

REVISTA INTERNACIONAL

TECH ITT

ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO • ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCIÓN

Volume

15

Número

40

ESPECIAL – 1º CONGRESSO DE
ENSAIOS E EXPERIMENTAÇÃO
EM ENGENHARIA CIVIL

TESTE 2016: ENSAIAR PARA REABILITAR

Director:

Fernando Branco
fbranco@civil.ist.utl.pt

Coordenador editorial:

Inês Flores-Colen

Publicado por:

Gatewit
Avenida da Liberdade,
nº 136, 4º, 5º e 6º
1250-146 Lisboa

Contactos:

E-mail: press@techitt.com
Website: www.techitt.com

tech ITT Press:

- Revista Internacional Tech ITT (3 X Ano)
- Monografias



03 EDITORIAL

José Neves
Presidente do TESTE 2016

04 MONITORIZAÇÃO DO DESEMPENHO DE ENVIDRAÇADOS COM PELÍCULAS DE CONTROLO SOLAR NUM PERÍODO DE INVERNO/MEIA ESTAÇÃO

D. Lourenço, M. Glória Gomes, A. Moret Rodrigues

15 ENSAIOS DINÂMICOS DE PONTES FERROVIÁRIAS EM ALVENARIA DE PEDRA

D. Ribeiro, C. Costa, R. Silva, P. Jorge, A. Arêde, R. Calçada

25 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES ESTRUTURAIS DE AGREGADOS LEVES ATRAVÉS DO ENSAIO NÃO DESTRUTIVO DE ULTRA-SONS

A. Bogas, M. Guedes, H. Ahmed

36 INFLUÊNCIA DO FÍLER NO COMPORTAMENTO DE MASTIQUES BETUMINOSOS

V. Antunes, A.C. Freire, L. Quaresma

48 REFORÇO DE VIGAS EM BETÃO ARMADO COM ARMADURAS EXTERIORES DE FRP

A. Monteiro, C. Chastre, H. Biscaia, N. Franco.

61 EFEITOS DINÂMICOS INDUZIDOS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO EM PONTES DE ALVENARIA DE PEDRA: MODELAÇÃO NUMÉRICA, CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL E SIMULAÇÃO

C. Cardoso, D. Ribeiro, R. Calçada

EDITORIAL

Para este número da RIT foi selecionado um conjunto de artigos apresentados no 1º Congresso de Ensaio e Experimentação em Engenharia Civil – TESTE2016 – realizado no Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, de 4 a 6 de julho de 2016.



O tema principal do congresso – Ensaio para Reabilitar – pretendeu dar a relevância merecida aos ensaios e experimentação no atual contexto da atividade de engenharia civil. Após o ciclo de construção nova que marcou intensamente as últimas décadas em Portugal, a conservação e reabilitação do património edificado será o paradigma da atividade futura de construção civil e obras públicas das próximas gerações. O grande legado de conhecimento e experiência do passado deve agora ser adaptado ao contexto da reabilitação, reforçando ainda mais a importância dos ensaios e da experimentação, a par de outros meios, na prática da engenharia civil com qualidade, inovação, segurança, competitividade e sustentabilidade.

Os três artigos selecionados versam sobre os tópicos seguintes: avaliação de estruturas e do seu desempenho; ambiente, risco e segurança; e desenvolvimento e utilização de técnicas não destrutivas.

Este número inclui ainda três dos artigos premiados na 1ª edição do concurso “Jovens Mestres em Experimentação”. Integrado no programa do congresso, este concurso destinou-se a premiar dissertações de mestrado em Engenharia Civil, ou áreas afins, com componente relevante de ensaios e experimentação e desenvolvidas numa instituição nacional de ensino superior.

José Neves **Presidente do TESTE2016**

Professor do Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos do Instituto Superior Técnico

CORPO CIENTÍFICO:

- Alfredo Serpell
(Pontificia Universidad Católica de Chile, Chile)
- Elton Bauer
(Universidade de Brasília, Brasil)
- Hipólito de Sousa
(Faculdade de Engenharia do Porto, Portugal)
- João Carlos Gonçalves Lanzinha
(Universidade da Beira Interior, Portugal)
- João Gomes Ferreira
(Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal)
- João Ramôa Correia
(Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal)
- José Barroso Aguiar
(Universidade do Minho, Portugal)
- José Rangel
(Universidad Autónoma de Nuevo León, México)
- Manuel Pinheiro
(Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Portugal)
- Nuno Simões
(Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Portugal)
- Paulina Faria
(Faculdade Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa, Portugal)
- Paulo G. Yugovich R.
(Facultad de Ciencias y Tecnología, Universidad Católica Nuestra Sr. de la Asunción, Paraguay)
- Paulo Helene
(Universidade de São Paulo, Brasil)
- Resende Nsambu
(Faculdade de Engenharia da Universidade Agostinho Neto, Angola)
- Romeu Vicente
(Universidade de Aveiro, Portugal)
- Rosário Veiga
(Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal)

MONITORIZAÇÃO DO DESEMPENHO DE ENVIDRAÇADOS COM PELÍCULAS DE CONTROLO SOLAR NUM PERÍODO DE INVERNO/MEIA ESTAÇÃO



D. LOURENÇO
Mestrando
IST, UL Lisboa
david.lourenco
@ist.utl.pt



M. GLÓRIA GOMES
Prof.^a Auxiliar
IST- CERis, UL Lisboa
maria.gloria.gomes
@tecnico.ulisboa.pt



A. MORET RODRIGUES
Prof. Associado
IST- CERis, UL Lisboa
moret.rodrigues
@tecnico.ulisboa.pt

SUMÁRIO

A preocupação com questões económicas e ambientais tem conduzido a uma maior aposta na reabilitação de edifícios, quer recentes quer mais antigos. Uma das razões na base dessa aposta prende-se com o elevado consumo de energia associado ao funcionamento dos edifícios, em particular aqueles com grandes áreas de envidraçados. Parte desse consumo destina-se a satisfazer exigências de conforto, sendo os envidraçados, quando elementos dominantes nas fachadas, um dos principais contribuintes para o menor desempenho energético dos edifícios. Para melhorar este desempenho tem-se recorrido à utilização de películas de controlo solar. Para avaliar o efeito destas películas, foi desenvolvida uma campanha experimental num período de Inverno/meia estação, em três gabinetes idênticos, onde um deles serviu de referência (sem película) e os outros dois para observar o resultado da colocação de películas; num deles foi aplicada uma película pelo exterior e no outro foi aplicada outra película pelo interior. A partir de um conjunto de medições experimentais, foi possível observar diferenças de comportamento entre os envidraçados e retirar algumas conclusões sobre o desempenho das películas. No período analisado, as películas reduziram a temperatura interior dos gabinetes em que foram aplicadas para valores próximos das condições de conforto (entre 18°C e 25°C), enquanto no gabinete de referência (sem película) foram observadas situações de sobreaquecimento do ar interior (temperatura superior a 25°C). Em termos ópticos, verificou-se que ambas as películas, por conferirem menores transmitâncias visíveis aos envidraçados reduziram as iluminâncias interiores, o que, em dias de céu encoberto, pode conduzir a um aumento do consumo de energia associado a luz artificial.

PALAVRAS-CHAVE

Desempenho térmico e óptico, envidraçados, películas de controlo solar, monitorização experimental, reabilitação de edifícios.

ABSTRACT

In recent years, the growing concern for the economic and environmental problems has led to a greater investment on the rehabilitation of buildings. One of the reasons on the basis of this investment regards the high energy consumption associated with the operation of buildings, particularly those with large glazing areas. Part of this consumption is designed to meet comfort requirements and the glazing systems, when occupying a large area in the façades, are one of the major contributors for lowering the energy performance of buildings. To enhance this performance designers and building owners have resorted to solar control films, applied on glazing surfaces. To evaluate the effect of these films an experimental campaign was carried out in the winter/spring period in three identical offices of the same building, where one of them was taken as basis of comparison (without film) and the other two were used to observe the result of the application of films on the glazing surfaces: in one office, a film was applied on the internal surface and in the other one another film was applied on the external surface. From a set of experimental measurements, differences in behavior of the three glazing systems were observed and some conclusions on the performance of the solar control films could be drawn. For the period taken up for study, the films reduced the ambient temperature of the offices to values near comfort temperatures (air temperature between 18°C and 25°C), whereas the office without solar control film experienced overheating problems (air temperature higher than 25°C). In the optical domain, the films greatly reduced the internal illuminances, which, in case of overcast skies, may lead to an increase of artificial light consumption.

KEYWORDS

Thermal and optical performance, glazing systems, solar control films, experimental monitoring, building rehabilitation.

1. Introdução

A dependência energética e a volatilidade dos preços dos combustíveis fósseis, aliadas a uma maior preocupação com as alterações climáticas têm contribuído para uma maior consciencialização da importância da redução do consumo energético no sector da construção, em particular do consumo de electricidade em iluminação e em sistemas de aquecimento/refrigeração. Em Portugal, devido à escassez de recursos fósseis, sempre existiu uma dependência energética bastante elevada. Em 2005 a dependência era de 88,8% [1]. Apesar de, graças a uma boa política de aposta em energias renováveis, esta dependência ter vindo continuamente a decrescer – tendo-se situado em 2014 em 72,4% [1] –, o facto é que ela continua elevada e por isso merecedora de acções de intervenção mais eficazes.

No plano mais alargado da União Europeia, o sector dos edifícios é responsável por 40% da energia total consumida [2]. Além disso, devido à expansão do sector e à evolução tecnológica que se traduz numa melhoria das condições de vida das populações, este valor terá tendência a aumentar. Para fazer face a esta realidade, o Parlamento Europeu, através de Directivas específicas, tem procurado definir políticas estratégicas e planos de acção que visem uma maior racionalização e eficiência energética nos diferentes sectores da actividade económica. No que respeita ao sector da construção, a directiva 2010/31/EU [2], relativa à performance energética dos edifícios, apresenta um plano de acção e medidas concretas com vista a uma redução de 20% de energia primária até 2020. As medidas propostas não se direccionam apenas para novos edifícios, mas também para edifícios existentes a necessitar de reabilitação. Com efeito, enquanto que os novos edifícios estão já enquadrados por uma regulamentação mais exigente e adaptada aos novos desafios ambientais, os edifícios menos recentes encontram-se desajustados face aos níveis de desempenho energético actualmente preconizados, devendo por isso ser objecto de uma preocupação especial. Por esta razão, as intervenções de reabilitação devem ser alvo de uma análise criteriosa no sentido de procurar soluções compatíveis com a construção existente e simultaneamente energeticamente eficientes.

Os vãos envidraçados são reconhecidamente um dos componentes da construção que mais afecta o desempenho energético e luminoso dos edifícios [3]. Sendo verdade que a tecnologia dos envidraçados, caixilhos incluídos, tem evoluído muito nas últimas décadas, dando lugar ao aparecimento de soluções de elevado desempenho, também é verdade que estes ganhos em eficiência têm sido em parte contrariados pelo crescente aumento da área envidraçada nas fachadas, normalmente ditado por razões de ordem estética e arquitectónica. Com efeito, se por um lado o aumento da área envidraçada é uma forma de maximizar a entrada de luz solar e desta forma melhorar o ambiente natural de trabalho e reduzir a quantidade de iluminação artificial necessária [4, 5], por outro lado tem a desvantagem de agravar o consumo energético para manter as condições térmicas ideais e de originar contrastes luminosos excessivos perturbadores de tarefas visuais [6]. Estes efeitos são mais acentuados em países como Portugal, com climas moderados a quentes e elevados níveis de radiação solar.

Uma das formas actualmente possíveis de modificar as propriedades ópticas de transmissão e reflexão solar dos envidraçados, e que tem grande aplicação em edifícios existentes como solução de reabilitação, é através da aplicação de películas de controlo solar na sua superfície. Apesar de ser uma tecnologia que data do início dos anos 60 do século passado, não existe muita informação sobre este tipo de solução. De facto, a maior parte da investigação sobre este assunto é de índole numérica e, quando são realizados estudos experimentais, estes são efectuados em laboratório. Entretanto, estudos recentes demonstraram o potencial de poupança energética associado a películas de controlo solar em climas onde as necessidades de arrefecimento ultrapassam em larga medida as necessidades de iluminação. Em Shanghai na China, foi realizada uma simulação de um museu com grandes áreas de envidraçados, onde se concluiu que as poupanças anuais na estação de arrefecimento são da ordem de 8% [7]. Num outro estudo [8], foi concluído que o potencial de redução de energia associada a um sistema de envidraçado duplo foi de 55%, o que se traduz em menores gastos com sistemas de arrefecimento. Em Hong Kong foi realizado um estudo em laboratório onde se demonstrou que as poupanças em edifícios de escritórios podem ser da ordem de 77 a 90 kWh/ano por unidade de área de película, o que demonstra o potencial desta tecnologia nos grandes edifícios de escritórios com grandes áreas envidraçadas que têm proliferado nos últimos anos [9]. Numa outra campanha experimental realizada num clima mediterrânico semelhante ao português [10], a redução da radiação solar num escritório com película foi de 58% em relação a um escritório semelhante sem película. Além da radiação, o estudo também se focou no nível de iluminação, que é um aspecto importante sobretudo em locais de trabalho, e concluiu que no escritório com película houve uma redução entre 48 e 60%. Foi ainda simulado o consumo energético nos dois escritórios e concluído que no escritório com película as poupanças com o arrefecimento foram da ordem de 30% [10].

No presente trabalho avalia-se por via experimental o desempenho de vãos envidraçados com películas de controlo solar nos domínios quer da térmica quer da iluminação natural. Para isso, conduziu-se uma campanha experimental de monitorização *in-situ* simultaneamente em três compartimentos semelhantes de um mesmo caso de estudo, em que um deles ficou sem película, noutro foi aplicada uma película pelo interior do envidraçado e no terceiro uma película diferente foi colocada no exterior do envidraçado. A partir da medição das temperaturas superficiais e ambiente, da radiação solar incidente, dos fluxos de calor gerados e das iluminâncias obtidas, é discutido o desempenho térmico e visual de vãos envidraçados com e sem películas de controlo solar.

2. Caso de Estudo

A campanha experimental realizou-se no pavilhão de Mecânica III do Instituto Superior Técnico situado no *campus* da Alameda, em Lisboa (Figura 1a). Este edifício foi construído no ano 2000, tem 2 pisos acima do solo e grandes áreas de envidraçado nas fachadas, que estão orientadas a Sudeste. Para tentar resolver alguns problemas de desconforto térmico e visual causados pela elevada exposição solar, foi instalada uma película de controlo solar (R35 SR HPR) pelo interior dos envidraçados em 2006.

No presente estudo pretende-se avaliar o desempenho térmico e visual de películas de controlo solar nos envidraçados. Para isso, foram seleccionados três gabinetes adjacentes (gabinetes A, B e C da Figura 1b) com geometria, orientação solar e características de ocupação idênticas. Para se avaliar o efeito da colocação de películas de controlo solar nos envidraçados, no gabinete C foi retirada a película existente, no gabinete A a película original foi também retirada mas substituída por outra (RHE20 SI ER HPR) aplicada pelo exterior e no gabinete B manteve-se a película existente aplicada pelo interior. Na Tabela 1 apresentam-se as principais propriedades térmicas e ópticas do vidro sem película (gabinete C) e do vidro com a película R35 SR HPR pelo interior (gabinete B) e com a película RHE20 SI ER HPR pelo exterior (gabinete A). Estas propriedades foram determinadas numericamente com recurso a dois programas de simulação – o *Window* e o *Optics* [11] – e consistem em: coeficiente de selectividade espectral (CSE), coeficiente de sombreamento (SC), factor solar (g), transmitância visível (τ_{vis}), reflectância frontal visível ($\rho_{f'vis}$), reflectância de tardoz visível ($\rho_{b'vis}$), transmitância solar (τ_{sol}), reflectância frontal solar ($\rho_{f'sol}$), reflectância de tardoz solar ($\rho_{b'sol}$), absorptância do pano de vidro exterior (α_1) e absorptância do pano de vidro interior (α_2).

Tabela 1- Propriedades térmicas e ópticas dos envidraçados

Propriedades térmicas e ópticas dos envidraçados	CSE	SC	g	τ_{vis}	$\rho_{f'vis}$	$\rho_{b'vis}$	τ_{sol}	$\rho_{f'sol}$	$\rho_{b'sol}$	α_1	α_2
Gabinete A (película RHE20 SI ER)	0,83	0,21	0,18	0,15	0,60	0,56	0,10	0,62	0,41	0,15	0,07
Gabinete B (película R35 SR HPR)	0,65	0,46	0,40	0,26	0,45	0,46	0,17	0,34	0,50	0,19	0,30
Gabinete C (sem película)	1,08	0,86	0,74	0,80	0,14	0,15	0,66	0,12	0,12	0,27	0,01

Os três gabinetes são individuais, com ocupação esporádica de duas ou mais pessoas, e têm a sua fachada exterior orientada a Sudeste, pelo que a radiação solar incide directamente na fachada durante toda a manhã e parte da tarde. No entanto, devido à configuração do edifício, e em particular à obstrução da fachada exterior dos gabinetes criada pelo corpo do edifício mais saliente, os gabinetes começam a ficar sombreados cerca das 14h (horário de inverno) e 12h (horário de verão). Este efeito de sombreamento faz-se sentir em primeiro lugar no gabinete A e de forma gradual nos outros dois gabinetes, sendo o desfazamento temporal entre o sombreamento dos gabinetes A e C de cerca de 45 minutos. Os gabinetes têm uma área útil de 19 m², um pé-direito de 2,95 m e a fachada exterior é totalmente envidraçada com vidro duplo incolor (*float*) 6+12+4 mm e caixilharia de alumínio. Os dispositivos de sombreamento são estores venezianos interiores de lâminas metálicas horizontais de cor clara. A laje de cobertura é em betão armado com 32 cm de espessura e uma camada de poliestireno extrudido tipo

"roofmate sl" com 3 cm de espessura. Os restantes elementos estruturais são em betão armado sem isolamento térmico. À excepção da parede exterior e cobertura, os restantes elementos da envolvente podem ser considerados adiabáticos, isto é, sem trocas de calor significativas através deles.

