-concrete railway viaduct based on experimental tests". *Engineering Structures* 164: 40-52.

Monitorização dos efeitos estruturais das reações expansivas do betão nas pontes do Criz II e de São João das Areias

Monitoring of the structural effects of the concrete swelling reactions in the Criz II and the São João das Areias bridges

Luís Oliveira Santos

Xu Min

Luís Freire

Resumo

As pontes de São João das Areias e do Criz II foram afetadas pelo desenvolvimento de reações expansivas do betão, que danificaram particularmente os seus pilares e fundações, motivando importantes trabalhos de reabilitação destes elementos estruturais. No decurso destes trabalhos, as duas obras de arte foram instrumentadas visando proceder à caracterização dos efeitos estruturais das referidas reações expansivas, tanto em termos da perda de rigidez como da sua evolução ao longo do tempo.

Abstract

Both São João das Areias Bridge and Criz II Bridge were attacked by internal swelling reactions of concrete. The attack was particularly serious in the piers and foundations, motivating important rehabilitation works on these structural elements. During these works, a Structural Health Monitoring system was set up in both bridges in order to monitor the structural effects of these reactions, both in terms of the loss of rigidity and of its propagation over time.

Palavras-chave: Ponte betão armado / Monitorização estrutural / Reações expansivas do betão

Keywords: Concrete bridge / Structural monitoring / Internal swelling reactions in concrete

Luís Oliveira Santos

Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Departamento de Estruturas
Lisboa, Portugal
luis.osantos@lnec.pt

Xu Min

Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Departamento de Estruturas
Lisboa, Portugal
xumin@lnec.pt

Luís Freire

Infraestruturas de Portugal
Lisboa, Portugal
luis.freire@infraestruturasdeportugal.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.

SANTOS, L. [et al.] – Monitorização dos efeitos estruturais das reações expansivas do betão nas pontes do Criz II e de São João das Areias. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 101-108.

1 Introdução

As pontes de São João das Areias e do Criz II (bem como a ponte do Criz I) foram projetadas pelo Prof. Edgar Cardoso, partilhando a mesma solução estrutural, tendo sido construídas entre 1976 e 1979. Tal como a generalidade das obras de arte inseridas na rede viária da Barragem da Aguieira, estas pontes foram afetadas por reações expansivas do betão, nomeadamente reações álcalis-silica (RAS) e sulfática interna (RSI), cujo diagnóstico foi efetuado através de um conjunto de ensaios laboratoriais, que permitiram caracterizar os fenómenos expansivos e a avaliação do potencial de expansão.

Estas reações expansivas afetaram particularmente os pilares e as fundações destas obras de arte, motivando uma empreitada para a sua reabilitação, concluída em dezembro de 2017. Estes trabalhos de reabilitação constituíram uma excelente oportunidade para se proceder à caracterização *in situ* dos efeitos estruturais das referidas reações expansivas, através de uma adequada monitorização do seu comportamento em serviço.

Pretende-se nesta comunicação divulgar o trabalho experimental realizado, os objetivos que nortearam a sua definição e a forma como foi implementado, uma vez que se trata de um trabalho pioneiro numa temática que tem vindo a causar uma preocupação crescente no meio técnico nacional.

2 Descrição das obras de arte e dos projetos de reabilitação

2.1 Solução estrutural

As duas obras de arte são de betão armado pré-esforçado, partilhando a mesma solução estrutural, constituída por um tabuleiro, com 15,20 m de largura, que acomoda uma faixa de rodagem com duas vias, cuja secção transversal é composta por uma laje vigada, com quatro vigas longitudinais afastadas entre si de 4 m e por carlingas nas secções de apoio, de meio vão dos tramos extremos e de terços de vão dos tramos intermédios.

Os pilares são de betão armado, compostos por um único fuste, de secção transversal oca, em forma de losango com vértices agudos chanfrados, inscrita num retângulo com 6,0 m × 3,0 m, tendo as paredes uma espessura de 0,20 m. Os pilares são encimados por um capitel, cuja altura varia entre 1,00 m e 3,00 m, com uma espessura de 0,80 m, que suporta os aparelhos de apoio. No topo dos pilares foram previstos alçapões de acesso ao interior. Ao nível inferior, os pilares dispõem de um embasamento, igualmente com secção oca em losango, com uma espessura de parede de 0,70 m, que faz a ligação à fundação. A fundação é direta, através de sapatas de forma octogonal irregular, inscrita num retângulo com 8,0 m × 4,0 m, e com uma altura de 1,50 m.

2.2 Ponte do Criz II

A ponte sobre o rio Criz, situada ao km 59,3 da EN 234, no trecho Barril – Santa Comba Dão, correntemente designada por Ponte do Criz II, é constituída por oito tramos, com vãos extremos de 30 m e



Figura 1 Ponte do Criz II antes da reabilitação dos pilares e fundações



Figura 2 Ponte do Criz II no final da reabilitação dos pilares e das fundações

seis vãos intermédios de 40 m, que perfazem um comprimento total de 300 m (Figura 1). As alturas dos pilares variam entre cerca de 27 m e 70 m, sendo que os pilares P2 a P6 se encontram fundados no interior da albufeira, com uma profundidade máxima de cerca de 35 m (pilar P3).

Após a realização entre 2007 e 2010 da reabilitação e reforço estrutural dos encontros, capitéis dos pilares e tabuleiro, que foi reforçado com pré-esforço exterior [1], a reabilitação dos pilares e fundações, em 2016 e 2017, consistiu na substituição das sapatas dos pilares extremos por novas sapatas e, nos restantes pilares, na execução de estacas $\phi 1,50$ m com camisa metálica perdida, encabeçadas por maciços em betão armado pré-esforçado (Figura 2), que garantirão a transferência de carga para as novas fundações, caso seja necessário [2].

O fuste dos pilares P2, P3 e P4, que apresentam alturas totais de cerca de 60 m, foram também reforçados por meio de encamisamento em betão armado acima da cota de topo do maciço de estacas até à cota de 145,5 m. De forma a eliminar a diferença de pressões nas paredes dos fustes, devido às pressões da betonagem do maciço, foram simultaneamente betonados os maciços de encabeçamento das estacas e, com betão simples, o interior dos fustes, entre as cotas 120,00 e 126,50.

2.3 Ponte de São João das Areias

A Ponte São João das Areias sobre o rio Mondego situa-se na EN 234-6 entre o km 005+114 e km 005+375. A ponte tem um comprimento total de 260 m, que se divide em sete tramos, os



Figura 3 Ponte de São João das Areias antes da reabilitação dos pilares e fundações



Figura 4 Vista geral da Ponte de São João das Areias no final da reabilitação dos pilares e das fundações

interiores com vãos de 40 m e os extremos com vãos de 30 m (Figura 3). A altura dos pilares da ponte varia entre 17,2 m e 50,6 m. Entre 2011 e 2012, a obra de arte beneficiou de uma intervenção visando o reforço estrutural do tabuleiro e dos encontros, que incluiu a substituição dos aparelhos de apoio e a alteração das condições de apoio, tendo sido instalados quatro amortecedores viscosos no encontro esquerdo [3].

O projeto de reabilitação dos pilares e das fundações, da autoria do Prof. Júlio Appleton [4], incidiu fundamentalmente sobre os pilares P2 a P5, que estão implantados na albufeira e que apresentam danos devidos às reações expansivas. Nos pilares P2 a P4 foram executadas estacas $\phi 1,20$ m em torno da sapata existente, ligadas ao pilar através de maciços pré-esforçados, uma solução semelhante à utilizada na ponte do Criz II. O pilar P5 foi reforçado através da execução de microestacas, solidarizadas com o pilar por recurso a um maciço de betão armado pré-esforçado com 1,50 m de espessura, realizado à mesma cota que os restantes maciços.

Nestes quatro pilares foi implementada uma solução de encamisamento exterior do fuste do pilar entre a face superior

do novo maciço e uma cota superior em 0,50 m à cota máxima de exploração da albufeira, que é de 126,30 m (Figura 4). O encamisamento, realizado com betão moldado com 0,14 m de espessura, visa proporcionar um confinamento nas zonas onde os pilares apresentam maior fissuração e limitar o acesso de água ao betão original da ponte [5]. Complementarmente, foi preenchido o interior do pilar com betão leve simples, até a uma cota igual à do topo do encamisamento exterior.

3 Monitorização efetuada

Os sistemas de monitorização estrutural instalados em ambas as obras durante os trabalhos de reabilitação dos pilares e fundações são semelhantes. O seu objetivo específico é a caracterização do comportamento estrutural associado ao processo expansivo do betão, em particular da parte submersa dos pilares. O desenvolvimento das reações expansivas do betão irá, previsivelmente, diminuir a rigidez do betão, o que irá originar uma transferência de carga do fuste original dos pilares para as estacas. Pretende-se, por um lado,

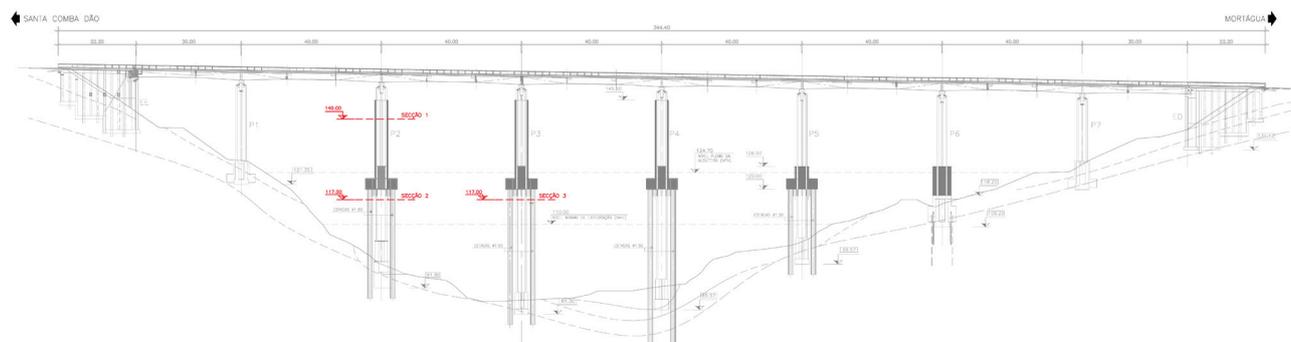


Figura 5 Ponte do Criz II: localização das secções instrumentadas

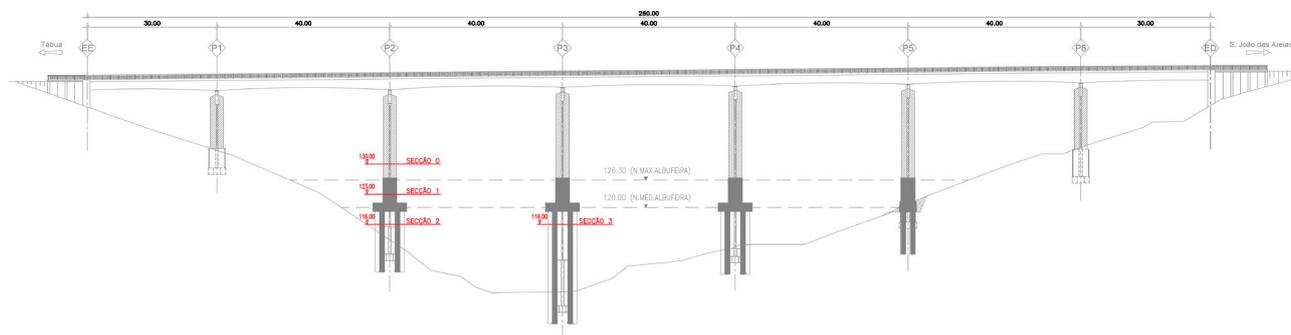


Figura 6 Ponte de São João das Areias: localização das secções instrumentadas

quantificar o processo de degradação do betão afetado, isto é, a perda de rigidez dos pilares, e, por outro lado, aferir a sua evolução ao longo do tempo.