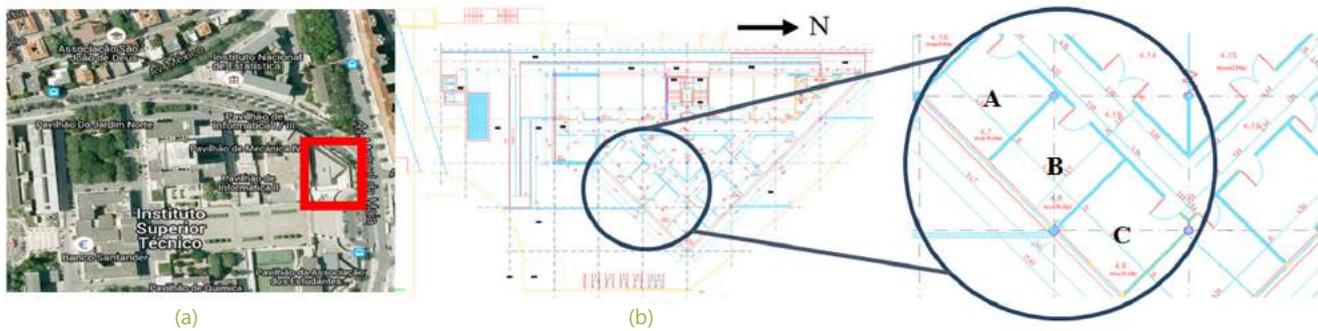


Figura 1: Localização do caso de estudo: a) localização do pavilhão dentro do IST; b) planta do pavilhão

3. Campanha Experimental

A campanha experimental de monitorização foi realizada in-situ simultaneamente nos três gabinetes A, B e C representados na Figura 1b. O gabinete C é considerado no presente estudo como de referência por não ter película. Como descrito na secção 2, os gabinetes A e B têm películas de controlo solar aplicadas respectivamente pelo exterior e interior.

Para determinar o desempenho térmico e visual dos vãos envidraçados, com e sem películas de controlo solar, foram monitorizadas em cada um dos três gabinetes e em contínuo as seguintes grandezas: i) temperatura superficial exterior e interior do envidraçado; ii) temperatura superficial das lâminas metálicas dos estores venezianos; iii) temperatura e humidade relativa dos ambientes exterior e interior; iv) fluxo de calor no envidraçado; v) radiação solar interior normal à fachada e exterior em plano horizontal (medida na cobertura) e vertical normal à fachada (medida na cobertura e na fachada exterior dos gabinetes); vi) iluminância exterior em plano horizontal (medida na cobertura) e interior em plano vertical normal à fachada e em plano horizontal (plano de trabalho).

Em cada gabinete foram utilizados 9 termopares tipo T com 0,2 mm de espessura para medição de temperaturas superficiais no envidraçado e no dispositivo de sombreamento e ainda de temperatura ambiente interior e exterior. Devido ao facto de existirem dois painéis de vidro em cada fachada, decidiu-se colocar termopares em ambos os painéis de vidro, esquerdo e direito. Para a medição do fluxo de calor no envidraçado, foi colocado um fluxímetro Hukseflux na superfície interior do vidro de cada gabinete, tendo-se admitido como positivo o sentido do fluxo do interior para o exterior.

Para a obtenção da radiação solar e iluminâncias foram utilizados piranómetros LI-COR LI200 (gabinetes A e C) e Kipp&Zonen CM5 de classe 1 (gabinete B) e luxímetros LI-COR 210R em todos os gabinetes. Todos estes sensores foram conectados a sistemas de aquisição de dados, respectivamente Campbell CR10X (gabinete C), Delta-T DL2e (gabinete B) e DataTaker DT85 (gabinete A). Foram ainda utilizados três sensores HOBO para medir a temperatura do ar e humidade relativa interior e a iluminância no plano de trabalho, tendo sido colocados, um por cada gabinete, sobre a mesa de trabalho do seu ocupante. Na Figura 2 é possível observar a colocação dos sensores e um corte esquemático da posição dos sensores no envidraçado.

Na cobertura, como se pode ver na Figura 3, foi utilizado um piranómetro BF5 da Delta T para medir a radiação global e difusa em plano horizontal. Para além deste equipamento, foi ainda usado outro piranómetro da Kipp&Zonen CM5 para medição da radiação solar global em plano vertical e um luxímetro LI-COR 210R para medição da iluminância em plano horizontal. Todos estes equipamentos foram conectados a um sistema de aquisição de dados DL2e da Delta T.



Figura 2: Equipamentos utilizados nos gabinetes: a) luxímetro (fio amarelo) e piranómetro (fio vermelho) verticais e termopar; b) fluxímetro colado na superfície interior do vidro (visto do exterior); c) corte esquemático com a posição dos termopares, piranómetro e fluxímetro

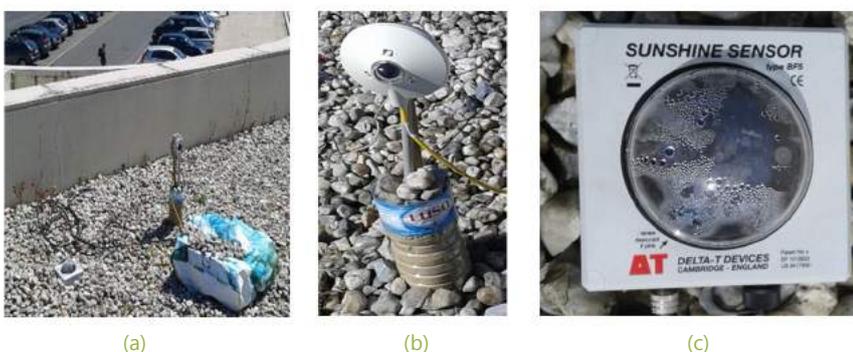


Figura 3: Equipamentos utilizados na cobertura: a) piranómetro horizontal e piranómetro vertical ligados ao logger e à bateria; b) piranómetro vertical; c) piranómetro horizontal para medição da radiação global e difusa

4. Apresentação e Análise de Resultados

No presente artigo analisam-se os resultados do período de medição entre 11 de Março e 16 de Abril do ano 2016, pelo que o estudo incide principalmente sobre o período de Inverno e meia estação. Uma vez que a quantidade de resultados obtidos é muito extensa, optou-se por analisar em maior pormenor apenas alguns dias representativos. Os dias-tipo de maior interesse durante a campanha de Inverno foram o Dia Mais Frio (DMF), que simultaneamente foi representativo dos dias de maior radiação, e o Dia de menor Radiação (DmR). Na Tabela 2 indicam-se as datas dos dias-tipo bem como as correspondentes temperatura exterior média diária (T_e) e radiação global exterior média diária (Rad_{V_e}) – no período de insolação – em plano vertical.

Tabela 2 - Dias-tipo durante a campanha de Inverno/meia estação

	T_e média [°C]	Rad_{V_e} média [W/m ²]
DMF – 31 de Março	12,7	93,0
DmR – 14 de Abril	15,1	11,7

4.1 Temperatura

Na Figura 4 apresentam-se as temperaturas superficiais (T_{se} e T_{si}) e interiores (T_i) em cada gabinete e temperatura exterior (T_e), bem como a radiação global exterior medida no plano vertical ($Rad_{v,e}$) das fachadas dos gabinetes para os dias mais frio (DMF) e de menor radiação (DmR). É possível observar que existe uma relação entre o aumento de radiação solar e o aumento de todas as temperaturas registadas.

Relativamente ao DMF é interessante notar que: i) súbitas descidas da radiação – devido a nebulosidade passageira – são acompanhadas por correspondentes reduções de todas as temperaturas; ii) em todos os gabinetes a temperatura interior mantém-se visivelmente acima da temperatura exterior, evidenciando a forte influência da insolação sobre o ambiente térmico dos gabinetes; iii) nos períodos do dia sem radiação a temperatura superficial exterior ajusta-se à temperatura exterior, mas as temperaturas interior e superficial interior mantêm-se em todos os gabinetes acima da temperatura exterior; iv) o gabinete C, por não ter o efeito de barreira à radiação da película, é o que apresenta a temperatura interior mais elevada – evidenciando mesmo situação de desconforto térmico por sobreaquecimento do ambiente ($T_i > 25^\circ\text{C}$) –, o que denota que a presença de película condiciona fortemente o ambiente térmico interior nas horas de maior radiação; v) apesar das temperaturas superficiais interiores dos envidraçados com película serem distintas – o que se compreende porque a superfície de colocação é diferente –, as temperaturas interiores dos correspondentes gabinetes apresentam níveis de temperatura semelhantes, com o gabinete A a apresentar, ainda assim, um melhor desempenho – valores mais estáveis e, nas horas de maior radiação, inferiores aos do gabinete B –, demonstrando que a solução de película pelo exterior é preferível à sua colocação pelo interior. Relativamente ao DmR (Figura 4b), o efeito da película nos envidraçados praticamente não se faz sentir, com todas as temperaturas quer interiores quer superficiais a apresentarem níveis semelhantes, mas sempre superiores à temperatura ambiente exterior.

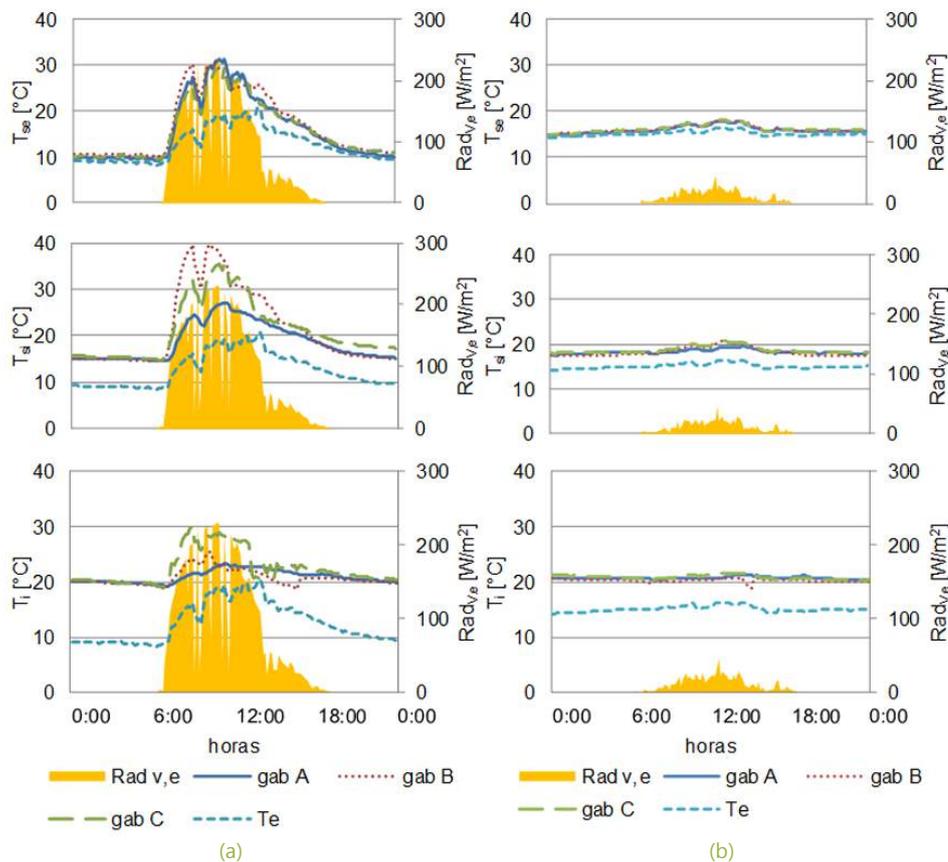


Figura 4: Temperaturas T_{se} (superficial exterior), T_{si} (superficial interior) e T_i (interior) dos gabinetes, e T_e (exterior) e $Rad_{v,e}$ (radiação vertical exterior), nos dias-tipo: a) DMF; b) DmR

Para perceber melhor o comportamento térmico e as trocas de calor associadas aos envidraçados com e sem película são apresentados na Figura 5 os perfis horizontais de temperatura no DMF para diferentes horas nos gabinetes B e C. Observa-se na Figura 5 que durante o período de insolação $T_{si} > T_i$ e que a diferença entre estas temperaturas é mais acentuada no gabinete B do que no C. Este facto deixa antever que os fluxos de calor por convecção entre a superfície interior do vidro e o ar interior sejam maiores no gabinete B, com película, do que no gabinete C, sem película, como se irá comprovar no ponto seguinte.

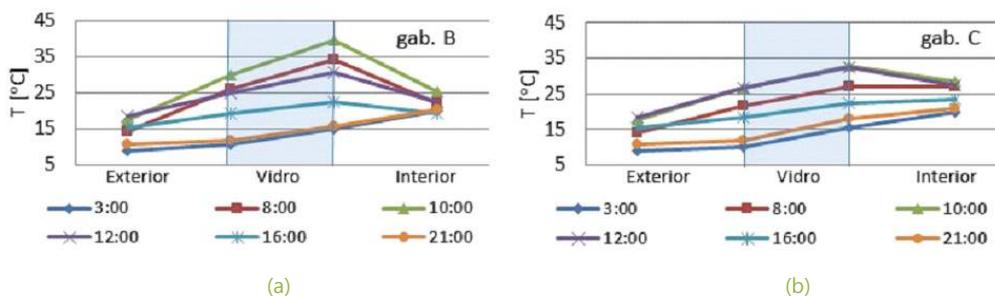


Figura 5: Perfil de temperaturas para o DMF: a) gabinete B; b) gabinete C

4.2 Fluxo de calor

Na Figura 6 são apresentados os valores do fluxo de calor medidos na superfície interior do envidraçado, para o DMF e o DmR, bem como os valores de radiação vertical exterior ($Rad_{v,e}$) nos gabinetes B e C. No gabinete A não foi possível obter dados devido a um problema no sensor. Pela forma como o fluxímetro foi instalado (Figura 2c), o fluxo de calor medido é o que envolve a superfície interior do vidro e o ar interior do gabinete, tendo sido considerado positivo o sentido do interior para o exterior.

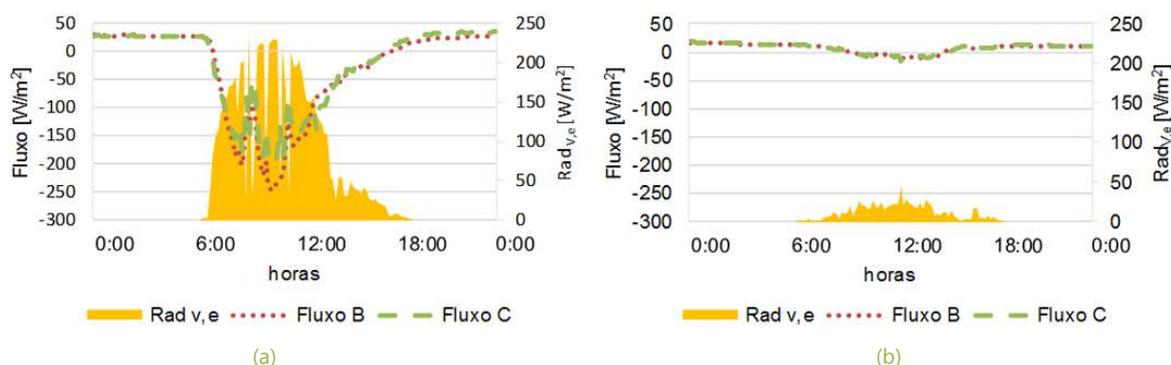


Figura 6: Fluxos de calor nos gabinetes B e C e radiação vertical exterior ($Rad_{v,e}$): a) DMF; b) DmR

É possível observar na Figura 6a que no DMF o fluxo do gabinete B, nas horas de maior radiação, é superior ao do C, uma vez que a diferença entre a temperatura superficial interior e a temperatura interior é maior no primeiro caso do que no segundo (como se pode verificar nas Figuras 4a e 5). Relativamente ao DmR (Figura 6b), os fluxos de calor têm um andamento praticamente constante próximo de zero e idêntico nos dois gabinetes. Tal deve-se

ao facto de a temperatura superficial interior e a temperatura interior serem semelhantes em ambos os gabinetes e também entre si (Figura 4b).

4.3 Radiação Interior

Na Figura 7 estão representados os valores de radiação vertical interior ($Rad_{v,i}$) em cada gabinete, bem como os valores de radiação vertical exterior ($Rad_{v,e}$) nos dias DMF e DmR. Para o dia DMF e, ao contrário dos registos de temperatura, os valores medidos da radiação que chega ao interior não estiveram de acordo com o que seria esperado tendo em conta os valores de transmitância solar calculados (Tabela 1). Uma vez que os valores de transmitância solar dos sistemas envidraçados A, B e C foram respectivamente 0,10; 0,17 e 0,66, os valores de radiação interior registados no gabinete C deveriam ser superiores aos registados nos gabinetes A e B, o que, pelo menos em relação ao gabinete B, não foi observado. De toda a forma é bem visível a queda de radiação solar medida no interior em relação ao valor medido no exterior. No dia DmR, devido aos baixos níveis de radiação solar exterior, praticamente não se registaram diferenças entre as radiações interiores medidas nos gabinetes.

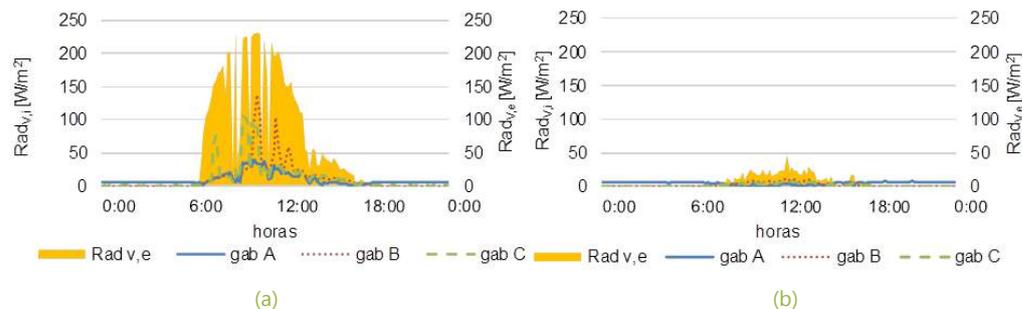


Figura 7: Radiação vertical interior ($Rad_{v,i}$) em cada gabinete e radiação vertical exterior ($Rad_{v,e}$): a) DMF; b) DmR

4.4 Iluminância

Na Figura 8 são apresentados os valores de iluminância vertical ($E_{int,v}$) e horizontal ($E_{int,h}$) no interior de cada gabinete. É também apresentado o valor da iluminância global horizontal ($E_{ext,h}$) na cobertura e o valor calculado de iluminância vertical exterior ($E_{ext,v,calc}$) que foi determinado a partir da iluminância horizontal exterior medida na cobertura ($E_{ext,h}$) e da relação entre as irradiâncias horizontal e vertical medidas também na cobertura.

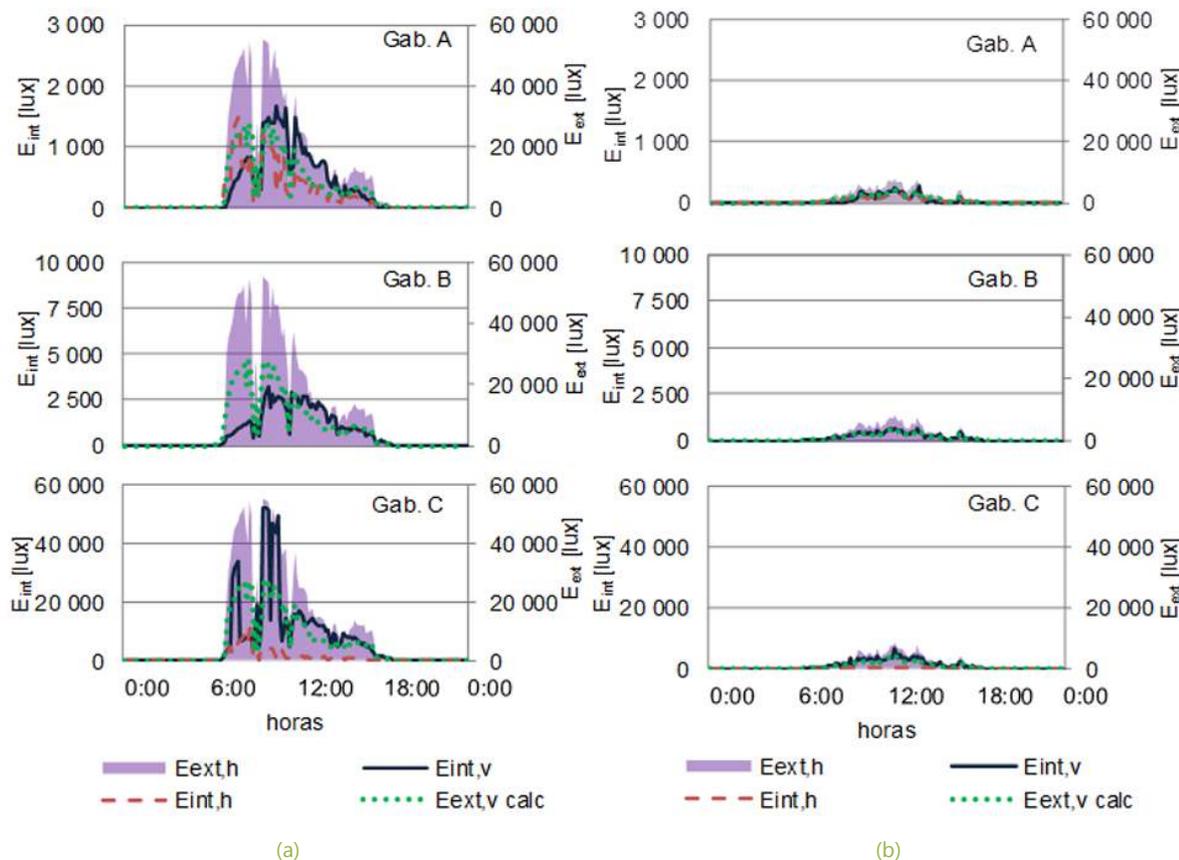


Figura 8: Iluminâncias exteriores no plano horizontal ($E_{ext,h}$) e vertical calculada ($E_{ext,v,calc}$) e interiores dos gabinetes no plano horizontal ($E_{int,h}$) e vertical ($E_{int,v}$), nos dias-tipo: a) DMF; b) DmR

Devido a problemas num dos sensores não foi possível obter a iluminância horizontal no gabinete B. Existe uma diferença bastante considerável entre a iluminância vertical interior do gabinete de referência (gabinete C) em relação aos restantes gabinetes, o que à partida poderia não ser verosímil, apesar de, pelas suas características de transmissão visível, as películas utilizadas induzirem uma diminuição do nível de iluminância nos gabinetes onde estão aplicadas. Para confirmar estes resultados, foram realizados ensaios pontuais e em tempo real, tendo-se obtido valores semelhantes aos registados nos dias-tipo, pelo que a grande diferença registada deve efectivamente ficar a dever-se ao efeito das películas, acrescido eventualmente do efeito resultante de deficientes condições de limpeza.

No gabinete C existe uma grande diferença entre a iluminância vertical interior e horizontal interior. Essa diferença pode dever-se ao facto de o sensor estar localizado na secretária do ocupante do gabinete e este, por questões de conforto, ter baixado o estore, diminuindo desta forma a luminosidade no plano de trabalho.

Os valores médios diários (no período de insolação) de iluminância horizontal no plano de trabalho registados respectivamente no DMF e DmR foram: 405 lux e 69 lux no gabinete A e 2043 lux e 268 lux no gabinete C. Tendo em conta que os valores mínimos de referência se situam entre 300 lux e 500 lux [8 - 10], conclui-se que para o DmR estes mínimos não são cumpridos e, para o DMF, o valor médio do gabinete A situa-se dentro dos limites e o valor médio do gabinete C ultrapassa em muito os mínimos recomendados.

De referir que os registos de iluminância estão de acordo com as propriedades ópticas obtidas nos programas de simulação (Tabela 1); a película que é aplicada pelo exterior conduz a uma maior reflectância do envidraçado comparativamente às outras situações, pelo que a iluminação natural no interior será menor do que nos outros casos.

5. Conclusões

Os vãos envidraçados desempenham uma função importante no controlo solar em edifícios. A utilização de películas de controlo solar tem como objectivo modificar as propriedades ópticas de transmissão e reflexão solar, contribuindo desta forma para melhorar as condições de conforto térmico e de iluminação no interior dos edifícios. No presente trabalho avaliou-se por via experimental o desempenho de películas de controlo solar em envidraçados em três gabinetes com a mesma geometria, orientação solar e com o mesmo tipo de ocupação.

Um dos gabinetes (gabinete C) não tinha qualquer tipo de película, servindo de referência; noutra foi instalada uma película pelo exterior (gabinete A); e no terceiro (gabinete B) foi mantida uma película aplicada pelo interior numa intervenção de reabilitação realizada em 2006. Foram registados de forma contínua os valores para os fluxos de calor, temperaturas superficiais e ambiente, radiação solar e iluminâncias. Esta campanha decorreu no final da estação de Inverno pelo que as condições meteorológicas se aproximaram mais às condições de meia estação. Paralelamente foram ainda calculadas numericamente as propriedades térmicas e ópticas dos vãos envidraçados sem película e com películas utilizando os programas comerciais *Optics* e *Window*.

De uma maneira geral, os registos obtidos por via experimental estão de acordo com as propriedades das películas calculadas previamente. No DMF, a temperatura média diária no interior (T_i) dos gabinetes A, B e C foi de 21,0°C, 20,8°C e 22,5°C, respectivamente. No entanto, a principal diferença registada foi nos picos de temperatura, em que no gabinete A foi de 23,3°C; no B de 25,5°C; e no C de 30,2°C. É possível observar de uma maneira qualitativa que existe um potencial de poupança energética associado a ambas as películas. Se se definir como intervalo de conforto $18^\circ\text{C} \leq T_i \leq 25^\circ\text{C}$ [15], facilmente se conclui que o gabinete C não se encontra neste intervalo nas horas de maior radiação solar no DMF (que também é representativo do dia de maior radiação), o que implicaria o fornecimento de energia, neste caso de arrefecimento, para assegurar a condição de conforto térmico. Relativamente aos outros gabinetes, com excepção de situações pontuais, o valor de T_i manteve-se praticamente no intervalo de conforto, quer no DMF quer no DmR. Em relação ao DmR estas diferenças entre gabinetes não foram tão visíveis, pois apesar da temperatura média exterior ter sido cerca de 3°C superior em relação ao DMF, o facto de a radiação média ter sido bastante inferior levou a que tanto as temperaturas médias interiores como as temperaturas máximas fossem idênticas nos três gabinetes e menores do que as do DMF.

A redução de iluminância no plano vertical nos gabinetes com película em relação ao gabinete de referência foi muito elevada e de certa forma não esperada, tendo sido, respectivamente no DMF e no DmR, de 94% e 93% para o gabinete A e de 89% e 85 % para o B. Este efeito é talvez o principal inconveniente do uso de películas, pois em invernos rigorosos e com menores valores de insolação pode ser necessário a utilização de iluminação artificial durante o dia para compensar a redução de iluminação natural. Assim, o balanço entre a poupança de energia de arrefecimento no Verão e o acréscimo de energia com iluminação artificial sobretudo no Inverno deve ser devidamente avaliado em cada caso, de forma a melhor fundamentar as opções de projecto.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer ao Departamento de Engenharia Mecânica do Instituto Superior Técnico, em particular aos Professores Miguel Ayalla Botto, Carlos Carneira e João Sousa pela cedência dos respectivos gabinetes para a realização da campanha experimental e também à empresa IMPERSOL, na pessoa do Sr. Carlos Miguel, pela disponibilização e aplicação das películas estudadas.

Referências

- [1] DGEG, "Energia em Portugal", Direcção Geral de Energia e Geologia, Lisboa, 2014, 106 p.
- [2] EU, "Directive 2010/31/EU of the European Parliament and of the Council of 19 May 2010 on the energy performance of buildings (recast)", Off. J. Eur. Union, 2010, pp. 13-35.
- [3] DGGE, "Reabilitação energética da envolvente de edifícios residenciais", DGGE / IP-3E, Lisboa, 2004, 42 p.
- [4] Rocheta, V.; Farinha, F., "Práticas de projecto e construtivas para a construção sustentável", Congresso Construção – 3º Congresso Nacional, Coimbra, 2007, 11 p.
- [5] Duarte A. P., "Construção sustentável: oportunidades e boas práticas", Semana Europeia da Energia Sustentável, Celorico da Beira, 2011, 43 p.
- [6] Gomes, M. G. et al, "Solar and visible optical properties of glazing systems with venetian blinds: Numerical, experimental and blind control study", Build. Environ., vol. 71, 2014, pp. 47-59.
- [7] Yin, R. et al, "Case study: Energy savings from solar window film in two commercial buildings in Shanghai", Energy Build., vol. 45, 2012, pp. 132-140.
- [8] Xamán, J. et al, "Thermal analysis for a double pane window with a solar control film for using in cold and warm climates", Energy Build., vol. 76, 2014, pp. 429-439.
- [9] Li, C. et al, "Experimental and theoretical study on the effect of window films on building energy consumption", Energy Build., vol. 102, 2015, pp. 129-138.
- [10] Moretti E.; Belloni E., "Evaluation of energy, thermal, and daylighting performance of solar control films for a case study in moderate climate", Build. Environ., vol. 94, 2015, pp. 183-195.
- [11] LBNL, "NFRC simulation manual", Lawrence Berkeley National Laboratory, 2011, 370 p.
- [12] Olbina S.; Hu, J., "Daylighting and thermal performance of automated split-controlled blinds", Build. Environ., vol. 56, 2012, pp. 127-138.
- [13] A. Tzempelikos, A. K. Athienitis, "The impact of shading design and control on building cooling and lighting demand", Sol. Energy, vol. 81, n.º 3, 2007, pp. 369-382.
- [14] C. F. Reinhart, "Lightswitch-2002: A model for manual and automated control of electric lighting and blinds", Sol. Energy, vol. 77, n.º 1, 2004, pp. 15-28.
- [15] DL N.º 118/2013, "Decreto-Lei n.º 118/2013 de 20 de Agosto", Diário da República N.º 159, 1.ª série, Lisboa, Portugal, 2013, pp. 4988-5005.

ENSAIOS DINÂMICOS DE PONTES FERROVIÁRIAS EM ALVENARIA DE PEDRA



D. RIBEIRO
Prof. Adjunto
CONSTRUCT-ISEP
Porto
drr@isep.ipp.pt



C. COSTA
Prof. Adjunto
CONSTRUCT-IPT
Tomar
c.costa@ipt.pt



R. SILVA
Aluno Doutoramento
FEUP
Porto
up201607996@fe.up.pt



P. JORGE
Bolseiro Investigação
FEUP
Porto
pfmjorge@fe.up.pt



A. ARÊDE
Prof. Associado
CONSTRUCT-FEUP
Porto
aarede@fe.up.pt



R. CALÇADA
Prof. Catedrático
CONSTRUCT-FEUP
Porto
ruiabc@fe.up.pt

SUMÁRIO

O presente artigo descreve os estudos dinâmicos experimentais realizados a pontes em alvenaria de pedra localizadas na rede ferroviária Portuguesa no âmbito do projeto de investigação StoneArcRail. Os ensaios dinâmicos incidiram em três pontes: duas pontes de múltiplos arcos, em particular as pontes do Côa e Durrães, e uma ponte de arco simples de pequeno vão, a PK124. Os ensaios dinâmicos envolveram a realização de ensaios de vibração ambiental, tendo em vista a caracterização dos parâmetros modais, em particular as frequências, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento, e ensaios sob ação de tráfego, que permitiram caracterizar a resposta dinâmica das estruturas em termos de acelerações verticais do tabuleiro. Os resultados dos ensaios serão utilizados na calibração de modelos numéricos das pontes e a sua validação para a passagem de tráfego ferroviário de mercadorias.

PALAVRAS-CHAVE

Ensaio dinâmico, pontes ferroviárias, alvenaria de pedra, parâmetros modais, respostas dinâmicas.

ABSTRACT

This paper describes the dynamic experimental studies carried out on stone masonry bridges located on the Portuguese railway network within the scope of StoneArcRail research project. The dynamic tests involved three bridges: two multi-arch bridges, in particular Côa and Durrães bridges, and a small span bridge, PK124 bridge. The dynamic tests involved the performance of ambient vibration tests, considering the characterization of modal parameters, in particular the frequencies, vibration modes and damping coefficients, and tests under traffic actions, which allowed to characterize the dynamic response of structures in terms of vertical deck accelerations. The tests results will be used for the calibration of the numerical models of the bridges and their validation for the passage of freight railway traffic.

KEYWORDS

Dynamic tests, railway bridges, stone arch, modal parameters, dynamic responses.

1. Introdução

As pontes de alvenaria de pedra representam cerca de 40% do total das pontes pertencentes às redes ferroviária e rodoviária Europeias [1]. Este tipo de estruturas é geralmente caracterizado pela sua elevada durabilidade, muitas delas com mais de um século de existência, e pela sua complexidade estrutural, sobretudo pela heterogeneidade dos seus materiais constituintes.

Atualmente, o significativo aumento das necessidades de transporte de mercadorias, faz com que a grande maioria das pontes de alvenaria de pedra em serviço sejam submetidas a cargas de tráfego e velocidades de circulação superiores às quais foram projetadas. Estas novas exigências têm requerido operações de inspeção e manutenção mais frequentes além de maiores cuidados ao nível da avaliação da degradação estrutural devido à idade e utilização intensiva. Deste modo, releva-se de grande importância uma boa compreensão do comportamento estrutural desta tipologia de pontes por parte dos gestores das infraestruturas, de modo a poderem ser implementadas medidas apropriadas de reparação, reabilitação ou consolidação destas estruturas.

A realização de ensaios não destrutivos a pontes de alvenaria de pedra constitui um método simples, fiável e com reduzidas interferências nas condições de operação da ponte, e que permite obter informações relevantes acerca do funcionamento da estrutura, em particular as relacionadas com a sua deformabilidade, propriedades dinâmicas, características dos materiais, entre outros.

Os ensaios dinâmicos de vibração ambiental, que visam a identificação das propriedades modais das pontes, em particular, as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento, têm sido amplamente usados e constituem uma ferramenta eficaz na caracterização mecânica das estruturas e disponibilizam informação relevante para a calibração e validação de modelos numéricos [2, 3]. No entanto a aplicação destes ensaios a pontes de alvenaria de pedra, não tem, em muitas situações, revelado o sucesso esperado.

Neste trabalho apresenta-se de forma sumária os principais resultados obtidos em campanhas experimentais realizadas em três pontes de arco em alvenaria de pedra, tendo em vista a identificação dos seus parâmetros modais. São ainda apresentadas as respostas dinâmicas das pontes sob ação de tráfego ferroviário de mercadorias. Os estudos decorreram no âmbito do projeto StoneArcRail, cujo objetivo está relacionado com a caracterização estrutural do comportamento de pontes de arco em alvenaria de pedra existentes, sob a ação de tráfego ferroviário, tendo em vista garantir adequados níveis de segurança para vista cargas de tráfego e velocidades de circulação mais elevadas [4 - 6].

2. As Pontes Ferroviárias

A ponte do Côa, ilustrada na Figura 1a, insere-se na linha da Beira Alta, e localiza-se próximo da localidade de Vilar Formoso num troço de via única. A ponte, em alvenaria de pedra de granito, foi construída no final da década de 40 do século XX e substituiu uma ponte metálica entretanto desmantelada. A ponte desenvolve-se numa extensão de cerca de 238 m, com o tabuleiro em perfil horizontal retilíneo com 4,8 m de largura, apresentando um desnível máximo entre a cota de fundação e a cota do pavimento de aproximadamente 56 m. A ponte é formada por oito arcos, o central com 38 m de vão e os restantes com 20 m de vão, que assentam em sete pilares e dois encontros.