A satisfação dos requisitos referidos será baseada na medição das extensões nas estacas de dois pilares de cada ponte. Com efeito, a previsível transferência de cargas do fuste dos pilares para as estacas será monitorizada, em ambas as pontes, através dos extensómetros de corda vibrante instalados no interior das estacas dos pilares nos pilares P2 e P3, a uma cota frequentemente atingida pelo nível da água. A disposição das secções instrumentadas desta forma (secções S2 e S3) é idêntica nas duas obras, como se pode observar na Figura 5, relativa à Ponte do Criz II, e na Figura 6, referente à Ponte de São João das Areias.

Estes extensómetros foram instalados nas armaduras das estacas, quando estas ainda se encontravam junto ao estaleiro (Figura 7). O seu posicionamento vertical foi garantido através da fixação a duas barras posicionadas para esse efeito que foram soldadas às armaduras principais das estacas. Posteriormente, as armaduras foram transportadas numa barça até ao respetivo pilar e instaladas no interior da camisa metálica. Na Figura 8 apresenta-se um pormenor de um extensómetro de corda vibrante durante a instalação da armadura no interior da camisa metálica, precedendo a betonagem da estaca (Figura 9).

Para o mesmo efeito, em cada face dos pilares instrumentados foi também instalado um extensómetro na superfície do fuste original,

com uma orientação vertical (Figura 10), disposto à mesma cota dos sensores das estacas. Nessas secções foram ainda instalados dois extensómetros com uma orientação horizontal, minimizando a influência do carregamento, de forma a detetar os fenómenos expansivos do betão. Representa-se na Figura 11 a disposição dos sensores nas duas secções instrumentadas ao nível das estacas, em ambas as pontes.

O facto de os pilares instrumentados serem encamisados desde o maciço de encabeçamento das estacas, quase integralmente no caso da ponte do Criz II e parcialmente no caso da ponte de São João das Areias, motivou a instrumentação de uma secção neste troço de um dos pilares instrumentados, de forma a melhor caracterizar o eventual processo de transferência de esforços. Para este efeito, foi instrumentada uma secção do pilar P2 (secção S1 em ambas as pontes) com oito extensómetros de embeber no betão, dois em cada parede do encamisamento do fuste (Figura 12).

Por fim, atendendo a que parte significativa dos pilares da Ponte de São João das Areias não foi encamisada, numa secção próxima do topo do pilar P2 (secção S0) foram instalados dois extensómetros de corda vibrante superficiais, bem como dois LVDT, visando monitorizar a evolução da sua deformação. Complementarmente foram instalados sensores de resistividade ao longo da espessura de duas paredes com diferentes condições de exposição, conjuntamente com sensores de temperatura do tipo PT100, tendo em vista a monitorização da humidade no interior do betão, decorrente nomeadamente da pluviosidade (Figura 13).



Figura 7 Extensómetro instalado na armadura de uma estaca

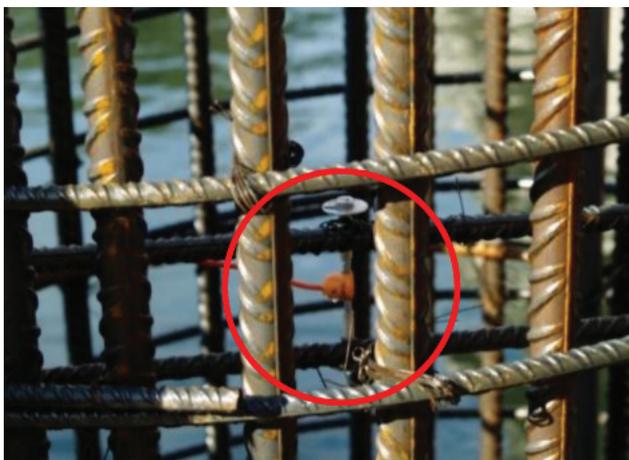


Figura 8 Extensómetro durante o posicionamento de armadura



Figura 9 Extensómetros durante a betonagem de estaca

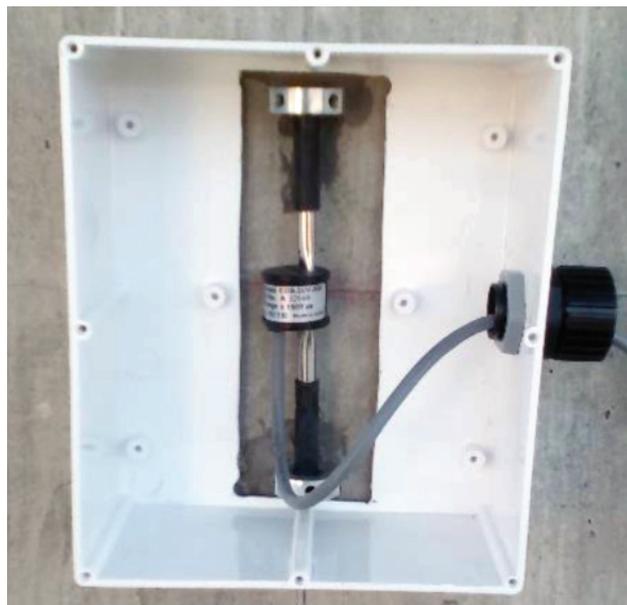


Figura 10 Extensómetro na superfície do fuste original de pilar

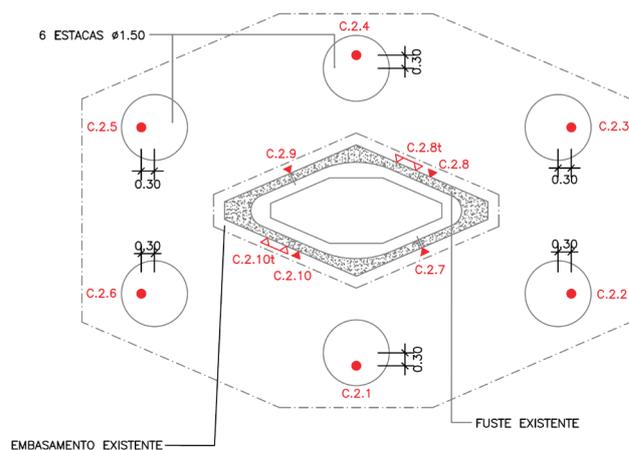


Figura 11 Disposição dos extensómetros nas estacas e na superfície do fuste original dos pilares

A medição da temperatura ambiente é assegurada por um termómetro elétrico de resistência do tipo Pt100, posicionado sob o tabuleiro, no topo do pilar P2. No interior do betão a temperatura será medida pelos termístores incorporados nos extensómetros de embeber, para além dos termómetros do tipo Pt100 embebidos no interior do betão, como representado na Figura 13. De igual modo, os extensómetros instalados à superfície possuem termístores incorporados.

Em ambas as pontes, as medições realizadas com os sensores instalados nos pilares P2 e P3 são centralizadas no topo do pilar P2, onde está instalado um armário contendo dois módulos de expansão de canais *Datataker CEM20*. Para este efeito os cabos foram fixados

ao fuste do respetivo pilar, sendo os cabos provenientes do pilar P3 posteriormente elevados para o tabuleiro e conduzidos pela caleira técnica até ao topo do pilar P2. Estes módulos estão, por sua vez, ligados através de cabos alojados na caleira técnica a um *logger Datalogger DT80G*, instalado no encontro E1, permitindo a realização automática das medições com os diversos sensores. O acesso remoto à informação obtida é assegurado por um *router* também instalado no encontro E1.

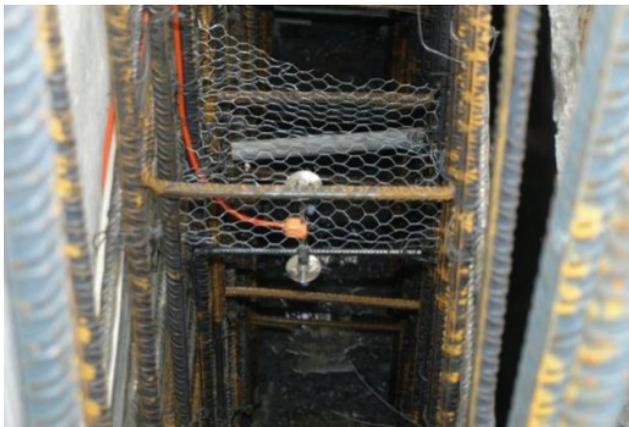


Figura 12 Extensómetro no interior do betão de encamisamento

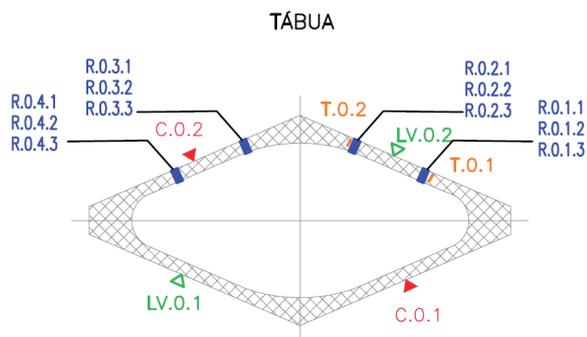


Figura 13 Secção instrumentada no fuste existente

4 Resultados iniciais

A morosidade dos processos expansivos torna expectável que apenas se possam extrair conclusões ao fim de alguns anos de monitorização. Contudo, os resultados iniciais são fundamentais para a caracterização da situação atual e, conseqüentemente, para a deteção de eventuais alterações decorrentes da degradação do betão.

A título ilustrativo apresentam-se alguns dos resultados obtidos desde o início do corrente ano, nomeadamente, a evolução das

extensões no betão de encamisamento do pilar P2, na Figura 14, e nas estacas do pilar P3, na Figura 15, ambas relativas à ponte do Criz II e evidenciando uma variação que não é significativa.

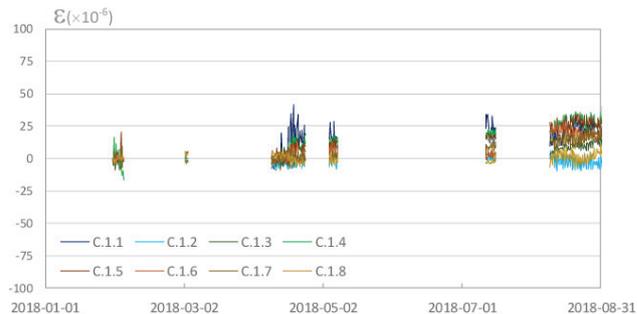


Figura 14 Ponte do Criz II: extensões no betão de encamisamento do pilar P2

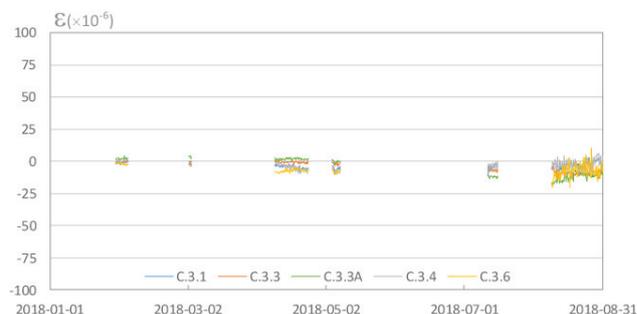


Figura 15 Ponte do Criz II: extensões nas estacas do pilar P3

De igual forma, a Figura 16 é constituída pela representação das temperaturas medidas no interior destas estacas do pilar P3, conjuntamente com a temperatura ambiente, medida ao nível do tabuleiro. Ressalta desta figura a menor amplitude da temperatura no interior das estacas, como expectável.

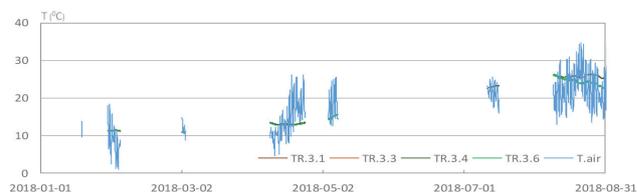


Figura 16 Ponte do Criz II: temperatura ambiente e no interior das estacas do pilar P3

Por fim, apresentam-se as extensões medidas nas estacas dos dois pilares instrumentados na Ponte de São João das Areias, bem como nos respetivos fustes originais: a Figura 17 é constituída pelos valores medidos no pilar P2 e na Figura 18 estão representados os valores medidos no pilar P3.

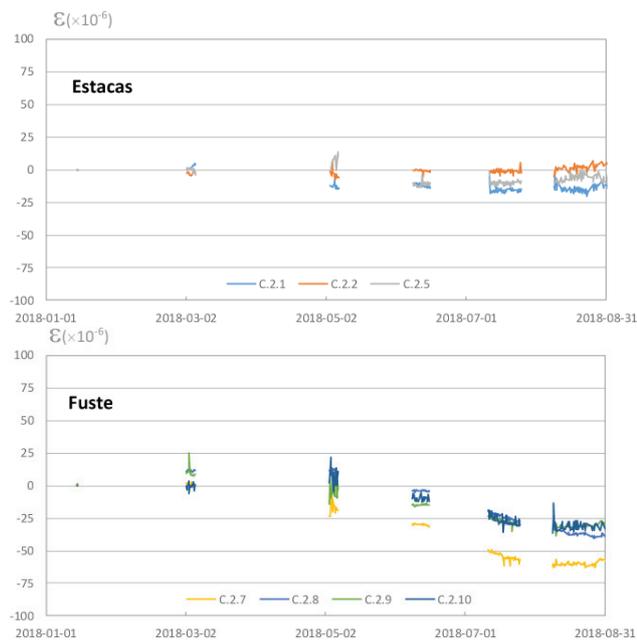


Figura 17 Ponte de S. João das Areias: extensões medidas nas estacas e no fuste do pilar P2 (secção S2)

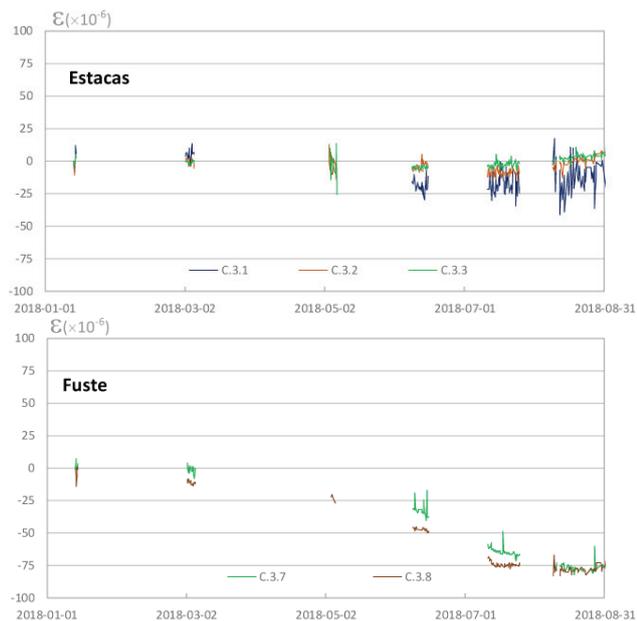


Figura 18 Ponte de S. João das Areias: extensões medidas nas estacas e no fuste do pilar P3 (secção S3)

Em ambos os casos, as deformações não variam de forma significativa, embora se verifique uma tendência de alongamento nos sensores instalados no fuste dos pilares.

5 Considerações finais

Os sistemas de monitorização da integridade estrutural instalados nas Pontes do Criz II e de São João das Areias, para além do contributo que dará para uma gestão eficiente da obra através da recolha de informação experimental relativa à segurança, funcionalidade e durabilidade, constitui uma oportunidade pioneira de caracterizar os efeitos estruturais decorrentes das reações expansivas do betão. Com efeito, a degradação do betão resultante do desenvolvimento das reações expansivas irá provocar uma perda de rigidez que, no sistema estrutural resultante do reforço dos pilares e fundações, dará origem a uma transferência de carga destes elementos para as estacas.

Os referidos sistemas de monitorização foram concebidos com um grande foco nesta questão, compreendendo a medição de extensões no interior do betão das estacas dos pilares P2 e P3 e a medição de extensões à superfície do betão do fuste destes pilares numa cota abaixo do maciço de encabeçamento das estacas. Foram também instalados extensómetros de corda vibrante no interior do betão de encamisamento do pilar P2, a uma cota significativamente superior à do maciço, de forma a detetar uma eventual participação deste betão na sustentação das cargas. A medição de temperaturas no interior e à superfície do betão é assegurada pelos termístores incluídos nos extensómetros de corda vibrante utilizados, sendo a temperatura ambiente medida através de um termómetro elétrico de resistência. O sistema de aquisição e transmissão de dados permite a realização destas tarefas de forma automática.

Os primeiros resultados obtidos são ainda precoces, face à morosidade com que se processam os fenómenos expansivos. Os resultados futuros perspetivam-se relevantes para uma melhor compreensão do desempenho destas obras e, principalmente, pelo contributo que o conhecimento adquirido dará para a fundamentação de decisões relativas a outras obras afetadas pelo mesmo problema.

Referências

- [1] TRIEDE (2005) – EN 234 – Pontes sobre o rio Criz (I e II): Projecto de Reabilitação e Reforço Estrutural, Projeto de execução.
- [2] TRIEDE (2011) – EN 234 – Pontes sobre o rio Criz (I e II): estudo de reabilitação/substituição dos pilares, Projeto de execução.
- [3] CivilSer (2006) – Reabilitação e reforço da ponte de São João das Areias na EN 234-6. Projeto de execução.
- [4] A2P (2011) – Reabilitação dos pilares da ponte de S. João das Areias sobre o rio Mondego, na EN 234-6. Projeto de execução.
- [5] Appleton, Júlio (2016) – "Reabilitação da ponte de S. João das Areias". // Encontro Luso-Brasileiro de Degradação de Estruturas de Betão. Lisboa

Monitorização de fendas em superfícies de betão através de análise de imagens multitemporais

Monitoring cracks on concrete surfaces using multi-temporal images

Jónatas Valença
Bruno O. Santos
Eduardo Júlio

Resumo

A caracterização da fendilhação tem elevada importância na avaliação do estado de conservação de estruturas de betão. Os autores desenvolveram anteriormente métodos baseados em processamento de imagem com esse objetivo. Os recentes avanços em "registo de imagem" apresentam um enorme potencial, permitindo desenvolver métodos simples e mais adequados para aplicação *on-site*.

Este artigo apresenta a primeira versão do método MCrack-Propagation, baseado na relação entre características de imagens. A principal vantagem centra-se na correspondência automática de características entre pares de imagens da mesma região, adquiridas em instantes distintos, permitindo o acompanhamento automático da evolução de fendas em superfícies de betão.

O MCrack-Propagation tem elevada precisão na medição da largura de fendas, apresentando maior fiabilidade relativamente aos métodos anteriormente desenvolvidos, devido ao maior número de pontos de medição. Este método apresenta um baixo custo computacional, evitando procedimentos intensivos de segmentação de imagem, ou o contacto direto com a fenda requerido pelos métodos tradicionais.

Palavras-chave: Monitorização automática de fendas / Fendilhação no betão /
/ Processamento de imagem / Visão por computador /
/ Correspondência de características de imagem

Abstract

For concrete structures, the characterization of cracks plays an extremely important role in the scope of structural health monitoring. The authors have already developed methods based on computer vision and image processing with this goal. Recent research advances in image registration have a significant potential to develop simple and light methods, prone for on-site monitoring.

In this paper, a first approach of MCrack-Propagation method is presented, based on matching image features. The main improvement is the automatic feature matching between pairs of multi-temporal images of the same region. This enables to automatically track the evolution of cracks width on concrete surfaces.

The MCrack-Propagation improved the reliability of crack width measurement due to the higher number of measuring points than in previously methods. It is also light and easy to implement avoiding work intensive procedures, as those using image segmentation or traditional methods that require experts to contact with the cracks.

Keywords: Automatic crack monitoring / Concrete cracking / Image processing /
/ Computer vision / Feature matching

Jónatas Valença

CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil
Lisboa, Portugal
jonatas.valena@tecnico.ulisboa.pt

Bruno O. Santos

CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil
Lisboa, Portugal
oliveirasantos@tecnico.ulisboa.pt

Eduardo Júlio

CERIS, Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil
Lisboa, Portugal
eduardo.julio@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.

VALENÇA, J. [et al.] – Monitorização de fendas em superfícies de betão através de análise de imagens multitemporais. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 109-116.

1 Introdução

A visão por computador tem, cada vez mais, um enorme potencial e interesse para diversas áreas do conhecimento e, em particular, para a Engenharia Civil. Os desenvolvimentos recentemente registados fornecem uma ampla variedade de soluções para avaliação estrutural e material. As soluções encontradas apresentam abordagens económicas e não invasivas quando comparadas com os métodos tradicionais. Além disso, representam uma ferramenta importante para suporte de inspeções periódicas, onde a sua incorporação permite obter novos parâmetros ou resultados redundantes, de onde resulta uma avaliação mais detalhada e discretizada das estruturas.

No caso particular das estruturas de betão, têm sido apresentadas várias abordagens para avaliação da fendilhação através de visão por computador. De uma forma geral, é detetado o padrão de fendilhação por processamento de imagens, recorrendo à binarização de imagens [1], seguida da aplicação de morfologia matemática [2-5]. Foram também desenvolvidos métodos para melhorar os resultados anteriores, focados essencialmente no pré-processamento como solução para melhorar a qualidade da imagem, eliminando o ruído existente [6, 7]. Noutros trabalhos, a abordagem incide na teoria da percolação que mimetiza o modelo de percolação de fluidos [8-11]. Alguns autores têm desenvolvido métodos para avaliar a evolução entre inspeções [12], tendo a maior parte incidido na comparação dos resultados finais e não nas alterações das imagens adquiridas [4]. Noutro tipo de abordagem, foram desenvolvidos métodos para avaliar a abertura de fendas com base em correlação de imagem (DIC – Digital Image Correlation) [13-15] que, no entanto, apresentam ainda um elevado custo computacional. Para ultrapassar este problema, a fotogrametria foi usada para prever a fendilhação com base nas deformações dos elementos [16-18]. Esta abordagem, apropriada para trabalhos de laboratório, devido à necessidade de alvos artificiais na estrutura, torna-se exaustiva e de difícil execução em estruturas em serviço. Foram também já apresentados contributos através da aplicação de Correlação Cruzada Normalizada para combinar nós e junções entre imagens consecutivas [19].

Neste artigo, é apresentado o método "MCRack-Propagation", desenvolvido para mapear a evolução de fendas sem recurso a alvos artificiais. O método é sustentado pela deteção, extração e correspondência de características entre imagens consecutivas da superfície de betão e foi projetado para poder funcionar como complemento ao método MCRack, desenvolvido pelos autores [4, 12]. O método foi calibrado e validado através da sua aplicação a um ensaio de um provete de argamassa previamente ensaiado à rotura, o qual foi igualmente avaliado através de métodos tradicionais e do MCRack [4, 12] e, posteriormente, aplicado a ensaios de vigas de betão armado. Os resultados mostram que o recurso às características naturais das superfícies de betão para monitorizar a sua fendilhação é uma abordagem que merece atenção, tendo potencial para ser melhorada em desenvolvimentos futuros.

2 Método MCrack-Propagation

O método MCrack-Propagation visa melhorar a monitorização de fendas em superfícies de betão e as suas principais etapas encontram-se representadas no fluxograma da Figura 1. Nas subsecções seguintes cada uma das etapas é descrita em detalhe.