A ponte de Durrães, ilustrada na Figura 1b e situada no concelho de Barcelos, constitui um viaduto ferroviário com sistema estrutural em arcos de alvenaria de granito, construído nos finais do século XIX aquando da construção da linha do Minho que estabelece a ligação ferroviária entre Porto e Valença. A ponte insere-se num troço de via única e desenvolve-se ao longo de uma extensão de cerca de 178 m, com tabuleiro em perfil longitudinal retilíneo. A ponte apresenta um desnível máximo de 22 m entre as cotas do terreno e da via. Os 16 arcos que constituem a ponte têm um vão livre de aproximadamente 8 m e apoiam-se em 15 pilares e dois encontros.

A ponte situada em S. Pedro da Torre, também designada de ponte PK124 no contexto deste trabalho e ilustrada na Figura 1c, é uma infraestrutura ferroviária pertencente à linha do Minho, e cuja construção e projeto remontam ao período de construção do troço da linha entre Caminha e Valença que abriu à circulação em janeiro de 1879. A ponte desenvolve-se ao longo de uma extensão de 11,2 m, com tabuleiro em perfil longitudinal retilíneo com largura de aproximadamente 5,9 m, apresentando uma altura máxima de cerca de 11 m. A estrutura é constituída por um arco único com vão livre de aproximadamente 8 m. A jusante e montante da estrutura existem muros-ala em alvenaria de granito com cerca de 12 m de comprimento e que sustentam taludes terrosos.



Figura 1: Casos de estudo: a) ponte do Côa (linha da Beira Alta); b) ponte de Durrães (linha do Minho); c) PK124 (linha do Minho).

3. Ensaios de Vibração Ambiental

Os ensaios de vibração ambiental levados a cabo nas três pontes tiveram como objetivo a identificação das propriedades dinâmicas globais de cada estrutura, nomeadamente, as frequências e configurações dos principais modos de vibração e respetivos coeficientes de amortecimento. Os resultados destes ensaios servirão de base à calibração de modelos numéricos de elementos finitos de cada uma das pontes.

Todos os ensaios envolveram a utilização de acelerómetros piezoelétricos, modelo 393B12 da marca PCB, para a medição da resposta dinâmica da estrutura. Estes acelerómetros têm uma elevada sensibilidade, 10 V/g, permitindo medir acelerações na gama de valores $\pm 0,5g$ e numa gama de frequências entre 0,15 Hz e 1000 Hz. A aquisição de dados foi realizada através de um sistema cDAQ-9172 da National Instruments, tendo-se recorrido a módulos NI 9234 para acelerómetros do tipo IEPE. As séries temporais foram adquiridas ao longo de períodos de 8 a 10 minutos, com uma frequência de amostragem de 2048 Hz, e posteriormente decimadas para 256 Hz.

3.1 Configurações experimentais

O ensaio dinâmico da ponte do Côa foi realizado com base numa técnica que considera pontos de referência fixos e pontos móveis, e envolveu o recurso a 16 acelerómetros. A resposta ambiental foi avaliada em termos das acelerações nas direções vertical (z), transversal (y) e longitudinal (x), num total de 25 pontos de medição, dispostos em duas configurações experimentais (Figura 2a). Os acelerómetros foram posicionados no tabuleiro, mais concretamente na extremidade de um dos passeios, e foram fixados à estrutura por intermédio de cantoneiras metálicas coladas sobre a superfície de pedra (Figura 2b). Na posição de referência 18, os valores extremos da aceleração do tabuleiro sob ações ambientais são próximos de $\pm 0,50$ mg, na direção transversal, e da ordem de $\pm 0,25$ mg, na direção vertical.

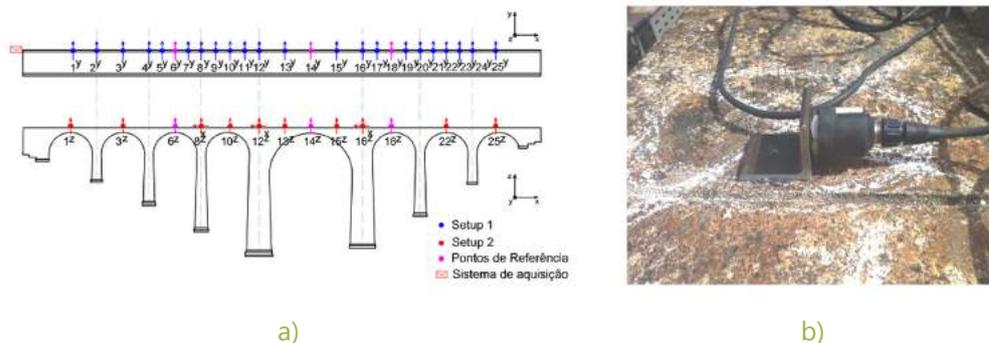


Figura 2: Ensaio de vibração ambiental da ponte do Côa: a) configurações experimentais; b) acelerómetro no tabuleiro.

O ensaio dinâmico da ponte de Durrães foi também realizado com base numa técnica que considera pontos de referência fixos e pontos móveis, e envolveu o recurso a 20 acelerómetros. A resposta ambiental foi avaliada em termos das acelerações nas direções longitudinal (x) e transversal (y), num total de 32 pontos de medição: 17 localizados no tabuleiro, sobre uma das guardas laterais, e 15 na face dos pilares. As medições foram realizadas em duas configurações experimentais conforme o plano de ensaio apresentado na Figura 3a. A ligação dos acelerómetros às guardas laterais e aos pilares foi efetuada por intermédio de chapas ou cantoneiras metálicas coladas ou aparafusadas à superfície da pedra. Os acelerómetros foram colocados nos pilares com auxílio de uma plataforma elevatória com braço extensível. Na Figura 3b é apresentado o pormenor de um dos acelerómetros localizado na face de um pilar da ponte. Os valores extremos da aceleração do tabuleiro sob ações ambientais são próximos de $\pm 0,25$ mg, no tabuleiro e na direção transversal, e da ordem de $\pm 0,12$ mg, nos pilares e na direção longitudinal.

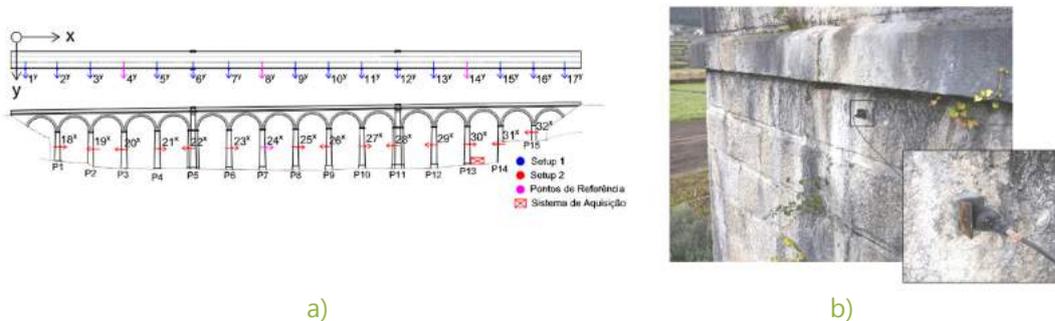


Figura 3: Ensaio de vibração ambiental da ponte de Durrães: a) configuração experimental; b) acelerómetro no pilar.

O ensaio da ponte PK 124 envolveu a excitação forçada da estrutura e a medição da resposta em acelerações num conjunto de pontos pré-selecionados. A resposta foi medida em termos das acelerações nas direções longitudinal (x), transversal (y) e vertical (z), em uma única configuração de medição que envolveu um total de 15 pontos de medição: 13 localizados nas zonas laterais do tabuleiro, em muretes guarda-balastro em betão, e 2 localizados nos muros ala, conforme o plano de ensaio apresentado na Figura 4a. A excitação da estrutura foi assegurada por intermédio de um equipamento mecânico, dotado de uma massa suspensa de aproximadamente 130 kg, e libertada de forma súbita de uma altura de 1,50 m (Figura 4b). Por questões de disponibilidade de espaço e de modo a não afetar a segurança da circulação ferroviária o equipamento foi localizado na vizinhança da plataforma da via a uma distância de 50 m da ponte. O recurso a uma excitação forçada foi essencial em virtude dos níveis de aceleração do tabuleiro em condições ambientais serem reduzidos. A ligação dos acelerómetros ao tabuleiro foi efetuada por intermédio de chapas ou cantoneiras metálicas coladas na superfície dos muretes guarda-balastro, conforme ilustrado na Figura 4c.

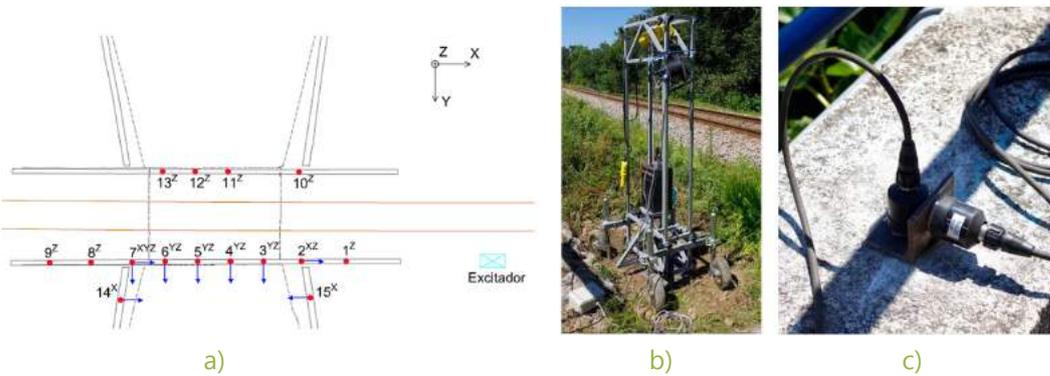


Figura 4: Ensaio dinâmico da ponte PK124: a) configuração experimental única; b) excitador mecânico; c) acelerómetro no tabuleiro.

3.2 Identificação dos parâmetros modais

A identificação dos parâmetros modais das pontes do Côa e Durrães foi realizada por intermédio da aplicação da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) com recurso ao programa ARTeMIS [7]. Neste método as frequências naturais são identificadas com base nos valores das abcissas dos picos dos valores singulares, sendo as configurações modais determinadas a partir da informação dos correspondentes vetores singulares.

Na Figura 5 apresentam-se os valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros de todas as configurações experimentais para as pontes do Côa (Figura 5a) e de Durrães (Figura 5b). Nas figuras são assinalados os picos correspondentes a 6 dos modos de vibração globais identificados na direção transversal (1T a 6T).

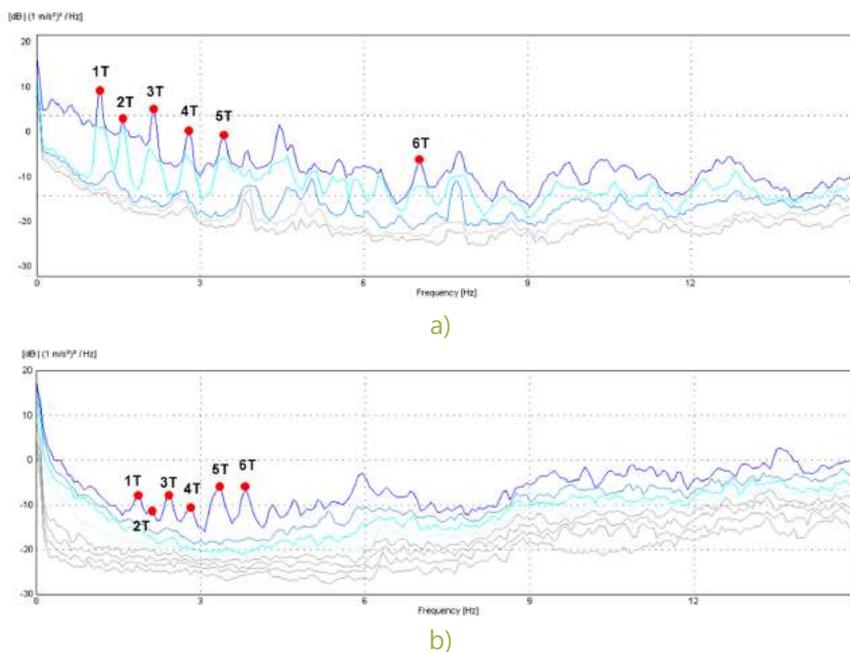


Figura 5: Método EFDD - valores singulares médios e normalizados das matrizes dos espectros: a) ponte do Côa; b) ponte de Durrães.

Nas Figuras 6 e 7, ilustram-se, em perspetiva, as configurações relativas aos 6 primeiros modos de vibração transversais das pontes do Côa e Durrães, respetivamente. São ainda indicados os valores médios das frequências e dos respetivos coeficientes de amortecimento. Todos os modos envolvem movimentos de flexão do tabuleiro com muito boa definição.

Os valores das frequências dos principais modos na direção transversal situam-se entre 1,14 Hz e 7,01 Hz no caso da ponte do Côa, e entre 1,85 Hz e 3,83 Hz no caso da ponte de Durrães. De uma forma geral os valores dos coeficientes de amortecimento obtidos para os modos transversais de ambas as pontes têm uma ordem de grandeza próxima e estão compreendidos entre 0,87 % e 3,64 %, no caso da ponte do Côa, e entre 1,34 % e 3,37 % no caso da ponte de Durrães. Foram ainda identificados inúmeros modos de vibração na direção vertical com frequências superiores a 4,61 Hz, no caso da ponte do Côa, e superiores a 5,43 Hz no caso da ponte de Durrães.

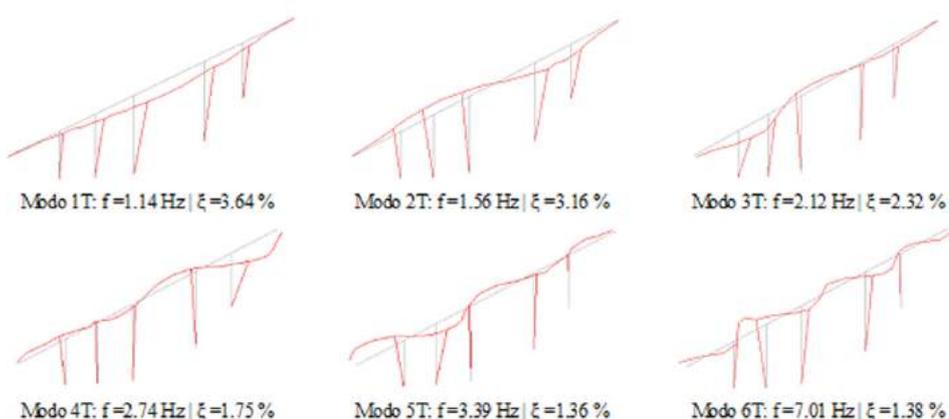


Figura 6: Configurações dos 6 primeiros modos transversais identificados na ponte do Côa.

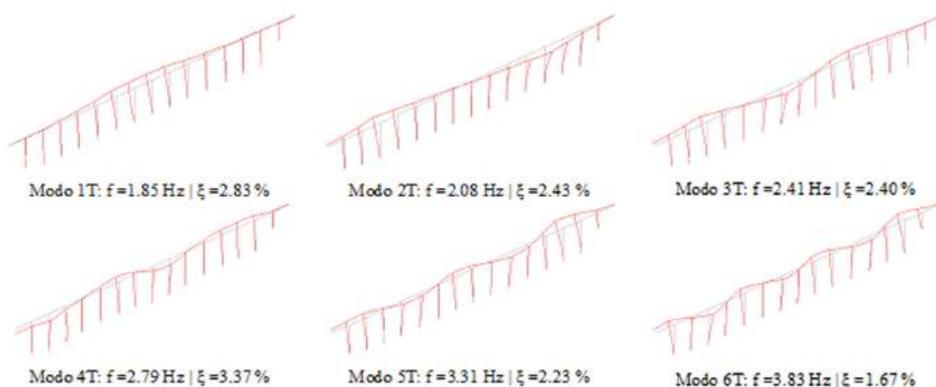


Figura 7: Configuração dos 6 primeiros modos transversais identificados na ponte de Durrães.

A identificação dos parâmetros modais da ponte PK124 foi realizada por aplicação de uma técnica input-output e com base na análise de funções de resposta em frequência [8]. Esta técnica pressupõe o conhecimento da força aplicada (input), neste caso na vizinhança da estrutura, e das respostas medidas na ponte (output). Na Figura 8, a título de exemplo, são apresentadas duas das funções de resposta em frequência referentes aos pontos de medição 4, na direção transversal, e ponto 12 na direção vertical. Nestas funções são identificados os picos correspondentes às quatro frequências naturais da ponte identificadas.

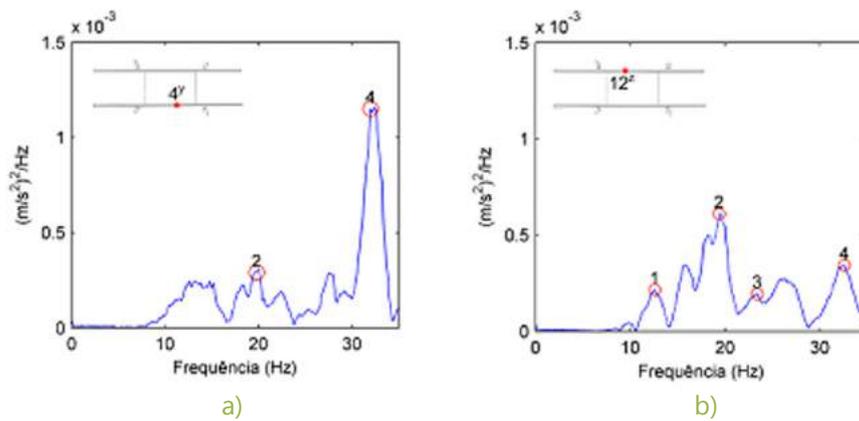


Figura 8: Funções de resposta em frequência nos pontos de medição 4 e 12 da ponte PK124.