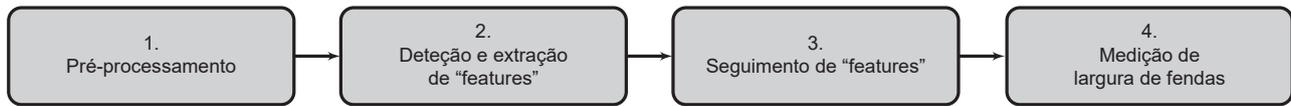


Figura 1 Fluxograma do método MCrack-Propagation

2.1 Pré-processamento

A etapa de pré-processamento inclui toda a manipulação de dados (imagens) com o objetivo de os deixar em condições de serem processados na fase seguinte. Neste caso, o *script* desenvolvido permite selecionar a área de intervenção na própria imagem.

2.2 Detecção e extração de características

Nesta etapa é necessário proceder à deteção de características nas imagens, para permitir a sua posterior monitorização. As características são elementos que, tendo em conta aspetos inerentes à própria imagem, definem pontos que se destacam e que têm características próprias. Assim foi utilizado o algoritmo SURF [20] que faz parte da biblioteca OpenCV para Python [21]. Esta etapa do método devolve um conjunto de pontos-chave únicos, detetados nas imagens e que não são sensíveis a variações de escala e de rotação da própria imagem.

2.3 Acompanhamento das características

Os pontos-chave detetados com o algoritmo SURF são comparados entre pares de imagens. As imagens de diferentes instantes temporais são confrontadas com uma imagem de referência. Este procedimento é realizado com recurso ao algoritmo BF Matcher (Brute Force Matcher) da biblioteca Python [21], que permite comparar todos os pontos entre pares de imagens, estabelecendo correspondência entre pares de pontos com base em características que os definem. É de salientar que, neste processo, podem ser estabelecidas algumas falsas correspondências. Para resolver este problema, é utilizado um processo seletivo, baseado no nível de semelhança entre características, como descrito por Lowe [22].

2.4 Medição da abertura de fendas

O cálculo da abertura de fendas baseia-se na medição da distância entre os mesmos pontos-chave em pares de imagens de diferentes instantes. Com esse objetivo, é selecionada, pelo utilizador,

uma região de cada lado da fenda em análise. Estas regiões são consideradas corpos rígidos e permitem calcular a média do deslocamento de cada uma delas, através do acompanhamento dos seus próprios pontos-chave. A comparação do deslocamento médio de cada corpo rígido pode ser referida como medida de abertura da fenda. Este valor é medido em píxeis, por ser a unidade nativa das imagens, sendo posteriormente convertido em milímetros através do conhecimento da resolução espacial.

3 Resultados

O método MCrack-Propagation foi aplicado em dois cenários diferentes: (i) no ensaio de um provete de argamassa, através de um mecanismo contruído para o efeito [12] (ver Figura 2); e (ii) no ensaio de flexão até à rotura de vigas de betão [18] (ver Figura 6). No primeiro caso, foi aplicado um deslocamento em quatro fases, aumentando sucessivamente a abertura da fenda, e estes foram comparados com a fase de referência, que representa as condições iniciais, sem abertura visível da fenda. No segundo caso, a superfície da viga foi pintada com alvos na região crítica (no âmbito de outro estudo [18]), embora esteja sem alvos numa outra região, tornando igualmente possível testar o método nessas condições. Foram avaliadas também quatro fases do ensaio, durante o qual surgiram várias fendas. Essas fases foram comparadas com a fase de referência, correspondente ao instante imediatamente antes do início do carregamento do ensaio.

3.1 Validação em provete de argamassa

Para validar o método, este foi aplicado e comparado com os resultados de Valença *et al.* [12]. Neste trabalho, o provete de argamassa foi produzido com parafusos embebidos nos dois lados menores (e opostos) e ensaiado à flexão até à rotura. Posteriormente, foi colocado no mecanismo de ensaio, o qual permite deslocamentos horizontais, através da manipulação dos parafusos referidos. Esta solução permite obter diferentes aberturas de fenda, para várias fases. Os resultados foram comparados com os métodos tradicionais, nomeadamente uma régua de largura padrão (CWR – *crack width ruler*) e um ampliador de fendas graduado (CM – *crack magnifier*),

e com um método baseado no processamento de imagens [4, 12]. Este último executa a binarização da imagem para segmentar a fenda e, de seguida, mede e localiza três aberturas ao longo de seu comprimento: (i) a abertura mínima; (ii) a abertura máxima; e (iii) a abertura média. As medições foram então convertidas de píxeis para milímetros, com base numa resolução espacial de 0,0684 mm/px e com um desvio padrão de 0,0018 mm/px.

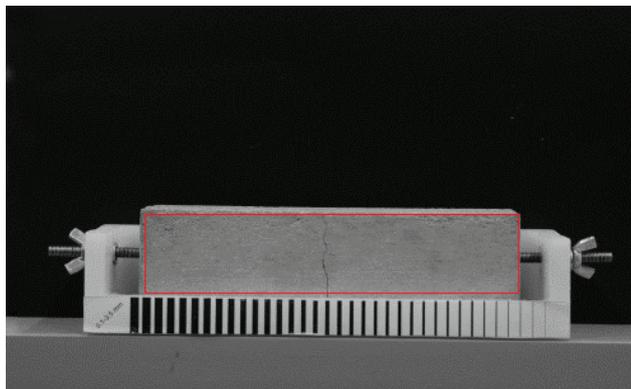


Figura 2 Provete de testes com marcação da região de interesse

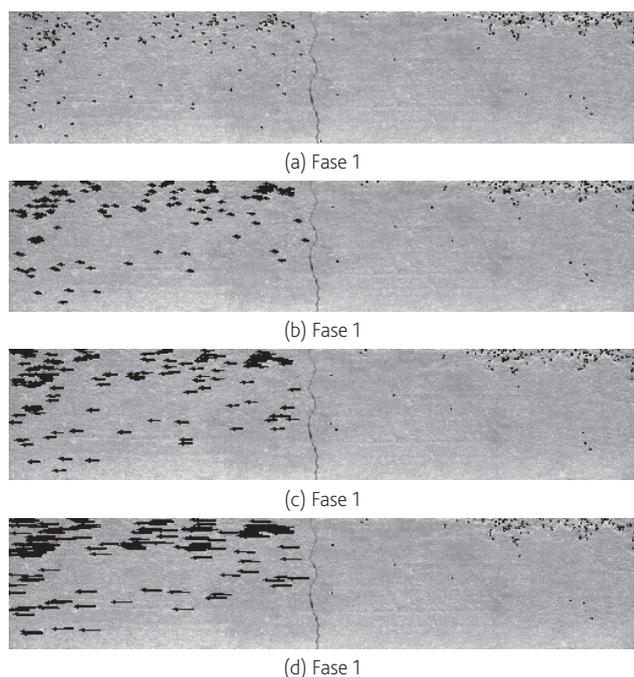


Figura 3 Vetores dos deslocamentos horizontais medidos para cada característica detetada nas quatro fases por comparação com a referência (fase 0)

A etapa de pré-processamento incluiu a exportação de imagem de arquivos RAW para *.tiff seguida da seleção de região de interesse

(ROI), delimitada com um retângulo a vermelho na Figura 2. Esta ROI exclui o fundo e o mecanismo de suporte utilizado para aplicar os deslocamentos horizontais no provete. Inclui a superfície do provete, que se divide em dois corpos rígidos, separados pela fenda vertical. A fase inicial (fase 0) é utilizada para validar o correto acompanhamento das características identificadas. A correspondência entre pontos-chave de cada par de imagens é executada corretamente pelo algoritmo, dado que os deslocamentos desses pontos-chave são mapeados. A Figura 3 representa os vetores de deslocamentos medidos em cada fase nos pontos-chave, sobrepostos na imagem de referência (fase 0).

No Quadro 1 são apresentadas as medições obtidas, em píxeis e em milímetros, para a média de deslocamento dos pontos-chave do corpo rígido. Estas últimas foram obtidas através da resolução espacial calculada na fase 0 com recurso a uma régua padrão [12]. Foram ainda medidas as aberturas de fenda com recurso a métodos tradicionais para efeitos de comparação, identificados como CWR (régua de largura padrão) e CM (amplificador de fendas graduado) (Figura 4).



Figura 4 Métodos tradicionais: (a) amplificador de fendas graduado (CM); (b) régua de largura padrão (CWR)

A Figura 5 compara as medições adquiridas através dos diferentes métodos para cada uma das fases de abertura de fenda (w). Pode constatar-se que as aberturas medidas através do método proposto são da mesma ordem de grandeza das registadas com os métodos de medição tradicionais (CWR e CM). A exceção prende-se com a fase 1, podendo esta ser justificada com a falta de rigor dos métodos tradicionais para medir fendas de abertura reduzida, devido a dificuldades de acuidade visual do utilizador. No caso de aberturas superiores, os métodos tradicionais fornecem medições com menos desvio relativamente ao método proposto, dado que o utilizador tem maior facilidade em visualizar e confrontar a abertura da fenda com a graduação ou padrão corretos.

A comparação do MCrack-Propagation com o método proposto por Valença *et al.* [11] revela que este novo método é mais robusto, dado que está focado no deslocamento das características detetadas. Assim, não depende da qualidade da imagem ou da deteção da fronteira da fenda que, por vezes, não é definida de forma clara e está mais suscetível de se alterar com o tempo. Isto justifica a maior proximidade com os resultados dos métodos tradicionais. Além disso, o processamento de imagem previamente desenvolvido mede a largura de fenda em vários pontos, ou seja, valores máximo ($w_{máx}$),

mínimo (w_{min}) e médio ($w_{méd}$), o que pode ser incorreto, atendendo a que se um corpo rígido se move horizontalmente, assume-se que a fenda deve ter a mesma abertura ao longo de todo o seu comprimento.

Quadro 1 Deslocamento horizontal por fase analisada

Valença <i>et al.</i> [11]								MCrack-Propagation	
CWR	CM	W_{min}	$W_{méd}$	$W_{méd}$	$W_{méd}$	$W_{méd}$	$W_{méd}$	W	W
(mm)	(mm)	(mm)	(px)	(mm)	(px)	(mm)	(px)	(mm)	(px)
0,5	0,5	0,247	3606	0,496	7255	0,931	13602	0,279	4082
1,0	1,0	0,727	10630	1,087	15881	1,587	23195	1,127	16473
2,0	2,0	1,256	18358	1,682	24590	1,989	29067	1,940	28357
3,0	2,9	1,847	27000	2,501	36549	3,038	44407	3,112	45493

CWR – medição com régua de largura padrão; CM – medição com amplificador de fendas graduado;

MCrack-Propagation – método proposto (em milímetros (mm) e em píxeis (px)).

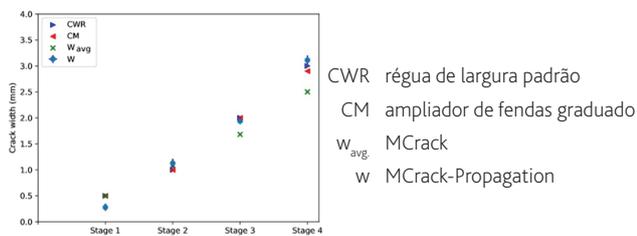


Figura 5 Medição da variação de abertura de fendas pelos métodos considerados

3.2 Aplicação em ensaios de vigas de betão

O método MCrack-Propagation foi aplicado na medição da abertura de fendas na zona central de uma viga submetida a um ensaio de flexão (Figura 6). Neste caso, a principal diferença está relacionada com o facto de existirem várias fendas e, conseqüentemente, vários blocos de corpo rígido a considerar. Foi definida uma região de interesse, representada pela linha a vermelho na Figura 6 e, dentro dessa mesma região de interesse, foram selecionadas quatro áreas de medição, as quais correspondem aos corpos rígidos. Nesta abordagem, foram consideradas as seguintes simplificações: (i) foi desprezado o efeito de rotação de corpos rígidos adjacentes; e (ii) as características presentes numa determinada área de medição são reduzidas a uma média, o que é teoricamente incorreto dado que a zona superior deverá apresentar deslocamento de valor mais baixo relativamente à zona inferior das fendas.