Na Figura 9, ilustram-se, em perspetiva, as configurações dos 4 modos de vibração identificados da ponte PK124, com a indicação dos valores das frequências e dos respetivos coeficientes de amortecimento. Os valores das frequências dos modos identificados situam-se entre 12,75 Hz e 32,12 Hz. O modo 1 envolve o movimento de flexão transversal da ponte ao qual por compatibilidade estrutural está associado um movimento de torção. Os modos 2 e 3 envolvem movimentos de flexão vertical da ponte. O modo 4 está associado a movimentos locais dos tímpanos na direção transversal. Na representação dos modos de vibração foram removidos os pontos de medição localizados nas zonas de transição (pontos 1, 8 e 9) e nos muros-ala (pontos 14 e 15). Os valores médios dos coeficientes de amortecimento estão compreendidos entre 2,61% e 4,47%.

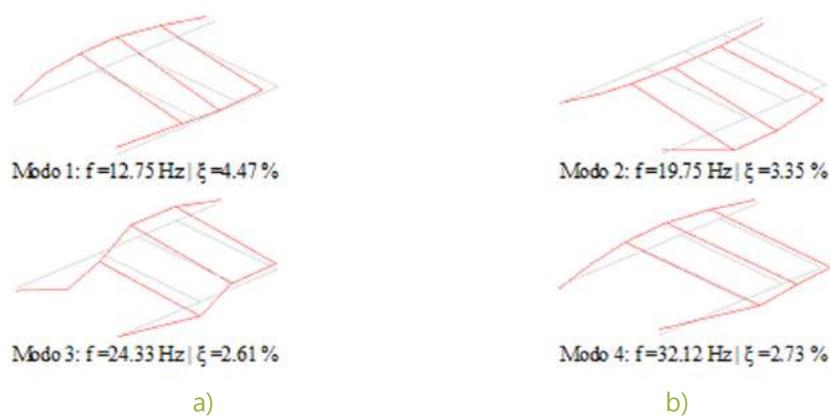


Figura 9: Configuração dos modos de vibração identificados na ponte PK124.

4. Ensaio Dinâmicos sob Ação de Tráfego

Os ensaios dinâmicos sob ação de tráfego envolveram a medição da aceleração vertical do tabuleiro das três pontes sob ação de tráfego de mercadorias. Nas vias onde se inserem as pontes regista-se um tráfego diário de mercadorias bastante significativo uma vez que estas linhas asseguram a ligação transfronteiriça com Espanha, através das cidades de Valença e Vilar Formoso. Os resultados destes ensaios servirão de base à validação de modelos numéricos de elementos finitos de cada uma das pontes com base em análises dinâmicas que consideram a interação ponte-veículo

Na Tabela 1 são apresentadas as principais características dos comboios de mercadorias utilizados nos ensaios, nomeadamente a sua composição, com identificação da locomotiva e tipos de vagões, e a velocidade de circulação. Na Figura 10 ilustram-se as passagens dos comboios de mercadorias sobre as pontes do Côa, Durrães e PK124.

A aceleração vertical do tabuleiro (Figura 11) foi medida com recurso a acelerómetros piezoelétricos, da marca PCB modelo 393A03, com uma gama de medição igual a $\pm 5g$, que revelou ser a mais adequada à grandeza das acelerações registadas durante a passagem de tráfego. O sistema de aquisição de dados usado é idêntico ao apresentado na Secção 3. As séries temporais foram adquiridas com uma frequência de amostragem de 2048 Hz, e posteriormente decimadas para 256 Hz.

Tabela 1 - Características dos comboios de mercadorias identificados

Designação	Local	Composição do Comboio	Velocidade (km/h)
CP - Carga 1	Ponte do Côa	1 Loc.4700 + 14 série Ealos	78
CP - Carga 2	Ponte de Durrães	1 Loc.1900 + 3 série Ealos + 18 série His	60
CP - Carga 3	Ponte PK124	1 Loc.1900 + 9 série His + 25 série Elos (RENFE)	75



Figura 10: Tráfego de comboios de mercadorias: a) ponte do Côa; b) ponte de Durrães; c) ponte PK124.

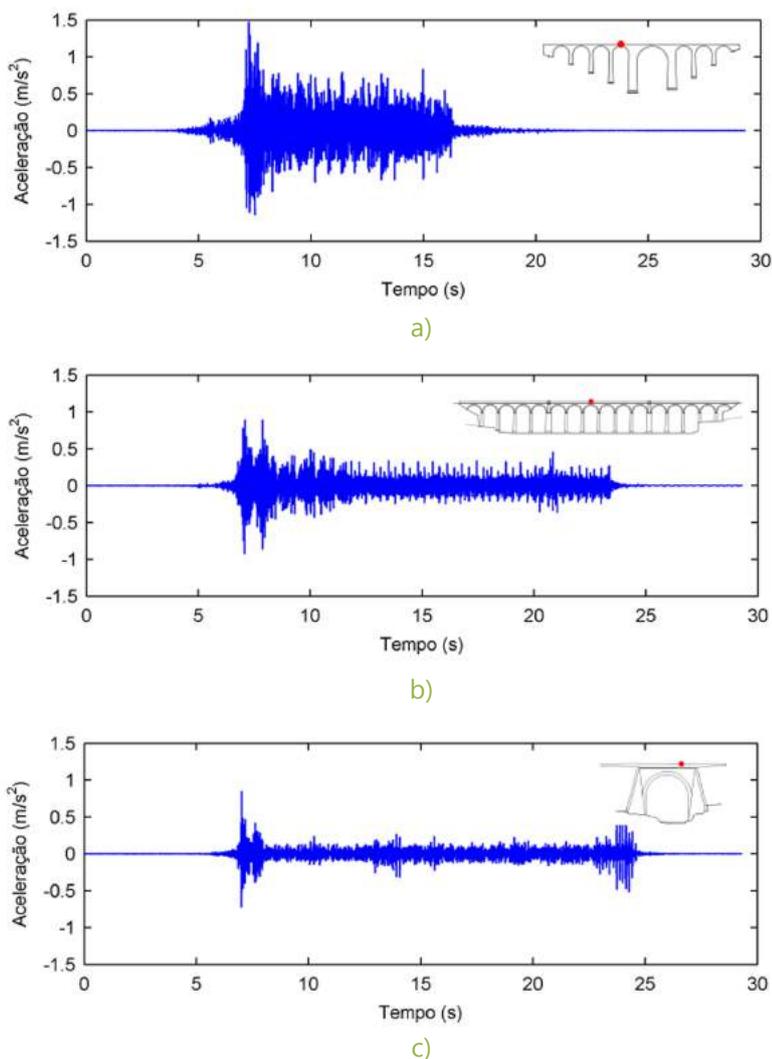


Figura 11: Registos de acelerações verticais para a passagem de tráfego de mercadorias em pontos do tabuleiro das pontes: a) Côa; b) Durrães; c) PK124.

5. Conclusões

Neste artigo são descritas as campanhas experimentais realizadas em três pontes de alvenaria de pedra da rede ferroviária Portuguesa, no âmbito do projeto de investigação StoneArcRail. Foram realizados ensaios dinâmicos de vibração ambiental, e de vibração forçada sob ação de tráfego, cujos resultados permitiram identificar as características dinâmicas das estruturas, em particular, as frequências de vibração, as configurações modais e os coeficientes de amortecimento, além de caracterizar a sua resposta sob a ação de tráfego pesado de mercadorias. Esta informação é de especial relevância para a calibração e validação experimental de modelos numéricos de elementos finitos das pontes.

Da experiência dos autores na realização de ensaios dinâmicos a pontes de alvenaria de pedra devem ser realçadas algumas particularidades:

- i) a amplitude das acelerações sob ações ambientais é geralmente muito reduzida, com valores extremos tipicamente inferiores a $\pm 0,50$ mg, o que requer o recurso a acelerómetros de elevada sensibilidade e sistemas de aquisição de dados e de condicionamento do sinal que assegurem relações sinal/ruído elevadas;
- ii) devido aos reduzidos valores das acelerações do tabuleiro sob ações ambientais, existe a necessidade, em muitas situações, de recorrer a meios externos de excitação artificial das estruturas. A colocação destes meios sobre as estruturas é geralmente dificultada por questões relacionadas com a segurança da circulação ferroviária e de constrangimentos na acessibilidade à estrutura;
- iii) os valores extremos das acelerações sob ações ambientais e sob ações de tráfego têm ordens de grandeza bastante diferentes o que muitas vezes implica o recurso a acelerómetros com características distintas. Nos ensaios de vibração ambiental são geralmente utilizados acelerómetros de elevada sensibilidade (10 V/g) e com gama de medição reduzida ($\pm 0,5g$), enquanto para os ensaios de vibração sob ação de tráfego são geralmente utilizados acelerómetros de sensibilidade corrente (1 V/g) e com gama de medição mais alargada ($\pm 5g$);
- iv) os valores das frequências dos modos de vibração envolvendo movimentos na direção transversal são tipicamente inferiores às frequências dos modos de vibração com movimentos na direção vertical.

Agradecimentos

Este trabalho foi realizado com o apoio financeiro da Fundação para a Ciência e Tecnologia, através do projeto PTDC/ECM-EST_1691/2012 - Caracterização Experimental e Numérica do Comportamento Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria de Pedra sob Ação de Tráfego Ferroviário - Aplicação a Pontes Existentes em Portugal. Os autores agradecem aos Engenheiros Ana Isabel Silva, Hugo Patrício e Nuno Lopes, da REFER, por toda a colaboração e informação cedida sobre as pontes, e ao Dr. Nuno Pinto e ao Técnico Valdemar Luís, pelo apoio nas campanhas experimentais.

Referências

- [1] SB, Masonry arch bridges. Background document D4.7. Sustainable Bridges, EU FP6, 2007.
- [2] Costa C., et al., "Updating numerical models of masonry arch bridges by operational modal analysis", *International Journal of Architectural Heritage*, 2014, pp. 760-774.
- [3] Brencich A., Sabia D., "Experimental identification of a multi-span masonry bridge: The Tanaro Bridge", *Construction and Building Materials*, Volume 22, Issue 10, October 2008, pp. 2087-2099.
- [4] Costa C., et al., "Experimental and Numerical Assessment of the Modal Parameters of Côa Railway Bridge", in *Arch'13, 7th International Conference on Arch Bridge*, Outubro 2-4, 2013, Split, Croácia.
- [5] Costa C., et al., "Avaliação experimental e numérica dos parâmetros modais da ponte ferroviária de Durrães", in *JPEE 2014, 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*, Novembro 26-28, 2014, Lisboa, Portugal.
- [6] Costa C., et al., "Identificação dos parâmetros modais de uma ponte ferroviária de pequeno vão em alvenaria de pedra", *Procedia Engineering*, in *ASCP 2015, 4º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes*, Junho 25-26, 2015, Lisboa, Portugal.
- [7] ARTeMIS Extractor Pro - Academic Licence. User's Manual. 2009, Aalborg, Denmark: Structural Vibration Solutions ApS.
- [8] Caetano, E., "Identificação Experimental de Parâmetros Dinâmicos em Sistemas Estruturais", Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1992, Porto.

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DE BETÕES ESTRUTURAIS DE AGREGADOS LEVES ATRAVÉS DO ENSAIO NÃO DESTRUTIVO DE ULTRA-SONS



A. BOGAS
Prof. Eng^o Civil
IST, CEris (ICIST)
Lisboa, Portugal
abogas@
civil.ist.utl.pt



M. GUEDES
Prof. Eng^a Materiais
IPS, CeFEMA
Setúbal, Portugal
mafalda.guedes@
estsetubal.ips.pt



H. AHMED
Eng^a Civil
IST
Lisboa, Portugal
hawrin88@
yahoo.com

SUMÁRIO

O ensaio não destrutivo de ultra-sons tem sido amplamente utilizado na avaliação das propriedades mecânicas e da integridade das estruturas de betão, especialmente tendo em consideração betões com agregados de massa volúmica normal (BAN). No entanto, apesar de se terem proposto várias expressões empíricas, não existe ainda uma relação universal que permita estimar de forma directa ou indirecta a resistência à compressão em função da velocidade de ultra-sons. No presente artigo pretende-se definir uma nova abordagem para estimar a resistência à compressão de betões estruturais de agregados leves (BEAL), tendo por base o ensaio não destrutivo de ultra-sons. Para tal, procedeu-se à realização de uma vasta campanha experimental que envolveu mais de 70 composições diferentes, para betões ensaiados entre 3 e 180 dias. Os betões foram produzidos tendo em consideração diferentes tipos de agregados e características da pasta, abrangendo soluções estruturais correntes, para resistências entre cerca de 30 e 80 MPa e classes de massa volúmica D1,6 a D2,0. É analisada a influência de vários factores na relação entre a velocidade de ultra-sons e a resistência à compressão, tais como o tipo e teor de ligante e o tipo e volume de agregado. Verifica-se que os betões de agregados leves e de massa volúmica normal são afectados de forma diferente pelos parâmetros de composição. Tendo em consideração que a velocidade de ultra-sons do betão depende da sua massa volúmica e módulo de elasticidade, é proposta uma expressão simplificada que permite estimar a resistência à compressão nos BEAL, independentemente do tipo de agregado e composição da mistura. São obtidos elevados coeficientes de correlação, mesmo tendo em conta diferentes tipos de agregado e composição do betão.

PALAVRAS-CHAVE

Betão de agregados leves, ensaio não destrutivo, resistência à compressão, velocidade de ultra-sons.

ABSTRACT

The ultrasound non-destructive test has been widely used on the evaluation of the mechanical properties and structural integrity of concrete, especially taking into account conventional concrete produced with normal weight aggregates (NWC). However, despite various empirical expressions have been suggested, there is still not a universal relation to directly or indirectly estimate the compressive strength of concrete as a function of its ultrasound velocity. This paper aims to define a new approach to estimate the compressive strength of structural lightweight concrete (LWAC), based on the ultrasound non-destructive test. To this end, a comprehensive experimental campaign was carried out involving more than 70 different compositions, for concrete tested between 3 and 180 days. Concrete was produced taking into account different types of aggregates and paste characteristics, being able to cover common structural solutions with compressive strengths of 30-80 MPa and density classes of D1.6-D2.0. The influence of various factors on the relationship between the ultrasound velocity and the compressive strength are analyzed, such as the type and content of binder and the type and volume of aggregate. It is found that LWAC and normal weight concretes are differently affected by the mix design parameters. Taking into account that the ultrasound velocity of concrete depends on its density and modulus of elasticity, it is suggested one simple expression to estimate the compressive strength, regardless the type of aggregate and mixture composition. High correlation coefficients were obtained, even taking into account different types of aggregates and concrete compositions.

KEYWORDS

Lightweight aggregate concrete, non-destructive test, compressive strength, ultrasound velocity

1. Introdução

Várias estruturas em betão leve estrutural que têm sido construídas desde os meados do século passado, em especial na América do Norte e Europa, são actualmente objecto de manutenção e reabilitação. Neste âmbito, os ensaios não destrutivos de velocidade de ultra-sons (VUS) têm sido utilizados na avaliação das propriedades mecânicas e da integridade das estruturas de betão. No entanto, a experiência adquirida neste domínio tem sido essencialmente cingida ao caso particular de betões com agregados de massa volúmica normal (BAN) [1-3]. Por outro lado, apesar de se terem proposto expressões, essencialmente empíricas, ainda não existe uma relação universal que permita estimar de forma directa ou indirecta a qualidade ou a resistência à compressão do betão em função de VUS.

Tendo por base a teoria da elasticidade aplicada a materiais homogéneos e isotrópicos, a velocidade das ondas de compressão (ondas P) pode ser estimada a partir de equação (1) [3, 4], sendo directamente proporcional à raiz quadrada do módulo de elasticidade dinâmico, E_d , e inversamente proporcional à raiz quadrada da massa volúmica, ρ . De acordo com equação (1) as propriedades físicas que afectam VUS são a massa volúmica, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson dinâmico, ν_d . Porém, a norma EN 1992-1-1 [5] sugere a expressão equação (2), permitindo relacionar o módulo de elasticidade do betão, E_c com a sua resistência à compressão, f_c , dependendo ainda da sua massa volúmica seca, ρ_s .

$$VUS = \sqrt{\frac{E_d}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu_d)}{(1+\nu_d) \cdot (1-2\nu_d)}}$$

(1)

$$E_c \approx 22 \cdot \left(\frac{f_c}{10}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{\rho_s}{2200}\right)^2 \text{ [GPa]}$$

(2)

A relação entre VUS e f_c não é única, podendo ser afectada por vários factores, como o tipo e dimensão do agregado, propriedades físicas da pasta de cimento, condições de cura, composição da mistura, idade e teor de humidade do betão [4, 6-10]. Assim, apesar da norma EN 13791 [11] prever a estimativa in-situ da resistência à compressão a partir de VUS, ainda não existe nenhum procedimento normativo capaz de correlacionar estas propriedades. Porém, várias relações entre VUS e f_c têm sido sugeridas, especialmente no caso dos BAN [1, 2, 8]. De facto, a maioria dos estudos tem sido focada no comportamento dos BAN, sendo bastante escassos os trabalhos publicados envolvendo betões estruturais de agregados leves (BEAL). Nasser e Al-Manaseer [12] propuseram expressões do tipo $f_c = a \cdot VUS^b$ para BAN e BEAL produzido com agregados leves (AL) de argila expandida. Chang, *et al.* [13] estabeleceu uma relação exponencial entre VUS e f_c para BEAL com dois tipos de agregados leves (AL). Por sua vez, Hamidian, *et al.* [14] verificaram pobres correlações quando diferentes tipos de BEAL foram analisados em conjunto, não se atingindo uma relação única entre VUS e f_c .