Foram avaliadas as aberturas de três fendas que se formaram na região de interesse durante o ensaio. Conforme já referido, embora a viga estivesse instrumentada com alvos circulares, o método

apresentado foi também aplicado numa área livre desses mesmos alvos, em particular no corpo rígido mais à direita, designado "R. Body 0". No caso desta viga, e tendo em conta que cada uma das fendas depende do movimento de dois corpos rígidos, localizados à esquerda e à direita, a sua abertura resulta da soma de deslocamentos de ambas as partes. Como exemplo, são apresentados graficamente os resultados para a fenda 2 na Figura 7.

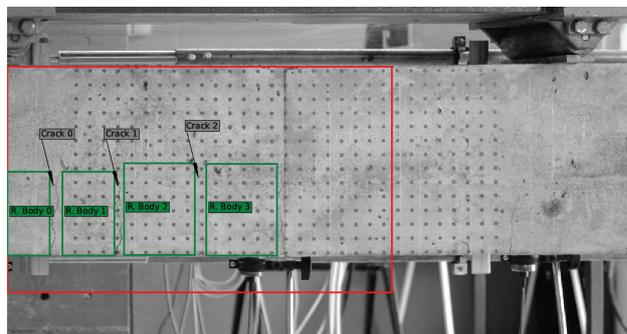


Figura 6 Viga testada, com a região de interesse indicada a vermelho e as áreas consideradas com comportamento de corpo rígido a verde

O Quadro 2 apresenta as medições de abertura (deslocamento horizontal, u) para cada uma das fendas consideradas, em píxeis e em milímetros, sendo ainda apresentado o número de pontos de medição (pts) que foram utilizados em cada fase. O número de características identificadas é da exclusiva responsabilidade dos algoritmos de deteção SURF e de correspondência BF-Match. Como forma de ultrapassar esta questão, futuramente deverá aplicar-se uma solução final baseada em diferentes algoritmos, de forma a tirar o melhor de cada um deles, e assim aumentar o número de medições. Uma alternativa para aumentar o número de medições poderá consistir em fazer medições entre fases consecutivas, ao invés de o fazer sempre em relação à fase de referência (face 0).

Quadro 2 Medições de variação de abertura horizontal de fenda (u) para as quatro fases em todas as fendas consideradas (valores em píxeis e em milímetros)

Fase	Fenda 0		Fenda 1		Fenda 2				
	u	pts	u	pts	u	pts			
	(px)	(mm)	(-)	(px)	(mm)	(-)			
#1	0404	0,102	132	2994	0,758	166	2401	0,608	263
#2	1233	0,312	93	5520	1,398	105	3172	0,803	211
#3	3446	0,872	64	7157	1,812	79	7223	1,829	151
#4	3750	1,456	51	9742	2,466	88	7432	1,881	157

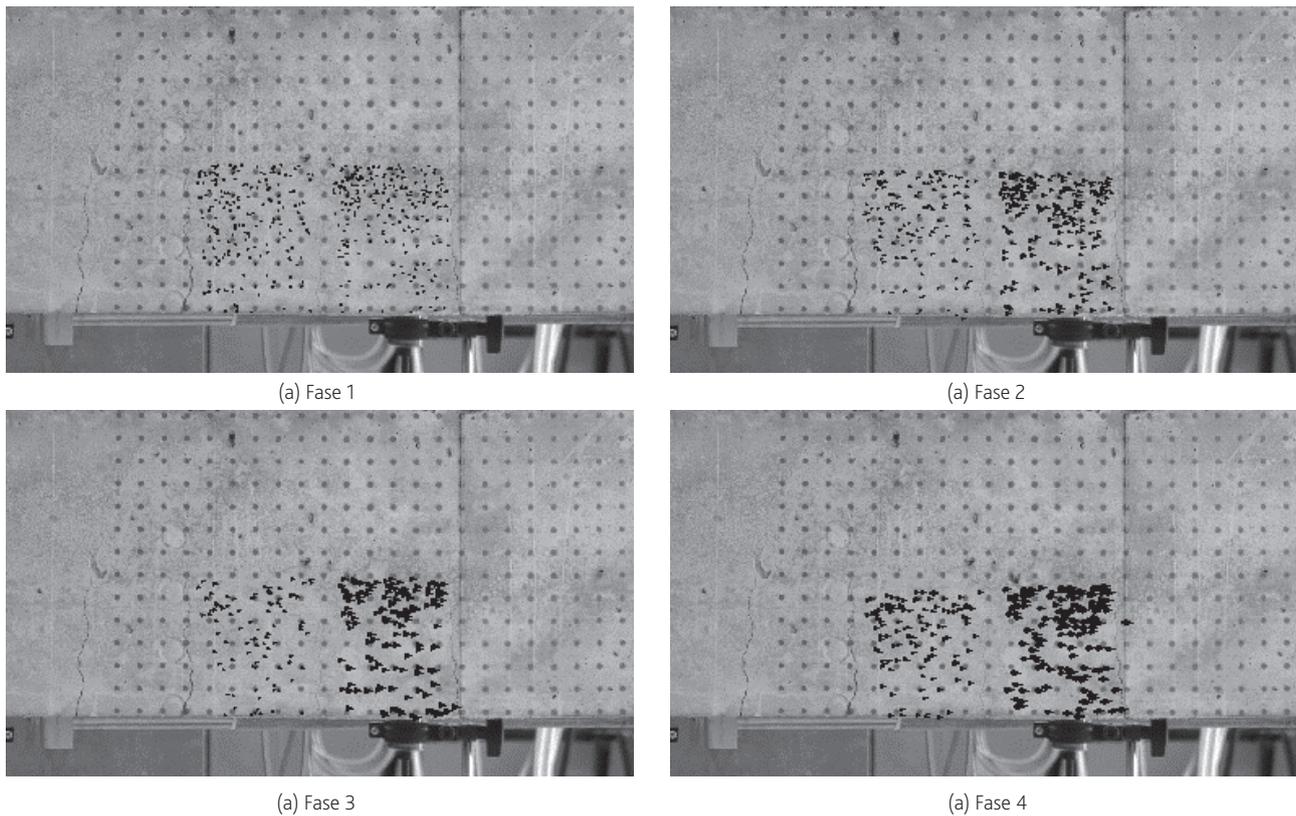


Figura 7 Vetores dos deslocamentos horizontais nos pontos considerados para as quatro fases no caso da fenda 2

4 Conclusões

Neste artigo é apresentada uma primeira abordagem do método MCrack-Propagation, desenvolvido para monitorizar a abertura de fendas em estruturas de betão. O método deteta características em corpos rígidos, seleccionados em ambos os lados da fenda, para, posteriormente, acompanhar e calcular os seus deslocamentos no tempo.

O MCrack-Propagation representa um passo importante na monitorização da abertura de fendas em superfícies de betão e provou ser um método fiável para monitorizar a abertura de fendas a partir de características naturais da superfície, sem a necessidade de alvos artificiais. Após a validação num provete de argamassa, a aplicação em vigas de betão mostrou que o MCrack-Propagation é adequado para a avaliação de estruturas em serviço, permitindo monitorizar a abertura em três fendas seleccionadas a partir dos deslocamentos dos pontos-chave das características da sua superfície. Além disso, provou ser ainda mais preciso do que os métodos tradicionais, os quais dependem da intervenção humana, ficando por isso sujeitos a erros, especialmente no caso de fendas mais finas. Apresenta ainda a vantagem, relativamente ao MCrack, de não estar dependente da modelação das fronteiras das fendas.

As características detetadas pelo método MCrack-Propagation não apresentam uma distribuição uniforme por toda a superfície de betão avaliada. Embora este facto possa induzir desvios nos resultados, o mesmo tende a desaparecer para o deslocamento em uma única direção. No entanto, esta realidade constitui uma desvantagem no desempenho do método que deve ser ultrapassada.

Por fim, pode afirmar-se que os resultados do MCrack-Propagation mostram que a utilização de características naturais da imagem para monitorizar a fendilhação no betão é uma abordagem que merece atenção e deve ser alvo de desenvolvimentos futuros. As melhorias a implementar podem incluir a introdução de ruído nas superfícies antes da aquisição de imagem ou a utilização de imagens com diferentes resoluções espaciais e/ou radiométricas.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e à Tecnologia (FCT), pelo financiamento do projeto PTDC/ECM-EST/6830/2014, intitulado "AerialCrackView: Monitorização de fissuras em pontes de betão através de processamento de imagens multi-espectrais obtidas com veículos aéreos não-tripulados", e pelo financiamento da bolsa de post-doc SFRH/BPD/102790/2014.

Referências

- [1] Otsu, N. (1979) – "A threshold selection method from gray-level histograms". *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics*, Vol. 9, N. 1, pp. 62-66.
- [2] Fujita, Y.; Mitani Y.; Hamamoto, Y. (2006) – "A method for crack detection on a concrete structure". *Proceedings – International Conference on Pattern Recognition*, pp. 901-904.
- [3] Valença, J.; Puente, I.; Júlio, E.; González-Jorge, H.; Arias-Sánchez, P. (2017) – "Assessment of cracks on concrete bridges using image processing supported by laser scanning survey". *Construction and Building Materials*, Vol. 146, pp. 668-678.
- [4] Valença, J.; Costa, D.; Júlio, E. (2012) – "Characterisation of concrete cracking during laboratorial tests using image processing". *Construction and Building Materials*, Vol. 28, N. 1, pp. 607-615.
- [5] Carmo, R.N.F.; Valença, J.; Silva, D.; Dias-da-Costa, D. (2015) – "Assessing steel strains on reinforced concrete members from surface cracking patterns". *Construction and Building Materials*, Vol. 98, pp. 265-275.
- [6] Fujita, Y.; Hamamoto, Y. (2009) – "A robust method for automatically detecting cracks on noisy concrete surfaces". *Lecture Notes in Computer Science* (including subseries Lecture Notes in Artificial Intelligence and Lecture Notes in Bioinformatics), 5579 LNAI. pp. 76-85.
- [7] Fujita, Y.; Hamamoto, Y. (2001) – "A robust automatic crack detection method from noisy concrete surfaces". *Machine Vision and Applications*, Vol. 22, N. 2, pp. 245-254.
- [8] Yamaguchi, T.; Hashimoto, S. (2006) – "Automated crack detection for concrete surface image using percolation model and edge information". *IECON Proceedings*, pp. 3355-3360.
- [9] Yamaguchi, T.; Nakamura, S.; Saegusa, R.; Hashimoto, S. (2008) – "Image-based crack detection for real concrete surfaces". *IEEJ Transactions on Electrical and Electronic Engineering*, Vol. 3, N. 1, pp. 128-135.
- [10] Qu, Z.; Guo, Y.; Ju, F.R.; Liu, L.; Lin, L.D. (2016) – "The algorithm of accelerated cracks detection and extracting skeleton by direction chain code in concrete surface image". *The Imaging Science Journal*, Vol. 64, N. 3, pp. 119-130.
- [11] Qu, Z.; Lin, L.D.; Guo, Y.; Wang, N. (2015) – "An improved algorithm for image crack detection based on percolation model". *IEEJ Transactions on Electrical and Electronic Engineering*, Vol. 10, N. 2, pp. 214-221.
- [12] Valença, J.; Júlio, E.; Araújo, H. (2010) – "Intelligent Concrete Health Monitoring (ICHM): An Innovative Method for Monitoring Concrete Structures using Multi Spectral Analysis and Image Processing". *8th fib PhD Symposium in Kgs. Lyngby*, Denmark.
- [13] Fayyad, T.; Lees, J. (2014) – "Application of Digital Image Correlation to reinforced concrete fracture". *Procedia Materials Science*, Vol. 3, pp. 1585-1590.
- [14] Hosseini, A.; Mostofinejad, D.; Bonab, M. (2012) – "Displacement Measurement of Bending Tests Using Digital Image Analysis Method". *International Journal of Engineering and Technology*, Vol. 4, N. 5, pp. 642-644.
- [15] Kwon, H.; Rogalsky, A.; Kovalchick, C.; Ravichandran, G. (2010) – "Application of digital image correlation method to biogel". *Polymer Engineering and Science*, Vol. 50, N. 8, pp. 1585-1593.
- [16] Valença, J.; Carmo, R. (2017) – "Method for assessing beam column joints in RC structures using photogrammetric computer vision". *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 24, N. 11.
- [17] Dias-da-Costa, D.; Valença, J.; Júlio, E.; Araújo, H. (2017) – "Crack propagation monitoring using an image deformation approach". *Structural Control and Health Monitoring*, Vol. 24, N. 10.
- [18] Dias-da-Costa, D.; Valença, J.; Carmo, R. (2014) – "Curvature assessment of reinforced concrete beams using photogrammetric techniques". *Materials and Structures*, Vol. 47, N. 10, 1745-1760.
- [19] Chen, L.; Chao Y.; Jan, H.; Huang, C.; Tien, Y. (2006) – "Measuring System for Cracks in Concrete Using Multitemporal Images". *Journal of Surveying Engineering*, Vol. 32, N. 2, pp. 77-82.
- [20] Bay, H.; Tuytelaars, T.; Gool, L. (2006) – SURF: Speeded up robust features. *Computer Vision – ECCV 2006. ECCV 2006. Lecture Notes in Computer Science*, Vol. 3951, Springer.
- [21] Van Rossum, G. (2007) – Python Programming Language. *USENIX Annual Technical Conference*, Santa Clara, CA, USA.
- [22] Lowe, D.G. (2004) – "Distinctive image features from scale-invariant keypoints". *International Journal of Computer Vision*, Vol. 60, N. 2, pp. 91-110.
- [23] Yamaguchi, T.; Hashimoto, S. – "Improved Percolation-based Method for Crack Detection in Concrete Surface Images". In *19th International Conference on Pattern Recognition*, 2008.
- [24] Yamaguchi, T.; Hashimoto, S. (2009) – "Practical image measurement of crack width for real concrete structure". *Electronics and Communications in Japan*, Vol. 92, N. 10, pp. 1-12.
- [25] Yamaguchi, T.; Hashimoto, S. (2010) – "Fast crack detection method for large-size concrete surface images using percolation-based image processing". *Machine Vision and Applications*, Vol. 21, N. 5, pp. 797-809.
- [26] Yamaguchi, T.; Nakamura, S.; Hashimoto, S. (2008) – "An Efficient Crack Detection Method Using Percolation-Based Image Processing", *3rd IEEE Conference on Industrial Electronics and Applications*, Singapore, pp. 1875-1880.