No presente artigo pretende-se investigar a utilização do método não destrutivo de ultra-sons para avaliar a resistência à compressão de BEAL produzidos com diferentes tipos de agregados e características da pasta, abrangendo-se as soluções estruturais mais correntes de classes de resistência e massa volúmica. É sugerida e avaliada uma expressão simplificada que relaciona f_c com VUS, independentemente do tipo de betão, composição e idade de ensaio.

2. Programa Experimental

2.1 Materiais

No presente estudo foram analisados três tipos de agregados leves de argila expandida, nomeadamente: Leca e Argex de Portugal e Arlita de Espanha (Tabela 1). A descrição mais detalhada da caracterização microestrutural destes agregados apresenta-se em [15-17]. Os BAN de referência foram produzidos com dois tipos de britada calcária de diferente dimensão, que foram combinadas de modo a possuírem a mesma curva granulométrica da Leca (20% de brita fina and 80% de brita grossa). Os agregados finos foram compostos por 2/3 de areia grossa e 1/3 de areia fina (Tabela 1). As duas fracções de Argex foram também combinadas de modo a possuírem a mesma curva granulométrica da Leca (35% 2-4 e 65% 3-8F). Varios tipos de cimentos de acordo com a EN 197-1 [18] foram considerados, nomeadamente: Cimento tipo I 52,5 R, tipo I 42,5 R e tipo II-A/L 42,5; cimento tipo II A/D 42,5 (8% em peso de sílica de fumo (SF)); cimento tipo II-A/V 42,5 (20% ou 40% em peso de cinzas

volantes (CZ)); cimento tipo IV-A 42.5 (8% de SF e 20% de CZ, em peso). Nos betões de reduzida relação água/ligante (a/l), foi utilizado um superplastificante (SP) de base policarboxílica. Foi ainda utilizado nanosilica (NS) dispersa em água (RHEOMAC VMA350), com massa volúmica média de 1100 kg/m³ e cerca de 16% de teor em sólidos.

Tabela 1 – Propriedades dos agregados

Propriedade	Agregados de massa volúmica				Agregados leves de argila expandida				
	Areia fina	Areia grossa	Areia fina	Areia grossa	Arlita AF7	Leca 0-3	Leca 4-12	Argex 2-4	Argex 3-8F
Massa volúmica das partículas, ρ_p (kg/m ³)	2620	2610	2631	2612	1290	1060	1068	865	705
Baridade, ρ_b (kg/m ³)	1416	1530	1343	1377	738	562	613	423	397
Absorção da água às 24h, $w_{abs,24h}$ (%)	0.2	0.5	1.4	1.1	12.1	-	12.3	22.9	23.3
Fracção Granulométrica (d_i/D_i)	0/2	0/4	4/6,3	6,3/12,5	3/10	0,5/3	4/11,2	4/8	6,3/12,5
Coefficiente de Los Angeles(%)	-	-	33.3	30.5	-	-	-	-	-

2.2 Composição das misturas

Tendo por base um vasto estudo experimental realizado no Instituto Superior Técnico [15], que visou a caracterização mecânica e de durabilidade de vários tipos de BEAL, foram monitorizadas as velocidades de ultra-sons de cerca de 74 composições diferentes. As composições variaram em termos de tipo e volume de agregado (150 a 450 l/m³), relação a/l efectiva (0,3 a 0,65), tipo e teor de cimento (300 a 525 kg/m³), tipo e volume de adições minerais (22 e 40% de CZ, 8% de SF, 1.3% de NS) e ainda a substituição parcial de areia natural por areia leve (Leca 0-3, Tabela 1).

Os betões foram produzidos numa misturadora de eixo vertical. O AL foi pré-saturado durante 24 h para melhor controlo da trabalhabilidade e da água efectiva no betão. As principais características de cada composição estão sumarizadas na Tabela A.1 em anexo. As várias misturas são apresentadas em maior detalhe em [15, 19]. As designações "AN", "L", "A" e "Argex" correspondem a misturas com agregados de massa volúmica normal (AN), Leca, Arlita e Argex, respectivamente. A mistura de referência foi definida para 450 kg/m³ de ligante, 350 l/m³ de agregado grosso e a/l de 0,35. Os betões com agregados grossos e finos leves (AFL) tomam a designação BEAFL.

2.3 Preparação dos espécimes e ensaios

Para cada mistura a uma dada idade, foram ensaiados 3 espécimes cúbicos de 150 mm de aresta em termos de velocidade de propagação de ultra-sons e resistência à compressão de acordo com a norma EN 12390-3 [20]. Após desmoldagem às 24 h, os espécimes foram mantidos em água até à idade de ensaio. A velocidade de ultra-sons foi determinada por transmissão directa, de acordo com a EN 12504-4 [10]. O equipamento utilizado foi o PUNDIT (*portable ultrasonic non-destructive digital indicating tester*) ilustrado na Figura 1 [4]. O tempo que um impulso demora a atravessar o betão, t_{us} , é medido com uma precisão de até 0,1 μ s. Os transdutores de 54 kHz foram posicionados no centro de cada uma das faces opostas, perpendicularmente à direcção de betonagem. A VUS corresponde ao rácio entre o comprimento percorrido pelo impulso (150 mm) e o tempo, t_{us} . A velocidade de ultra-sons foi medida aos 28 dias em todas as composições e ainda aos 1, 3, 7, 90 e 180 dias em algumas das misturas (Tabela A.1).

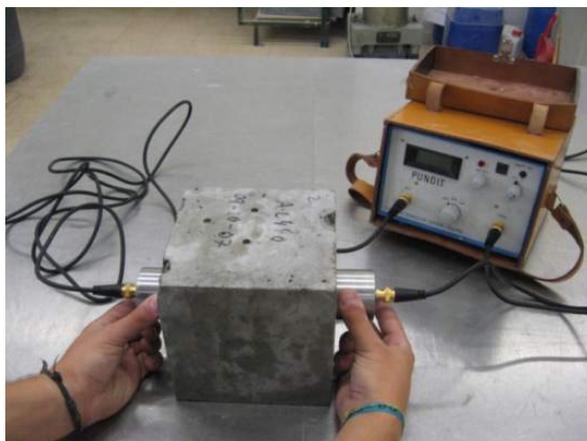


Figura 1: Esquema de ensaio de ultra-sons

3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Na Figura 2 resumem-se os valores médios de VUS e f_c obtidos em cada mistura, entre 3 e 90 dias (cerca de 200 resultados, abrangendo betões de 30-80 MPa e VUS de 3,5-5,2 km/s). Conforme esperado, quando se considera em simultâneo diferentes composições, tipos de agregado e idades de ensaio, existe uma fraca correlação entre VUS e f_c .

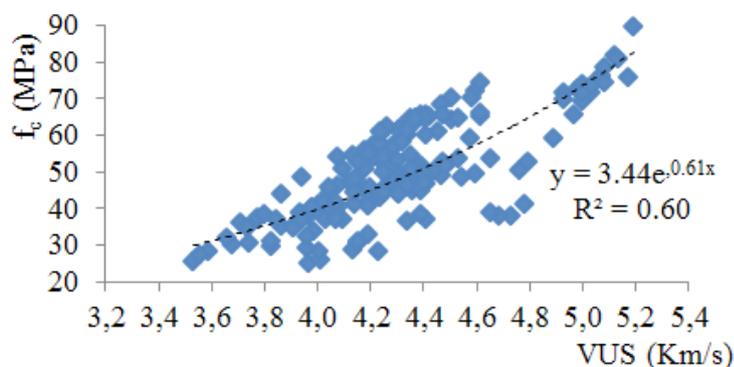


Figura 2: VUS versus f_c para diferentes composições e tipos de agregado, a idades entre 3 e 90 dias

3.1 Influência do tipo de agregado

Quando as misturas com diferentes tipos de agregado são analisadas em separado, existe um crescimento natural do coeficiente de correlação (Figura 3). Para valores idênticos de VUS, a resistência é maior nos BEAL de maior massa volúmica. Reciprocamente, quanto menor a massa volúmica dos AL maior a VUS para um dado f_c . Esta tendência deverá estar essencialmente relacionada com: o menor aumento de VUS face a f_c para níveis de resistência superiores; ligeira variação de f_c nos BEAL com argamassas de melhor qualidade e AL mais porosos; maior compacidade de argamassas de melhor qualidade em BEAL mais porosos de igual resistência; pequenas diferenças de VUS entre agregados leves; maior teor de humidade em BEAL com AL de menor massa volúmica.

Na Figura 4, compara-se a velocidade de ultra-sons das misturas de referência com a/l de 0,35 e a obtida em argamassas de composição equivalente (argamassa_0,35, Tabela A.1). A ausência de agregados grossos conduz a reduções de VUS nos BAN e o efeito contrário nos BEAL. A diferença é maior nos BAN, o que indica que o volume e tipo de agregado tem maior influência neste tipo de betões.

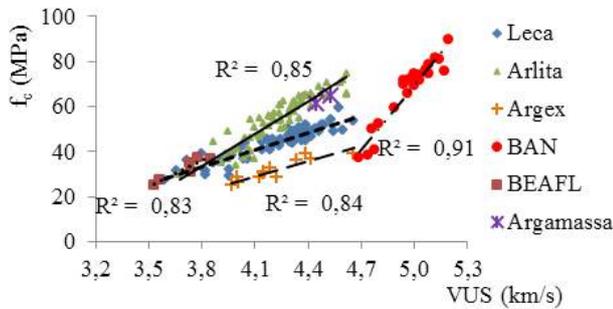


Figura 3: VUS versus f_c para cada tipo de agregado, considerando diferentes composições e idades entre 3 e 90 dias.

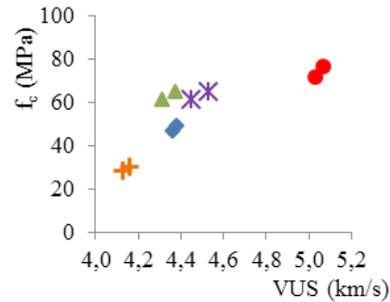


Figura 4: VUS versus f_c nos betões de referência e argamassa de igual composição, aos 7 e 28 dias.

Visto que a resistência dos BAN é essencialmente controlada pela argamassa, VUS decresce com a redução do volume de agregado sem que ocorra grande variação de f_c , i.e., a relação f_c -VUS depende fortemente da proporção de agregado na mistura. Como tal, é necessário definir novas relações entre f_c e VUS sempre que se considerem diferentes volumes de agregado nos BAN. O mesmo foi concluído por Lin, *et al.* [7] e Popovics, *et al.* [6]. Os BEAL apresentam um comportamento distinto. A resistência é igualmente afectada pelo AL e, como tal, a VUS e o f_c decrescem com o aumento do volume de agregado. Assim, espera-se que a relação entre VUS e f_c seja menos afectada. Porém, embora VUS varie com f_c , nem sempre essa variação é proporcional. Dado que VUS é idêntico na argamassa e nos AL, a variação de f_c pode ser superior à de VUS. A resistência à compressão nos BEAL é ainda afectada pelo nível de resistência, ao contrário de VUS. Assim, as curvas de regressão da Figura 3, para diferentes AL, divergem entre elas com o incremento de f_c . Tal como esperado, VUS e f_c decrescem com a substituição de areia natural por areia leve.

3.2 Influência da idade do betão

Conforme esperado, VUS e f_c aumentam com o tempo de cura, que permite um maior nível de hidratação da pasta [21]. A resistência do betão tende a aumentar mais rapidamente do que VUS, especialmente nos BAN, onde f_c não é limitado pela resistência do agregado (Figura 5, Tabela A.1). O mesmo é reportado em [7, 13]. Quando cada composição do betão é analisada em separado obtêm-se correlações elevadas. No entanto, a correlação decresce quando as composições são analisadas em conjunto. Por exemplo, verifica-se uma tendência diferente nos BEAL com Leca quando se faz variar também a relação a/l (linha a tracejado na Figura 5).

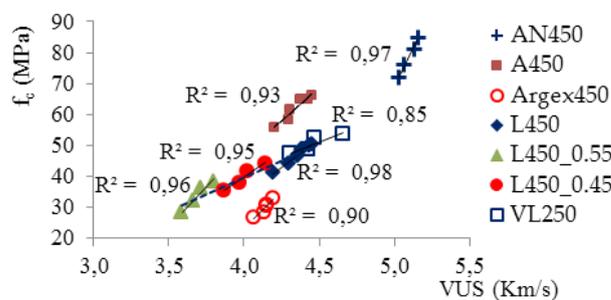


Figura 5: VUS versus f_c para idades entre 1 e 180 dias, a/l de 0,35, 0,45 e 0,55 e volume de agregado de 250 a 350 l/m³.

3.3 Influência da relação a/c

Na Figura 6 são analisados BEAL com Leca ou Arlita, tendo em conta o mesmo volume de agregado grosso e o mesmo tipo e teor de cimento. A variação de a/c foi materializada pela variação do teor de água e respectivo volume de areia. No caso dos BAN foram consideradas misturas com igual volume de água e agregado grosso, sendo que a alteração da relação a/c implicou a variação do teor de cimento e volume de areia. Por esse motivo, a variação de VUS com a relação a/c é menos pronunciada nos BAN (o aumento de a/c é parcialmente compensado pelo aumento do volume de areia).

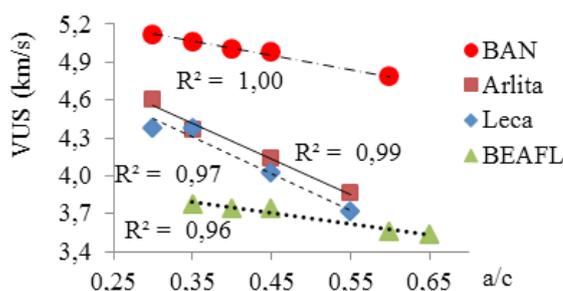


Figura 6: VUS versus a/c para diferentes tipos de agregado, aos 28 dias (variação de a/c: por alteração do teor de água – BEAL; por alteração do teor de cimento – BAN).

Quando a análise tem em conta diferentes teores de água e cimento em simultâneo, verifica-se uma redução do coeficiente de correlação (Figura 7). Para um dado a/c, f_c tende a ser menos afectado por diferentes volumes de água, areia e cimento do que VUS. Assim, a relação entre VUS e f_c depende também da forma como a relação a/c é alterada.

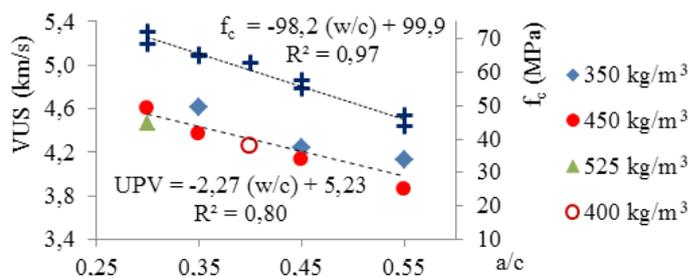


Figura 7: f_c e VUS versus a/c para BEAL com Arlita e diferentes volumes de água e cimento, aos 28 dias (cimento tipo I 52,5).

3.4 Influência do volume de agregado

Nos BEAL, f_c e VUS decrescem com o aumento do volume de AL (Figura 8). Nos BAN, VUS aumenta com o volume de AN. Embora ligeiramente, f_c também aumentou com o volume de NA no presente estudo. Outros autores verificaram tendências opostas [7, 9], o que pode explicar a melhor correlação obtida neste trabalho para os BAN (Figura 3).

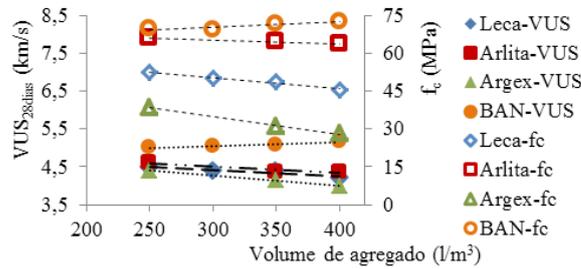


Figura 8: Variação de VUS e f_c para diferentes volumes de agregado, aos 28 dias

Conforme esperado, a dispersão aumenta quando diferentes relações a/c e volumes de agregado são considerados em simultâneo (Figura 9). Visto que a resistência à compressão dos BEAL é também afectada pelo agregado, a variação de f_c com a relação a/c é menor nos BEAL com Leca do que nos BAN e nos BEAL de maior massa volúmica. Acrescente-se que a resistência dos BEAL é mais afectada pelo volume de agregado do que os BAN. Assim, existe uma maior interdependência entre VUS e f_c nos BEAL do que nos BAN. No entanto, este comportamento é alterado quando os BEAL atingem o seu tecto de resistência (resistência após a qual um incremento nas características da pasta tem pouca influencia na resistência do betão), continuando a aumentar VUS sem ocorrer grande variação de f_c .

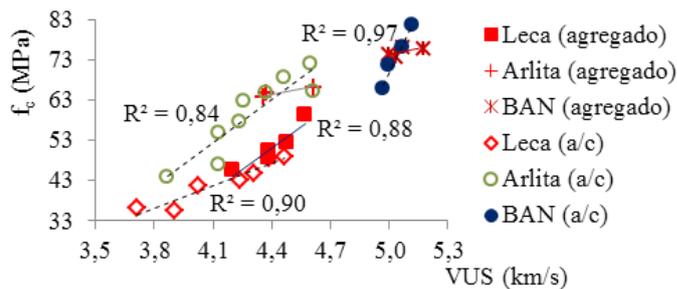


Figura 9: VUS versus f_c para a/c de 0,3 a 0,55 e 150 a 400 l/m³ de agregado (28 dias)

3.5 Influência do tipo de ligante

Verifica-se uma elevada correlação entre VUS e f_c , independentemente do tipo de cimento e adições minerais (Figuras 10 e 11). Quando se procede à substituição parcial de cimento por adições, sem que se interfira nos restantes constituintes do betão, a relação entre f_c e VUS é pouco afectada. Não se detecta densificação da estrutura porosa nos BEAL com SF ou NS. É possível que a dispersão destas adições não tenha sido eficiente. Por outro lado, a limitação de f_c imposta pelos AL e a melhor qualidade da zona de transição agregado-pasta nos BEAL também contribuem para a menor eficiência da SF e NS. Verifica-se ainda que a substituição de cimento por CZ conduz a microestruturas menos densas a idades jovens. Porém, essa tendência é alterada a longo prazo (Tabela A.1).