Roteiro para a Descarbonização de Portugal. Uma perspetiva na construção e reabilitação de edifícios

The Portuguese Roadmap for Carbon Neutrality.
A perspective for buildings construction and rehabilitation

Luís Fernandes
Francisco Leitão

Resumo

O Roteiro para a Descarbonização de Portugal em 2050, resultante do Acordo de Paris, tem como objetivo alcançar a neutralidade carbónica da economia portuguesa em 2050. Na União Europeia, o sector de construção civil é responsável por cerca de 30% do consumo global de energia e das emissões associadas. Portugal está implicado nesta dinâmica a qual, além da profunda descarbonização da economia, tem um importante efeito de Geração-de-Valor. Os edifícios em betão, quando comparados com o edificado construído com outros materiais de construção, podem alcançar consideráveis poupanças de energia durante o seu ciclo de vida, devido à sua elevada inércia térmica que garante uma temperatura interior mais estável mesmo quando no exterior ocorrem oscilações de temperatura. A elevada inércia térmica do betão é um aspeto essencial a considerar para a construção/reabilitação de edifícios para os quais o objetivo é uma elevada *performance* energética.

Abstract

The Portuguese Roadmap for Carbon Neutrality 2050, resulting from the Paris Agreement, aims to achieve the Portuguese economy carbon neutrality by 2050. In the European Union, the building and construction sector alone is responsible for circa 30% of the global energy consumption and associated emissions. Portugal is involved in this dynamic, which, besides the deep decarbonisation of the economy, has, associated, an important Generation-of-Value. The concrete buildings, when compared with buildings made with other construction materials, can achieve important energy savings along their life cycle, which assures a more stable inner temperature when important outside temperature variations occur. The concrete high thermal mass is a unique property that must be taken into consideration for the buildings construction/rehabilitation where a robust energy performance is the goal.

Palavras-chave: Roteiro descarbonização Portugal / Construção e reabilitação de edifícios / Betão / Inércia térmica betão / *Performance* energética

Keywords: Portuguese Roadmap for Carbon Neutrality / Buildings construction and rehabilitation / Concrete / Concrete thermal mass / Energy performance

Luís Fernandes

Presidente do Conselho Executivo da ATIC e CEO da Cimpor

Francisco Leitão

Diretor Industrial e de Sustentabilidade da ATIC

1 Roteiro para a descarbonização de Portugal

Portugal comprometeu-se internacionalmente com o objetivo de redução das suas emissões de gases com efeito de estufa por forma a que o balanço entre as emissões e as remoções da atmosfera seja nulo em 2050. A este objetivo deu-se o nome de “neutralidade carbónica”.

Este objetivo está em linha com o Acordo de Paris, no âmbito do qual Portugal se comprometeu a contribuir para limitar o aumento da temperatura média global do planeta a 2 °C e a fazer esforços para que esta não ultrapasse os 1,5 °C. O compromisso da neutralidade carbónica confirma o posicionamento de Portugal entre aqueles que assumem a liderança no combate às alterações climáticas.

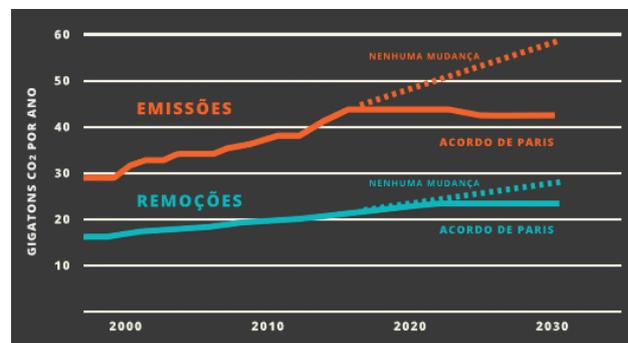


Figura 1 Perspetiva da evolução das emissões de CO₂

O objetivo principal do Roteiro para a Neutralidade Carbónica 2050 (RNC2050) é a identificação e análise das implicações associadas a trajetórias alternativas, tecnicamente exequíveis, economicamente viáveis e socialmente aceites, e que permitam alcançar o objetivo de neutralidade carbónica da economia portuguesa em 2050.

Em termos de áreas de intervenção, o RNC2050 apresentará trajetórias alternativas até 2050 para quatro componentes sectoriais, principais responsáveis pelas emissões de gases com efeito de estufa (GEE) e pelo sequestro de carbono:

- Energia
- Transportes
- Resíduos
- Agricultura, florestas, uso do solo

Estas áreas de intervenção serão suportadas em componentes transversais, nomeadamente, cenários socioeconómicos, economia circular e o desenvolvimento da sociedade.

2 Aspetos energéticos

Aquecimento Global e Energia são dois conceitos intimamente ligados, uma vez que o sector energético é responsável por mais de dois terços das emissões globais de gases com efeito de estufa (IEA, 2017). As tendências históricas mostram como o desenvolvimento económico tem estado associado ao consumo energético, com os países desenvolvidos a apresentarem valores elevados de consumo energético *per capita*.

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.

FERNANDES, L. [et al.] – Roteiro para a Descarbonização de Portugal. Uma perspetiva na construção e reabilitação de edifícios. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 9. ISSN 2183-8488. (março 2019) 117-122.



Figura 2 Efeito de estufa

A procura global de energia cresceu mais de 50% entre 1973 e 2015, suportada pelos combustíveis fósseis que representaram mais de 81% do consumo de energia primária em 2015 (IEA, 2017). Globalmente, se esta tendência continuar, as emissões de CO₂ irão praticamente duplicar até 2050, levando a um aumento da temperatura média global de pelo menos 6 °C, quando comparado com o nível pré-industrial.

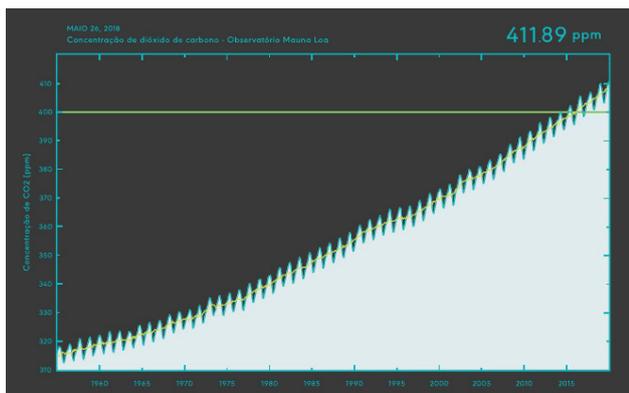


Figura 3 Evolução da concentração de CO₂ na atmosfera

No entanto, nas últimas décadas temos assistido ao desacoplamento entre o consumo energético e o crescimento económico, devido a mudanças estruturais na economia, aumento da eficiência energética e alterações no uso de combustíveis, com destaque para a crescente utilização de fontes de energia renovável.

Nos últimos anos Portugal tem vindo a implementar profundas alterações sociais e económicas, refletidas no seu sistema energético e com impacto nas emissões de GEE. Atualmente a política energética nacional assenta na racionalidade económica e na sustentabilidade, que se traduzem em medidas de eficiência energética, na utilização de energia proveniente de fontes endógenas e renováveis e na necessidade de reduzir custos (ADENE 2016).

Os sectores com maiores consumos de energia são os transportes, que em 2015 representaram 37%, a indústria, com 31%, e os edifícios, com 29% do total. No entanto, em todos os sectores tem-se verificado uma redução de consumo. Entre 2000 e 2015, a

indústria reduziu em 22% o seu consumo, os transportes 17% e os edifícios 15% (DGE, 2016).

De acordo com a Diretiva 2018/844, a União Europeia está empenhada em desenvolver, até 2050, um sistema energético descarbonizado. Este plano pressupõe reduzir as emissões de gases com efeito de estufa em pelo menos 40% até 2030 (relativamente aos níveis de 1990).

3 Construção e reabilitação de edifícios

3.1 Perspetiva geral

Na União Europeia, o consumo energético dos edifícios é uma das principais preocupações ambientais dado que os mesmos são responsáveis por aproximadamente 40% do consumo de energia e 35% das emissões de GEE na UE (incluindo as emissões diretas e indiretas da produção de eletricidade):

- Iluminação
- Aquecimento
- Equipamentos

Deste total, mais de 50% da energia é consumida nos sistemas de aquecimento/arrefecimento.

Assim, e de modo a cumprir com as obrigações do Acordo de Paris, é necessário que:

- Todos os novos edifícios possuam neutralidade carbónica em 2030;
- A totalidade dos edifícios deverá possuir neutralidade carbónica em 2050.

Os imóveis possuem, igualmente, um significativo impacto de longo prazo no consumo regional de energia, dado o longo ciclo de renovação do parque imobiliário existente. Nos próximos anos, os edifícios novos e os edifícios reabilitados deverão estar adaptados às condições específicas de cada região, cumprindo os respetivos requisitos de desempenho energético.

Em termos médios, o consumo energético ao longo do ciclo de vida de um Edifício de Habitação, na UE, distribui-se do modo (ciclo médio de 50 a 100 anos):

- Materiais de Construção: 4 %
- Fabrico: 4 %
- Utilização: 90 %
- Demolição: 2 %

Como o edificado em betão tem um maior potencial de poupança energética face a outros materiais, o betão poderá ter um papel fundamental na concretização dos objetivos da UE por intermédio da construção de edificado com baixo consumo de energia. Também poderá contribuir significativamente para os ambiciosos objetivos europeus de redução das emissões de CO₂.

Assim, a UE pretende alcançar uma redução das emissões entre 88% e 91% (tomando como referência o ano de 1990) nos sectores residencial e de serviços em 2050.

A Diretiva da União Europeia sobre o Desempenho Energético dos

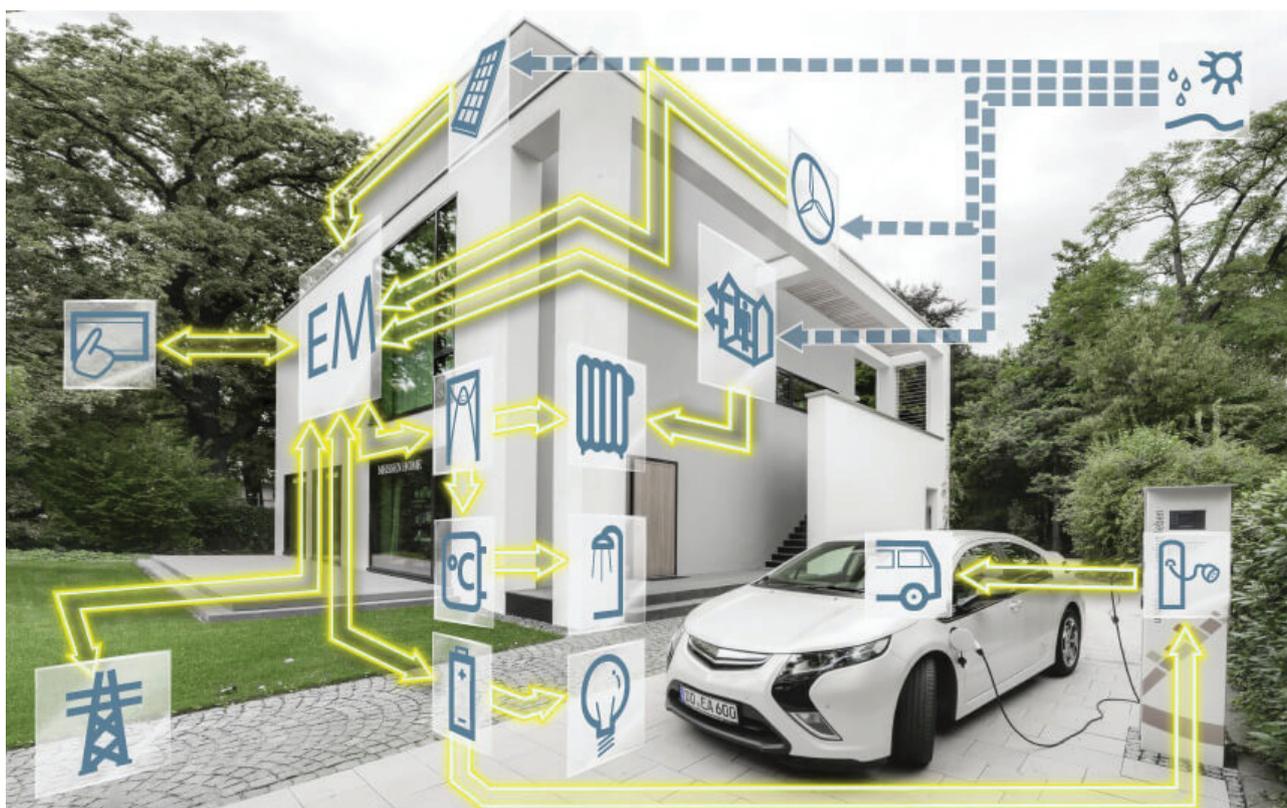


Figura 4 Visão de edifício energeticamente eficiente

Edifícios (EPBD), atualizada em julho de 2018, em conjunto com a Diretiva da Eficiência Energética (EED), exige que todos os novos edifícios sejam praticamente neutros, do ponto de vista energético, até ao final do ano 2020. Importa, além disso:

- Assegurar que o parque edificado possua uma elevada eficiência energética e descarbonização, assim como garantir que as estratégias de renovação, a longo prazo, proporcionem os progressos necessários para a transformação dos edifícios existentes em edifícios Quase Energia-Zero, através de um aumento da quantidade de edifícios reabilitados;
- Reforçar a necessidade de otimização dos Sistemas Passivos e da Inércia Térmica (EN ISO 13790).

A EPBD é vinculativa e obrigatória.

O processo de Certificação Energética (em Portugal emitido pela ADENE) é aplicado quer a edifícios novos quer aos existentes, contudo, o tempo necessário para avaliação do impacto ambiental será demorado devido ao elevado volume de construções. Aumentar a consciencialização sobre a redução de custos relacionados com o aumento da eficiência energética, no âmbito da reabilitação de edifícios, é, geralmente, eficaz para motivar os proprietários.

3.2 A inércia térmica dos edifícios em betão

Os edifícios em betão, quando comparados com o edificado construído com diferentes materiais de construção, podem alcançar

consideráveis poupanças de energia durante o seu ciclo de vida devido à sua inércia térmica que garante uma temperatura interior mais estável mesmo quando no exterior ocorrem oscilações de temperatura. Este fenómeno, quando conjugado com o design inteligente de edifícios, tem um potencial elevado de redução da fatura energética, sendo possível desenvolver estruturas em betão que reduzem um consumo energético médio de 200-150 kWh/m² para 50 kWh/m², ou mesmo edifícios com emissões zero. Nos nossos dias, o betão já permite reduzir até 60% das emissões de CO₂ e dos consumos energéticos durante o ciclo de vida do edificado comparativamente com o que ocorria há 20 anos.

Tabela 1 Capacidade térmica de vários materiais

Capacidade térmica (Wh/(m ² .K) – estruturas com espessura de 30 mm	
Betão	20
Betão leve	15
Tijolo cerâmico	13
Gesso cartonado	7
Blocos betão leve	5
Madeira	7

A capacidade de um material de armazenar energia térmica, isto é, perante um *input* energético elevado não sofrer um aumento rápido de temperatura, designa-se de Inércia Térmica. Um dos aspetos mais interessantes que o betão possui é o de ser um material com uma elevada inércia térmica, uma vez que possui uma boa capacidade de armazenar energia, aliada a uma velocidade moderada de absorção/dissipação.

A Inércia Térmica de um edifício é um aspeto crítico em função do clima:

- Climas frios: pode ajudar a reduzir as necessidades de aquecimento ao absorver energia térmica solar:
 - durante o dia: os ganhos térmicos são absorvidos pela inércia térmica das lajes e paredes, armazenando energia para libertarem mais tarde;
 - durante a noite: fechar as janelas e cortinas para minimizar as perdas de calor, o qual, absorvido por inércia térmica durante o dia, começa a ser libertado promovendo o aquecimento suave do ambiente.
- Climas quentes: reduz o sobreaquecimento tornando as habitações mais frescas e confortáveis, reduzindo as necessidades de ar-condicionado:
 - durante o dia: reduzindo os ganhos solares (fechar as janelas e utilizar os sombreamentos); os ganhos internos são absorvidos pelo betão das lajes e paredes, evitando o sobreaquecimento;
 - durante a noite: promover a ventilação noturna para a perda do calor absorvido.

A construção massiva e a utilização da respetiva Inércia Térmica proporcionam reduções do consumo médio de energia, para a habitação na UE, tendo em consideração as diferenças climáticas existentes de 2 – 14 %, isto é, 1,5 – 7 kWh/(m².ano). Nos edifícios de escritórios estas reduções são ainda potenciadas devido a:

- Importantes ganhos internos de calor provenientes das iluminações, equipamentos e permanência prolongada de pessoas;
- Flutuações consideráveis dos ganhos internos entre o dia e a noite.

Os principais benefícios associados ao aproveitamento da Inércia Térmica:

- Otimização dos benefícios dos ganhos solares.
- Redução das necessidades de energia para aquecimento/arrefecimento.
- Redução das flutuações da temperatura interior dos edifícios.
- Atraso dos picos de temperatura permitindo gerir a ocupação, especialmente no caso de edifícios comerciais e de escritórios, reduzindo os sistemas de ar-condicionado.
- Permitir importantes reduções de GEE ao longo do tempo de vida útil das construções (bastante longo).
- Permitir melhor projetar as novas construções contra o efeito das Alterações Climáticas e aumento da temperatura ambiente.

3.3 Edifícios Quase Energia-Zero

Os edifícios Quase Energia-Zero (nZEBs – *nearly zero-energy buildings*) possuem um alto desempenho energético, sendo a energia consumida proveniente, principalmente, de fontes renováveis.

Em algumas situações, os nZEBs podem também referir-se a edifícios com emissões neutras ou "energia-positiva": edifícios que geram mais energia anualmente do que consomem. O desenvolvimento e a implementação de instrumentos e medidas adequados para atingir a meta nZEB são, atualmente, desiguais entre os diferentes países europeus.

De acordo com uma análise do JRC-Joint Research Centre da União Europeia, poucos Estados-Membros forneceram elementos que compreendam um objetivo numérico (entre 0 e 220 kWh/m²/y) e uma utilização específica das energias renováveis.

Existem diferentes combinações de metodologias e tecnologias-chave para alcançarem diferentes níveis de sucesso, nomeadamente:

- Otimização do efeito da inércia térmica dos edifícios, nomeadamente através da maximização estrutural utilizando betão.
- Melhoria da parte exterior dos edifícios, sobretudo em termos de isolamento, estanquidade, tecnologias para efetuar a reflexão dos raios solares e utilização de materiais de construção energeticamente eficientes.
- Implementação de instalações de energia renovável fotovoltaica no local ou nas proximidades ou sistemas fotovoltaicos integrados na construção.
- Melhoria dos sistemas de aquecimento e arrefecimento, através da utilização de tecnologias como aquecedores de biomassa, bombas de calor, arrefecimento solar, tecnologias solares térmicas e técnicas de utilização de calor residual.
- Melhoria em termos de equipamentos de iluminação e eletrodomésticos, como biomassa para cozinhar e aumento dos padrões de eficiência energética dos equipamentos.
- Correta orientação solar.

O aumento da eficiência energética dos edifícios proporcionará, adicionalmente, uma melhoria da segurança energética, criação de emprego, redução significativa no consumo de combustíveis fósseis, melhoria do conforto interior dos edifícios, aumento do valor do imobiliário, etc.

3.4 Geração de valor na União Europeia

Portugal, como Membro da União Europeia, está implicado nesta dinâmica a qual, além da descarbonização, tem um efeito de geração-de-valor, uma vez que estamos perante os indicadores a seguir enunciados.

3.4.1 Tecnologia inovadora

Presentemente, a nível europeu, já existem 10 projetos de elevado impacto financiados pelo Horizon 2020.

3.4.2 Potencial económico e de mercado

De acordo com a Navigant:

- a) Em 2016, o mercado global de edifícios energeticamente eficientes gerou €237,6 biliões em receitas. Igualmente, em 2016, só o mercado de sistemas de gestão de energia em edifícios (incluindo hardware, software e serviços) gerou receitas na ordem de €3,19 biliões;
- b) Em 2025, o mercado global de edifícios energeticamente eficientes prevê-se que gerará €316 biliões em receitas. O mercado de materiais de construção ecológicos, em 2020, estima-se que seja de €223 biliões. Quanto ao mercado de sistemas de gestão de energia em edifícios prevê-se, para 2023, receitas na ordem de €8,17 biliões.

3.4.3 Emprego na UE

Estudos efetuados referentes ao impacto social, relacionados com a eficiência energética, referem que atualmente cerca de 90 000 pessoas trabalham no sector e que até 2025 pelo menos mais 50 000 pessoas serão empregadas.

3.4.4 Aspetos transfronteiriços

Eficiência energética na reabilitação de edifícios é um requisito pan-europeu e terá benefícios a longo prazo. A redução de emissões terá, igualmente, benefícios a nível regional/global de mitigação dos efeitos das alterações climáticas. Para que seja possível alcançar estas metas ambiciosas, no calendário previsto, será necessária uma colaboração efetiva entre todos os *players* envolvidos: sectores do imobiliário, construção, reabilitação, materiais de construção, equipamentos e serviços, todos centrados em torno de eficiência energética.