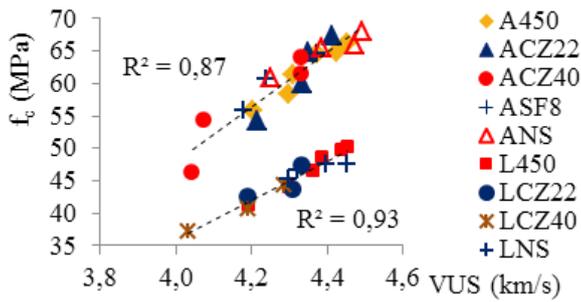


Figura 10: Relação entre VUS e fc para BEAL com diferentes tipos de adições e a para idades entre 7 e 180 dias

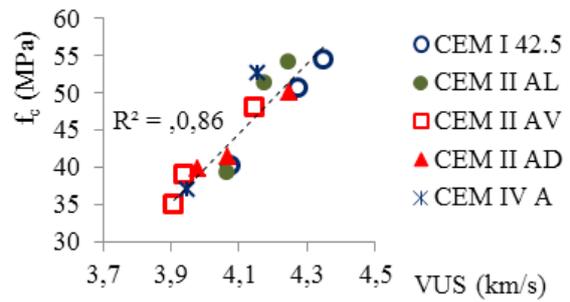


Figura 11: Relação entre VUS e fc para BEAL com Arlita e diferente a/c e tipos de cimento (28 dias)

3.6 Proposta de expressão para estimativa de fc em função de VUS

Tendo por base equação (1), que relaciona VUS com E_d e ρ , e ainda a expressão equação (2) sugerida na EN1992-1-1 [5], que relaciona E_c com f_c e ρ , obtém-se equação (3). Os parâmetros A, B e K_{VUS} são constantes. A razoável precisão da expressão equação (2) aplicada aos BEAL é demonstrada em [15, 23, 24]. A aplicação de equação (3) conduz ao incremento significativo do coeficiente de correlação, mesmo tendo em conta diferentes composições (Figura 12). Na correlação indicada assumiu-se a massa volúmica húmida aos 28 dias, mas melhores correlações seriam esperadas caso se tivesse considerado a massa volúmica seca. A correlação é determinada forçando a passagem da recta de regressão pela origem. Embora se obtivessem melhores correlações sem esta condição, o significado físico da expressão seria distorcido.

$$VUS \approx A \cdot \sqrt{\frac{E_c}{\rho}} \approx A \cdot \sqrt{\frac{B \cdot f_c^{0.3} \cdot \left(\frac{\rho}{2200}\right)^2}{\rho}} \approx K_{VUS} f_c^{0.15} \cdot \rho^{0.5} \quad (3)$$

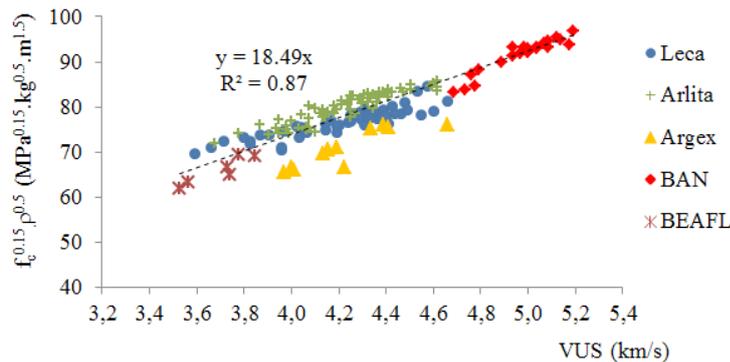


Figura 12: VUS em função de f_c e ρ para diferentes composições e idades entre 3 e 90 dias.

A aproximação para BEAL com agregados mais porosos (Argex) é mais pobre, estando provavelmente relacionado com o facto destes betões trabalharem mais perto do seu tecto de resistência. Por essa razão, o coeficiente de correlação indicado na Figura 12 ($R^2 = 0,87$) apenas tem em consideração AL de massa volúmica superior a 1000 kg/m^3 . Assim, expressões similares

a equação (4) permitem uma melhor estimativa de f_c a partir de VUS e são praticamente independentes do tipo de betão. Na expressão equação (4), VUS vem em m/s e ρ em kg/m³. De acordo com a análise de regressão, K_{VUS} é 54,6 ou 54,3 m^{2.5}.MPa^{-0.15}. kg^{-0.5}.s⁻¹, dependendo se o agregado Argex é ou não é considerado.

$$f_c \approx \left(\frac{VUS}{K_{VUS} \rho^{0.5}} \right)^{0.15} [MPa] \quad (4)$$

4. CONCLUSÕES

A resistência à compressão de diferentes tipos de BEAL foi estimada a partir de ensaios não destrutivos de ultra-sons. Tendo por base um extenso trabalho experimental, resumem-se em seguida as principais conclusões obtidas:

- i) Devem ser previamente estabelecidas curvas de calibração para cada tipo de betão com um dado tipo de agregado, quando f_c é directamente estimado a partir de VUS;
- ii) Os BEAL com agregados menos porosos estão associados a menor velocidade de ultra-sons para um dado f_c e a maior f_c para um dado VUS;
- iii) A relação entre VUS e f_c tende a ser menos afectada pelo volume de agregado nos BEAL do que nos BAN. No entanto, nos BEAL com agregados mais porosos e argamassas de melhor qualidade existe uma maior variação relativa de VUS do que de f_c ;
- iv) Nos BEAL, f_c é pouco afectado pela forma como varia a relação a/c, ao contrário de VUS, que depende também da proporção dos constituintes da argamassa;
- v) A relação entre VUS e f_c foi pouco afectada pelos diferentes tipos de ligantes considerados no presente estudo;
- vi) É proposta uma nova expressão simplificada que permite estimar com maior rigor f_c em função de VUS, independentemente do tipo de betão e da sua composição.

AGRADECIMENTOS

O presente trabalho foi financiado pela Fundação para a Ciência e a Tecnologia (FCT), através do projecto PTDC/ECM-COM1734/2012. Os autores agradecem ainda o apoio financeiro do CERis – ICIST/IST e a colaboração das empresas Saint-Gobain Weber Portugal, Argex, SECIL e BASF no fornecimento dos materiais necessários.

REFERÊNCIAS

- [1] R. S. Ravindrarajah, "Strength evaluation of high-strength concrete by ultrasonic pulse velocity method", *NDT and E Int.* 30 (4), (1997), 262.
- [2] W. F. Price, J. P. Haynes, "In situ strength testing of high strength concrete", *Mag. Concr. Res.* 48 (176), (1996), pp. 189-197.
- [3] S. Nazarian, M. Baker, K. Crain, "Assessing quality of concrete with wave propagation techniques", *ACI Mater. J.* 94-M35 (1997), pp. 296-305.
- [4] Pundit, Pundit manual for use with the portable ultrasonic non-destructive digital indicating tester, C.N.S. Electronics LTD, 1991.
- [5] EN 1992, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, European Committee for standardization CEN, 2004.
- [6] S. Popovics, J. L. Rose, J. S. Popovics, "The behavior of ultrasonic pulses in concrete", *Cement Concrete Res.* 20, (1990), pp. 259-270.
- [7] Y. Lin, S.-F. Kuo, C. Hsiao, C.-P. Lai, "Investigation of pulse velocity-strength relationship of hardened concrete", *ACI Mat. Journal* 104-M38 (2007), pp. 344-350.
- [8] A. E. Ben-Zeitun, "Use of pulse velocity to predict compressive strength of concrete", *Int. J. Cem. Compos. Lightweight Concrete*, 8 (1), (1986), pp. 51-59.
- [9] G. Trtnik, F. Kavcic, G. Turk, "Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks", *Ultrasonics* 49 (2009), pp. 53-60.
- [10] EN12504-4, Testing concrete-Part 4: Determination of pulse velocity, European Committee for Standardization CEN, 2004.
- [11] EN 13791, assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components. European Committee for Standardization CEN, 2007.
- [12] K. W. Nasser, A. A. Al-Manaseer, "Comparision of Nondestructive testers of hardened concrete", *ACI Mater. J.* 84-M38 (1987), pp. 374-380.
- [13] T.-P. Chang, H.-C. Lin, W.-T. Chang, J.-F. Hsiao, "Engineering properties of lightweight aggregate concrete assessed by stress wave propagation methods", *Cem. Concr. Compos.* 28 (1), (2006), pp. 57-68.
- [14] M. Hamidian, M. Shariati, M. M. K. Arabnejad, H. Sinaei. "Assessment of high strength and light weight aggregate concrete properties using ultrasonic pulse velocity technique". *International Journal Phys. Sci.* 6 (22), (2011), pp. 5261-5266.
- [15] J. A. Bogas. Characterization of structural lightweight expanded clay aggregate concrete. PhD thesis in civil engineering, Technical University of Lisbon, Instituto Superior Técnico, Portugal, 2011.
- [16] J. A. Bogas, A. Mauricio, M. F. C. Pereira, "Microstructural analysis of Iberian expanded clay aggregates", *Microsc. Microanal.* 18 (5), (2012), pp. 1190-1208.
- [17] J. A. Bogas, A. Gomes, M. G. Gloria, "Estimation of water absorbed by expanding clay aggregates during structural lightweight concrete production." *Mater. Struct.* 45 (10), (2012), pp. 1565-1576.

7. ANEXO

Tabela A.1. – Composição, velocidade de ultra-sons, resistência à compressão e massa volúmica fresca

Composições	a/l	a.g. ^a (l/m ³)	tipo de cimento	ligante (kg/m ³)	f _{c,28dias} (MPa)	VUS _{28d} (km/s)	f _{c,7dias} (MPa)	VUS _{7d} (km/s)	f _{c,28dias} (MPa)	VUS _{28d} (km/s)	f _{c,90dias} (MPa)	VUS _{90d} (km/s)	P _{28dias} (kg/m ³)
L350	0.45	350	B2.5	350	-	-	-	-	43,1	4,2	44,4/45,1b	4,2/4,3b	1899
L394	0.4	350	B2.5	394	-	-	-	-	44,9	4,3	46,4/46,3b	4,4/4,4b	1893
L450	0.35	350	B2.5	450	413a/44,2	4,2a/4,3	46,7	4,4	48,6	4,4	49,8/50,4b	4,4/4,5b	1915
L525	0.3	350	B2.5	525	-	-	-	-	50,0	0,0	51,0	4,3	1917
L350_0,55	0.55	350	B2.5	350	29,5	3,8	31,4	3,8	35,5	4,3	37,0	4,1	1870
L350_0,35	0.35	350	B2.5	350	44,7	4,4	44,8	4,4	49,1	4,3	48,5	4,5	1913
L450_0,55	0.55	350	B2.5	450	28,0	3,6	31,7	3,7	36,1	4,3	38,6	3,8	1791
L450_0,45	0.45	350	B2.5	450	35,1	3,9	38,2	4,0	41,9	0,0	44,1	4,1	1868
L450_0,30	0.3	350	B2.5	450	48,7	4,3	49,3	4,4	51,8	0,0	51,8	4,5	1927
VL150	0.35	150	B2.5	450	-	-	53,9	4,5	59,3	0,0	-	-	2106
VL250	0.35	250	B2.5	450	47,2	4,3	48,8	4,4	52,4	0,0	53,7	4,7	2000
VL300	0.35	300	B2.5	450	45,4	4,2	47,4	4,3	50,3	4,3	49,7	4,6	1944
VL400	0.35	400	B2.5	450	-	-	43,8	4,0	45,7	4,2	46,7	4,4	1839
L42,5IAL	0.35	350	II42,5AL	450	-	-	-	-	45,3	4,3	46,3	4,3	1913
LCZ22	0.35	350	B2.5	450(22%FA)	-	-	-	-	42,4	4,2	43,6/47,4b	4,3/4,3b	1862
LCZ40	0.35	350	B2.5	450(40%FA)	-	-	-	-	37,1	4,0	40,7/44,4b	4,2/4,3b	1820
LSF8	0.35	350	B2.5	450(8%SF)	-	-	45,8	4,2	47,6	4,3	49,3/51b	4,4/4,4b	1888
LNS	0.35	350	B2.5	450(13%NS)	-	-	45,1	4,3	46,7	4,3	47,5/47,6b	4,4/4,5b	1908
L295_H2,5	0.65	350	H2,5	295	-	-	-	-	29,2	5,1	-	-	1801
L345_H2,5	0.6	350	H2,5	345	-	-	-	-	32,4	5,1	-	-	1780
BEAFL450	0.35	350	B2.5	450	-	-	-	-	37,5	5,1	37,2	3,8	1618
BEAFL295_H2,5	0.65	350	H2,5	295	-	-	-	-	25,2	3,9	-	-	1458
BEAFL345_H2,5	0.6	350	H2,5	345	-	-	-	-	27,5	4,5	-	-	1487
BEAFL440_H2,5	0.45	350	H2,5	440	-	-	-	-	30,9	3,7	-	-	1501
BEAFL460_H2,5	0.4	350	H2,5	460	-	-	-	-	34,8	4,0	-	-	1529
AN350	0.45	350	B2.5	350	-	-	-	-	65,8	4,4	71,4	5,0	2396
AN394	0.4	350	B2.5	394	-	-	-	-	71,6	4,1	74,7	5,1	2387
AN450	0.35	350	B2.5	450	-	-	71,6	5,0	76,2	4,6	81,1/85,1b	5,1/5,2b	2411
AN525	0.3	350	B2.5	525	-	-	-	-	81,6	3,9	89,7	5,2	2430
AN42,5AL	0.35	350	II42,5AL	450	-	-	71,7	4,9	75,8	4,1	78,7	5,1	2409
VAN250	0.35	250	B2.5	450	-	-	69,9	4,9	74,2	4,6	-	-	2333
VAN300	0.35	300	B2.5	450	-	-	69,5	5,0	73,5	4,6	-	-	2382
VAN400	0.35	400	B2.5	450	-	-	72,6	5,0	75,6	4,5	-	-	2405
AN295_H2,5	0.65	350	H2,5	295	-	-	-	-	38,0	4,4	-	-	2351
AN345_H2,5	0.6	350	H2,5	345	-	-	-	-	41,1	4,2	-	-	2353
AN440_H2,5	0.45	350	H2,5	440	-	-	-	-	52,6	0,0	-	-	2368
AN460_H2,5	0.4	350	H2,5	460	-	-	-	-	59,2	4,6	-	-	2378
AN394_IVA	0.55	350	IVA42,5	394	-	-	-	-	37,8	0,0	-	-	2323
AN420_IVA	0.45	350	IVA42,5	420	-	-	-	-	50,3	4,4	-	-	2340
VArgex250	0.35	250	B2.5	450	0,0	0,0	37,1	4,4	38,7	5,0	39,2	4,7	1924
Arrex450	0.35	350	B2.5	450	26,8a/28,4	4,1b/4,1	30,4	4,2	31,2	5,0	32,8	4,2	1776
VArgex400	0.35	400	B2.5	450	44,0	4,3	26,2	4,0	28,1	5,2	28,2	4,2	1631
A350	0.45	350	B2.5	350	47,5	4,1	51,1	4,1	57,6	4,3	58,2	4,3	1942
A394	0.4	350	B2.5	394	53,1	4,2	57,1	4,2	62,6	4,3	62,9	4,4	1964
A450	0.35	350	B2.5	450	55,9a/58,4	4,2a/4,3	61,4	4,3	64,6	4,4	64,9/66,2b	4,4/4,5b	1982
A525	0.3	350	B2.5	525	62,5	4,3	65,7	4,4	68,5	4,3	70,3	4,6	1995
A350_0,55	0.55	350	B2.5	350	33,9	4,0	37,6	4,0	46,9	3,8	-	-	1907
A350_0,35	0.35	350	B2.5	350	-	-	-	-	65,0	4,2	-	-	1995
A450_0,55	0.55	350	B2.5	450	29,9	3,7	37,0	3,8	43,9	4,0	48,6	3,9	1862
A450_0,45	0.45	350	B2.5	450	40,1	4,0	46,2	4,1	54,9	4,3	55,1	4,2	1892
A450_0,30	0.3	350	B2.5	450	63,9	4,5	70,6	4,5	72,1	4,3	74,7	4,6	2014
VA250_H2,5	0.35	250	H2,5	450	-	-	-	-	66,2	4,9	-	-	2022
VA400_H2,5	0.35	400	H2,5	450	-	-	-	-	63,8	4,7	-	-	1884
A42,5IAL	0.35	350	II42,5AL	450	-	-	53,4	4,3	60,0	4,4	64,4	4,4	1974
ACZ22	0.35	350	B2.5	450(22%FA)	-	-	54,3	4,2	60,0	4,3	64,9/67,5b	4,3/4,4b	1959
ACZ40	0.35	350	B2.5	450(40%FA)	41,2	4,0	46,1	4,0	54,3	4,1	61,5/63,9b	4,3/4,3b	1941
ASF8	0.35	350	B2.5	450(8%SF)	-	-	55,7	4,2	60,8	4,2	64,6	4,4	1931
ANS	0.35	350	B2.5	450(13%NS)	56,8	4,3	60,9	4,2	65,5	4,4	65,9/68b	4,5/4,5b	1976
A295_H2,5	0.65	350	H2,5	295	-	-	-	-	36,7	4,2	-	-	1872
A345_H2,5	0.6	350	H2,5	345	-	-	-	-	40,3	4,4	-	-	1872
A440_H2,5	0.45	350	H2,5	440	-	-	-	-	50,8	5,0	-	-	1901
A460_H2,5	0.4	350	H2,5	460	-	-	-	-	54,6	4,7	-	-	1913
A345_IAL	0.6	350	II42,5AL	345	-	-	-	-	39,2	4,5	-	-	1890
A440_IAL	0.45	350	II42,5AL	440	-	-	-	-	51,3	0,0	-	-	1896
A460_IAL	0.4	350	II42,5AL	460	-	-	-	-	54,1	0,0	-	-	1904
A345_IHAV	0.6	350	II42,5AV	345	-	-	-	-	35	4,0	-	-	1882
A394_IHAV	0.55	350	II42,5AV	394	-	-	-	-	39,1	4,0	-	-	1876
A420_IHAV	0.45	350	II42,5AV	420	-	-	-	-	48,1	3,9	-	-	1891
A345_IHAD	0.6	350	II42,5AD	345	-	-	-	-	39,9	3,9	-	-	1854
A394_IHAD	0.55	350	II42,5AD	394	-	-	-	-	41,5	4,7	-	-	1833
A420_IHAD	0.45	350	II42,5AD	420	-	-	-	-	50,1	4,8	-	-	1868
A394_IVA	0.55	350	IVA42,5	394	-	-	-	-	37,1	4,8	-	-	1852
A420_IVA	0.45	350	IVA42,5	420	-	-	-	-	52,8	4,9	-	-	1886
Argamassa 0,35	0.35	0	B2.5	702	-	-	61,1	4,5	64,8	4,7	71,2	4,7	2216