4 Situação atual em Portugal

O Plano Nacional Energia e Clima (PNEC2030), que está alinhado com o Roteiro para a Neutralidade Carbónica até 2050 e com o Plano Nacional de Investimentos 2030 (PNI2030), prevê um grande impulso à produção descentralizada de energia, em particular com o mercado do solar fotovoltaico e do solar térmico no segmento residencial.

Refira-se que no PNEC2030, a área da Energia e Clima contribui para 66% do total do PNI2030 (equivalente a 13,6 mil milhões de euros).

O IFRRU2020-Instrumento Financeiro para a Reabilitação e Revitalização Urbanas é um instrumento financeiro criado no âmbito do MATE-Ministério do Ambiente e da Transição Energética, integrado no PORTUGAL 2020 e cofinanciado por fundos europeus, que concede empréstimos em condições vantajosas, para apoiar a reabilitação urbana, em todo o território nacional. Segundo o MATE, é o maior programa de incentivo à reabilitação urbana lançado em Portugal com uma capacidade de financiamento de 1400 milhões de euros, para investimento em reabilitação do edificado urbano.

O IFRRU2020 fechou contas em 2018 com 71 contratos assinados, a que corresponde um investimento de 265 milhões de euros.

De entre os edifícios reabilitados, 26 terão uso habitacional, sendo os restantes 38 destinados a atividades económicas, cinco a equipamentos de utilização coletiva e dois à área social. A maioria dos projetos é promovida por empresas e os restantes por particulares, Instituições Particulares de Solidariedade Social e câmaras municipais.

Calcula o MATE que estes investimentos criem cerca de 1460 postos de trabalho e fixem cerca de 500 novos residentes. A redução do consumo energético estimada é superior ao consumo, durante dois anos, de um grande hospital público.

Referências

- [1] RNC2050 – Roteiro para a Neutralidade Carbónica. DESCARBONIZAR2050.PT, 2018.
- [2] *Material choice for green buildings*. A joint report by Arup and WBCSD, January 2012.
- [3] *Climate Change: Implications Buildings*. Published, June 2014.
- [4] *Low Carbon Technology Partnerships Initiative*. November 2015 ISBN: 978-2-940521-41-8.
- [5] Nunes, A. – *Inércia Térmica do Betão-Cimento e a Eficiência Energética dos Edifícios*. CDAC-Centro Desenvolvimento de Aplicações de Cimento, Secil S.A. *Jornadas da Construção em Cimento*, 2011.



**Infraestruturas
de Portugal**

Ligamos destinos

Rodovia
e Ferrovia.
**Juntos
encurtamos
distâncias.**

Viva a
mobilidade.

ATIC

ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA INDÚSTRIA DE CIMENTO

A ATIC – Associação Técnica da Indústria de Cimento é a organização representativa da indústria cimenteira portuguesa. Tem como Associadas a CIMPOR - Indústria de Cimentos S.A., a SECIL - Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A. e a CMP - Cimentos Maceira e Pataias, S.A.

A indústria cimenteira é fundamental para a sociedade actual e impacta significativamente a economia local, nacional e europeia. A ATIC assume essa responsabilidade em total consonância e respeito pelos princípios de sustentabilidade expressos pela sociedade portuguesa e reflectidos no actual enquadramento legislativo. Questões como alterações climáticas, economia circular, redução de emissões, descarbonização da economia e construção sustentável, entre outras, estão na linha da frente das preocupações do sector e são consideradas em todas as práticas e processos de decisão.

A ATIC, desde o seu início, colabora activamente com as instituições e empresas nacionais no desenvolvimento de produtos e na implementação de novas soluções construtivas e estruturais.



LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL



investigação

inovação

cooperação

divulgação



barragens de betão • estruturas • edifícios • geotecnia • hidráulica e ambiente
materiais • infraestruturas de transportes • instrumentação científica



www.lnec.pt



Av. do Brasil 101 | 1700-066 Lisboa
tel. 21 844 30 00 | lnec@lnec.pt



ASSOCIAÇÃO PORTUGUESA DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

PORTUGUESE GROUP OF IABSE

50º ANIVERSÁRIO da Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas

A Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas (APEE) celebrou o seu 50º aniversário com a organização de uma conferência no LNEC no passado dia 5 de dezembro.

Após as boas-vindas do Presidente da APEE, António Adão da Fonseca, e do Presidente do LNEC, Carlos Pina, o programa incluiu uma breve revisão da História da APEE, feita pelo vice-presidente da APEE, Luís Oliveira Santos, seguida de uma apresentação do presidente da IABSE, Fernando Branco, sobre "90 anos da IABSE: desafios e oportunidades".



Esta primeira parte do programa foi concluída com a cerimónia de entrega do Prémio Ferry Borges de Engenharia de Estruturas (9ª edição), apresentada pelo Presidente do Júri, João Almeida Fernandes. Este prémio beneficiou do Alto Patrocínio de sua Excelência o Presidente da República e contou com o patrocínio da BRISA – Autoestradas de Portugal. Nesta edição, o prémio foi atribuído a J. P. Santos, C. Crémona, A. D. Orcesi e P. Silveira pelo artigo "Multivariate statistical analysis for early damage detection", publicado em Engineering Structures. Foram igualmente distinguidos com uma menção honrosa outros quatro trabalhos concorrentes (<http://www.apee.org.pt/>).



Na segunda parte do evento foi proferida a palestra "The Genoa Bridge collapse: background and state of the art of the investigation" pelo Prof. Fabrizio Palmisano (Politecnico di Bari).

A conferência foi um sucesso, com mais de 200 participantes que muito contribuíram para o animado e interessante debate final.



IABSE

International Association for
Bridge and Structural Engineering



GUIMARÃES
IABSE SYMPOSIUM 2019

**TOWARDS A RESILIENT BUILT ENVIRONMENT
RISK AND ASSET MANAGEMENT**



O IABSE Symposium “Towards a Resilient Built Environment. Risk and Asset Management” realizou-se nos dias 27 a 29 de março, no Centro Cultural Vila Flor, em Guimarães (www.iabse.org/guimaraes2019). Organizado pela APEE, grupo português da IABSE, em colaboração com a Universidade do Minho e do ISISE (www.isise.net/), o simpósio teve como objetivo constituir um fórum internacional para o debate sobre assuntos como a sustentabilidade do ambiente construído, a avaliação de risco e a gestão de infraestruturas.

O simpósio contou com mais de 350 participantes, tendo o seu programa técnico incluído 6 palestras convidadas e 38 sessões paralelas para apresentação de 230 comunicações, selecionadas pela Comissão Científica a partir de mais de 400 resumos submetidos, que se dividiram pelos cinco tópicos previamente escolhidos: *Novel Management Tools for the Built Environment* (10%); *Lifecycle Quality Control of new and existing Infrastructures* (35%); *Advanced Frameworks for a Sustainable Built Environment* (12%); *Risk Analysis Procedures, from Theory to Practice* (20%); *Future trends in Structural Engineering* (23%).

O simpósio incluiu também um programa social, que compreendeu uma receção no Paço dos Duques de Bragança, um cocktail no Museu Alberto Sampaio e um banquete no MIT Penha, bem como uma visita técnica às pontes do Porto.





ENCONTRO NACIONAL

BETÃO ESTRUTURAL 2018

7 a 9 Novembro de 2018 · LNEC, Lisboa

O Encontro Nacional Betão Estrutural 2018, organizado conjuntamente pelo Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE) e pelo Instituto Superior Técnico (IST), teve lugar de 7 a 9 de novembro de 2018, no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e deu seguimento a Encontros anteriores, realizados de 2 em 2 anos desde 1986.

O Encontro contou com a presença de quase trezentos participantes e de cento e oitenta apresentações orais, tendo sido convidados 4 distintas personalidades que abordaram diferentes assuntos em palestras plenárias. As atas do Encontro estão disponíveis no portal do GPBE, na área reservada a sócios.

Incluído na organização do Encontro, promoveu-se o Concurso “**Prémio Jovens Mestres**”, uma iniciativa patrocinada pela Secil e que visou premiar as melhores dissertações de mestrado submetidas nos anos letivos de 2016/17 ou 2017/18, no domínio do betão estrutural. A vencedora, anunciada na Cerimónia de Encerramento, foi **Ana Rita Graça Tomaz**.

Foi ainda entregue, pela Direção do Grupo Português de Betão Estrutural, a **Medalha de Mérito 2018** ao **Engº Manuel João Esteves Ferreira** para distinguir o nível excecional do seu contributo para o desenvolvimento do Betão Estrutural.

Paralelamente ao Encontro foi organizada uma exposição técnica que teve grande adesão por parte das entidades ligadas ao setor, tendo estado presentes 15 empresas.

No global, pode considerar-se que os 3 dias do Encontro BE2018 foram certamente proveitosos para todos os participantes.

Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nas quais o Grupo presta patrocínio (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o acesso a uma área reservada no portal do GPBE (www.gpbe.pt) onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da fib - International Federation for Structural Concrete, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registe-se **aqui**.

Quota de sócio individual: € 25,00

Quota de sócio coletivo: € 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.

Sócios Coletivos do GPBE



Na Salvaguarda do Nosso Património

Para além do seu valor histórico e simbólico, um edifício é um conjunto de materiais sabiamente interligados.

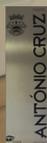
Paredes de alvenaria de pedra, gaiolas ou tabiças são exemplos de técnicas complexas, praticamente esquecidas com a construção nova e materiais associados.

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

AOF
augusto de oliveira ferreira & ca lda

Local - Sede Ordem dos Arquitectos Norte - Fotografia de Rui Pereira

FIP mec

Campus Médico de Van - Turquia 512 isoladores FIP-D
(isoladores tipo pêndulo com dupla curvatura)

PRETENSA



PRETENSA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314
4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL

+351 229 416 633 comercial@pretensa.com.pt

www.pretensa.com.pt

Isolamento de Base é a maneira mais eficaz de proteger e garantir a funcionalidade de infraestruturas críticas como hospitais durante e após a ocorrência de Sismos. Com mais de 6300 isoladores instalados em hospitais de várias partes do mundo, a FIP possui uma experiência ímpar na proteção de pessoas, infraestruturas e equipamentos e a assegurar o serviço às populações quando é mais necessário.



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.

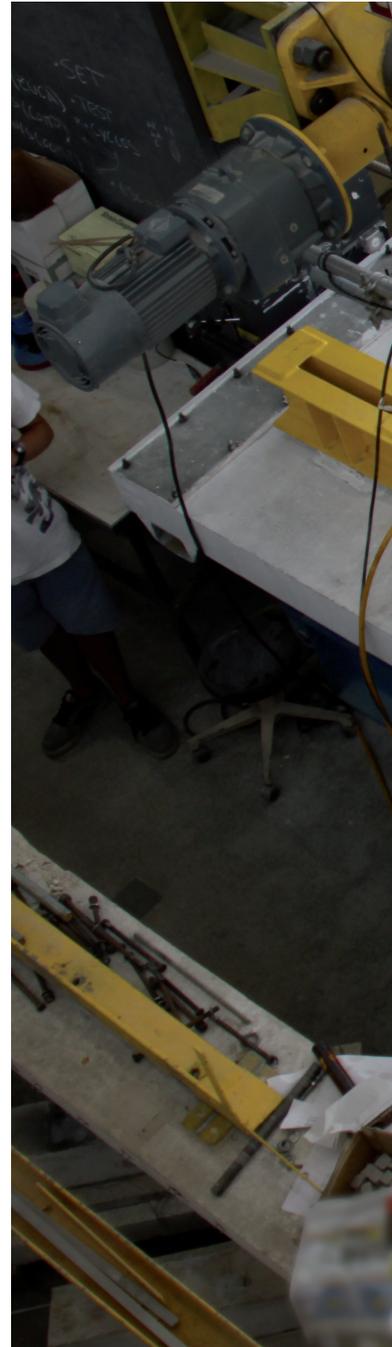
SER SÓCIO SPES

- 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 30009

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