a-a.g. - agregado grosso, b-Resultados obtidos aos 180 dias

INFLUÊNCIA DO FÍLER NO COMPORTAMENTO DE MASTIQUES BETUMINOSOS



V. ANTUNES
Eng.º Civil
FCT-UNL
Monte da Caparica,
Portugal
vitorfsantunes@
gmail.com



A.C. FREIRE
Investigadora Aux.
LNEC
Lisboa; Portugal
acfreire@lnec.pt



L. QUARESMA
Professor Aux. Conv.
FCT-UNL
Monte da Caparica;
Portugal
lmtq@fct.unl.pt

SUMÁRIO

No âmbito de uma dissertação de mestrado realizada em parceria entre a Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL) e o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) sobre a caracterização de fileres para a utilização em misturas betuminosas, foram avaliadas as propriedades destes materiais, de forma a validar as que apresentam maior influência no comportamento dos mastiques e das misturas betuminosas, tendo sido estudada uma metodologia alternativa de avaliação da capacidade de incremento da viscosidade do mástico betuminoso. De forma a avaliar o efeito do filer no incremento da viscosidade do mástico betuminoso, estes foram avaliados com recurso ao ensaio de determinação da temperatura de amolecimento, sendo posteriormente calculada a variação desta temperatura em relação ao betume original. Neste estudo além de serem estudados os fileres tradicionais, que se encontram contemplados nas especificações utilizadas a nível nacional para estes materiais, foram também avaliados materiais alternativos, dado o interesse verificado ao longo dos últimos anos em aumentar a reutilização de subprodutos industriais e de resíduos de construção e demolição.

PALAVRAS-CHAVE

Fileres alternativos, Mastiques betuminosos, Poder absorvente, Temperatura de amolecimento

ABSTRACT

As part of a master's thesis in partnership between the Faculty of Science and Technology of the New University of Lisbon (FCT-UNL) and the National Civil Engineering Laboratory (LNEC) on the characterization of fillers for use in bituminous mixtures were evaluated the properties of these materials, in order to validate that have greater influence on the behavior of asphalt mastics and mixtures, and was studied an alternative methodology for evaluating the capacity of increasing the viscosity of the bituminous mastic. In order to evaluate the effect of fillers on the viscosity increase of the bituminous mastic, they were evaluated using the test for determining the softening temperature, and subsequently, this temperature variation calculated in relation to the original bitumen. In this study, traditional fillers are studied, which are included in the specifications used nationally for these materials, and were also evaluated alternative materials due the interest occurred over the last few years to increase the reuse of industrial by-products and construction and demolition waste.

KEYWORDS

Absorbing capacity, Alternative fillers, Bituminous mastic, Softening temperature

1. Introdução

O desempenho de uma mistura betuminosa em serviço está diretamente relacionada com a resistência ao fendilhamento, às deformações permanentes e à perda de ligação entre o agregado e o mástico, além de outros fenómenos de deterioração de um pavimento betuminoso, dependendo todos estes das propriedades de coesão e adesão do mástico betuminoso [1-5].

O mástico betuminoso é formado pela mistura entre o ligante betuminoso e o fíler, sendo este último o principal responsável pelo comportamento do mástico, desde a produção da mistura betuminosa até à construção da camada betuminosa. Este é um material muito fino, podendo ser natural, proveniente do pó produzido na britagem de agregado, industrial (e.g. cimento Portland), e ainda proveniente de materiais reciclados como apresentado neste trabalho.

O fíler, nas misturas betuminosas, representa uma percentagem pequena do volume total da mistura, dependendo da quantidade de betume utilizado. Este material desempenha duas funções fundamentais na mistura betuminosa, referindo-se a contribuição a nível estrutural como complemento do esqueleto pétreo e a promoção da interação com o ligante betuminoso presente na mistura [5].

A primeira função passa pelo preenchimento dos vazios deixados pelos agregados mais grossos, aumentando assim o número de contactos entre as partículas de agregado, o que leva a um consequente incremento da resistência mecânica. A segunda função passa pela interação entre o fíler e o ligante betuminoso, expressa por fenómenos de absorção/adsorção, ficando o fíler a pertencer à matriz ligante, modificando as propriedades do betume [6].

Deste modo, as propriedades do fíler contribuem para uma melhoria do comportamento dos mastiques e consequentemente das misturas betuminosas que os incorporam, alterando as seguintes propriedades: comportamento mecânico, teor ótimo em betume, durabilidade e trabalhabilidade [5].

Como tal é necessária a realização de estudos das propriedades físicas e mecânicas dos fileres de modo a avaliar quais as características que mais influenciam o comportamento dos mastiques e consequentemente das misturas betuminosas. Dado que, comumente o fíler aplicado em misturas betuminosas é o fíler comercial, usualmente de origem calcária, pretendeu-se com este estudo efetuar uma avaliação de um maior número de tipos de fileres comparando as suas propriedades com as de um fíler comercial de modo a promover a sua utilização. A introdução de novos tipos de fileres aparece assim como uma vantagem dado que constitui uma alternativa ao fíler comercial, sempre que este não está disponível, ou quando o seu transporte até ao local de obra implica um maior investimento económico.

Para além desta razão, devido às crescentes preocupações de reciclagem e valorização de resíduos, e tendo em consideração a meta proposta, na Diretiva 2008/98/EC, para o ano 2020 de 70% de materiais valorizados [7] foram introduzidos neste estudo fileres provenientes de resíduos de construção e demolição e de subprodutos industriais, entre os quais se destaca o fíler de RCD, o fíler de pó de tijolo, o fíler recuperado e as cinzas volantes.

Alguns destes tipos de resíduos, enquanto agregados reciclados, são usados como agregados grossos, com considerável resistência mecânica, podendo ser aplicados em camadas não ligadas de base de pavimentos, conforme apresentado no estudo realizado no âmbito do projeto de investigação SUPREMA – Aplicação Sustentável de Resíduos de Construção e Demolição (RCD) em Infraestruturas Rodoviárias [8]. No entanto, no processo de britagem para a obtenção destes materiais é, usualmente, produzida uma quantidade considerável de material com dimensões inferiores que podem ser obtidas através de um processo de despoeiramento e utilizadas como fíler.

Com este propósito, o estudo desenvolvido apresentou como objetivos principais a introdução de novos materiais de origem não tradicional como substitutos do fíler comercial; a avaliação das respetivas propriedades físicas, mecânicas e geométricas, comparando-as com as do fíler comercial; e ainda verificar quais as propriedades que produzem maior influência no comportamento do mástico betuminoso [5].

Assim, como principais tarefas desenvolvidas tendo em vista os objetivos apresentados, refere-se uma adequada seleção de diferentes tipos de fileres, em função da origem e com a definição das metodologias de caracterização laboratorial a serem realizadas, tendo em conta a normalização existente e a realização de ensaios de caracterização geométrica, física e mecânica dos diferentes tipos de fileres selecionados, além da posterior avaliação da introdução destes fileres em mastiques betuminosos.

2. Programa Experimental

2.1 Materiais

Para este estudo foram selecionados 9 fileres de diferentes origens, divididos em três classes: materiais de fabrico industrial, materiais provenientes da britagem de agregados e materiais provenientes de materiais reciclados. Quanto aos primeiros foram utilizados os seguintes materiais: cal hidratada (CHi) do tipo H100 da Lusical S.A. (do tipo CL-90S [9] com mais de 93% de Ca(OH)_2), cal hidráulica (CH) do tipo NHL5 de acordo com a norma NP EN 459-1 [9] e cimento de Portland Tipo I 52,5R (CP), ambos estes últimos da SECIL S.A..

A segunda classe de fileres é composta por um filer calcário (FC), sendo este um filer comercial para o qual o meio técnico nacional possui uma elevada experiência de utilização, cumprindo as especificações técnicas definidas no Caderno de Encargos Tipo Obra da Infraestruturas de Portugal (CETO) [10], constituindo assim uma referência para comparação dos resultados experimentais obtidos no estudo. Foi também estudado um filer recuperado de origem basáltica (FR), recolhido pelo sistema de recolha de finos da central de produção de mistura betuminosa e um filer de areia de rio de origem siliciosa (FAR), tendo sido este produzido em laboratório por um processo de britagem, tendo sido todo o material passado no peneiro de abertura de malha 0,125 mm, eliminando-se o material retido.

Os materiais provenientes de materiais reciclados são originários em subprodutos industriais e resíduos de construção e demolição, em particular cinzas volantes (CV), filer de pó de tijolo (FPT) e filer de RCD (FRCD), sendo que estes dois últimos foram obtidos em laboratório por britagem de materiais, conforme o processo utilizado para a obtenção do FAR, o primeiro por britagem de resíduos de telhas e o último de uma amostra de betão britado usado no âmbito do projeto SUPREMA [8].

Os restantes fileres, com exceção dos materiais que sofreram um processo de britagem em laboratório, foram utilizados conforme entregues pelos produtores/fornecedores para que não fosse necessário proceder a alterações do método de produção destes materiais, com consequentes implicações em investimentos financeiros, por parte dos mesmos.

Foram também utilizados 3 diferentes tipos de ligantes betuminosos, sendo estes um betume de penetração nominal 35/50, um betume de penetração nominal 50/70 e um betume modificado com polímeros do tipo PMB 45/80-65. Além destes, foi também estudado um betume (de penetração nominal 35/50), modificado com 0,3% de um promotor de adesividade, sendo este ligante designado como 35/50A. Este último betume apresentou uma redução da temperatura de amolecimento face ao original, tendo sido obtido o valor de 54,0°C. Na Tabela 1 são apresentados os resultados para algumas das propriedades dos ligantes betuminosos utilizados.

Tabela 1 – Propriedades dos ligantes betuminosos

Propriedade	Norma	Unidades	Betume		
			35/50	PMB 45/80-65	50/70
Penetração a 25°C	EN 1426	0,1mm	43	51	66
Temperatura de amolecimento (método do anel e bola)	EN 1427	°C	55,5	71,6	53,3
Índice de Penetração	EN 12595	-	-0,3	-	0,3

2.2 Métodos de ensaio

Foram realizados diversos ensaios sobre os fileres e mastiques betuminosos. Os ensaios realizados sobre os fileres permitiram avaliar as propriedades físicas, geométricas e mecânicas dos diferentes materiais, possibilitando assim aferir quais as propriedades dos fileres que apresentam maiores efeitos sobre o comportamento do mástico betuminoso, em particular do seu poder endurecedor. Os ensaios sobre os mastiques permitiram avaliar o comportamento do mástico pela introdução de determinado filer num determinado betume.

2.2.1 Ensaio sobre fileres

A determinação das propriedades físicas passou pela avaliação do teor em água (w) realizada segundo a norma NP EN 1097-5 [11], da massa volúmica (MV) de acordo com a norma NP EN 1097-7 [12] e da superfície específica (SE) segundo a norma NP EN 196-6 [13], dado que existe uma relação direta entre esta propriedade e a quantidade de finos existentes na amostra. Existe também uma relação de proporcionalidade direta entre esta e a quantidade de betume adsorvido pela mesma quantidade de filer. Além destas propriedades foi ainda determinado o valor do azul-de-metileno (VAM) de acordo com a norma NP EN 933-9 [14], os vazios do filer seco compactado ou vazios de Rigden (VR) de acordo com a norma NP EN 1097-4 [15]. Esta propriedade tem sido apresentada como a que apresenta maior relação com o efeito endurecedor do filer sobre o mástico [16, 17]. Sendo, ainda, esta propriedade considerada como referência nas especificações nacionais para os materiais a aplicar em misturas betuminosas [10]. Foi também determinado o valor do número de betume (NB) ou viscosidade aparente que é determinado segundo a norma NP EN 13179-2 [18], resultando que, quanto maior o valor do NB maior será capacidade de endurecimento do filer.

Relativamente às propriedades geométricas do filer foram determinadas as dimensões e a geometria das partículas dos materiais. De forma a determinar a primeira propriedade recorreu-se ao ensaio de determinação da granulometria, realizando-se este de acordo com a norma EN 933-10 [19]. Foi assim avaliada a distribuição da dimensão das partículas de filer com recurso a 3 dimensões de abertura da malha de 2,0 mm, 0,125 mm e 0,063 mm, e a um sistema de jacto de ar o que facilita o processo de peneiração. Para a geometria das partículas, devido à finura do material, foi necessário recorrer a uma observação ao microscópio eletrónico de varrimento (MEV) de acordo com a norma ASTM E 986 [20], sendo necessária a preparação da amostra com recurso a uma solução alcoólica para se obter uma dispersão correta das partículas. A classificação da forma das partículas de filer foi realizada com base nos critérios apresentados na Tabela 2 [21].

Tabela 2 – Descrição de formas comuns das partículas, adaptado de [21]

Forma	Descrição	
	Esférica	
	Acicular	Em agulha
	Angular	Arestas agudas
	Cristalina	Superfícies dos cristais visíveis
	Dendrítica	Crescimento cristalino ramificado
	Fibrosa	Com fibras, regulares ou não
	Floculada	Forma de placa
	Granulosa	Isométrica irregular
	Irregular	Sem simetria
	Nodular	Conjunto de formas arredondadas

2.2.2 Ensaio sobre mastiques

De forma a avaliar o efeito dos fileres sobre o betume recorreu-se a dois métodos de ensaio: o ensaio de determinação do poder absorvente (PA) e o ensaio de determinação da variação da temperatura de anel e bola (ΔT_{ab}). O primeiro ensaio compreende a avaliação da capacidade do filer absorver o betume, sendo este realizado segundo a norma NF P 98-256-1 [22]. Neste teste o filer é continuamente adicionado a uma amostra de betume, sendo misturado à mão até que a mistura se torne friável e quebradiça, perdendo o aspeto viscoso. O poder absorvente (PA) é expresso como a massa do filer adicionada durante o ensaio, sendo esta multiplicado por um fator de normalização da massa volúmica das partículas do filer para o valor de 2,65Mg/m³. A partir da determinação do poder absorvente é possível determinar a razão volumétrica filer/betume máxima (f/b_{max}) pela equação (1), onde ρ_b é a massa volúmica do betume, que corresponde à quantidade máxima de filer que se pode adicionar a uma determinada quantidade de betume, sem que esta perca a trabalhabilidade.

$$f/b_{max} = \frac{\rho_b \times PA}{15 \times 2.65} \quad (1)$$

A temperatura de amolecimento do mastique é realizada pelo método do anel e bola, segundo a norma EN 1427 [23]. O valor da variação de temperatura anel e bola (ΔT_{ab}) resultada da diferença entre o resultado obtido para o mastique e o resultado obtido para o betume. Este ensaio permite avaliar o incremento de viscosidade provocado pela adição de filer ao betume, ou seja o aumento da rigidez devido à introdução do filer. Segundo o CETO da Infraestruturas de Portugal [10] o valor de ΔT_{ab} deverá variar entre os 12°C e os 16°C.

3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

Na Tabela 3 são apresentados os resultados de massa volúmica, granulometria, valor de azul-de-metileno, superfície específica, e índice de vazios de *Rigden* obtidos para cada um dos fileres, sendo também apresentados os requisitos presentes no CETO da IP [10]. Da comparação dos valores obtidos para cada um dos fileres estudados verificou-se que a nível da granulometria e do valor do azul-de-metileno todos os fileres cumprem os requisitos apresentados no CETO. Relativamente ao teor em água todos os fileres cumprem o especificado, com exceção da cal hidratada que não cumpre o requisito apresentado na especificação, no entanto como estes materiais são aquecidos para a incorporação em misturas betuminosas a quente, este parâmetro perde expressão.

Relativamente aos requisitos impostos para o índice de vazios de *Rigden* apenas quatro dos nove fileres estudados (CV, FC, FR e FAR), apresentam valores compreendidos nos limites definidos no caderno de encargos, sendo que os restantes apresentam valores superiores a estes limites. Contudo, no estudo considerou-se que estes limites não deveriam ser assumidos como eliminatórios, considerando outros países definem limites diferentes para esta propriedade, como é o caso da Alemanha onde são propostos valores entre 28% e 55% [24].

Os resultados obtidos para os fileres alternativos aproximam-se dos fileres de origem natural, no caso das cinzas volantes, e dos materiais comerciais (cimento de Portland e cal hidráulica), no caso dos fileres provenientes dos RCD e dos materiais cerâmicos. Refere-se ainda que a cal hidratada revelou valores bastante superiores à média dos restantes materiais no que diz respeito à superfície específica e ao índice de vazios de *Rigden*, o que indica que se trata de um material com um elevado poder rigidificante quando introduzido no betume.

Quanto ao VAM registado para os fileres estudados verifica-se que em todos eles os valores obtidos são abaixo dos requisitos definidos nas especificações.

De forma complementar a avaliação geométrica das partículas de filer, além da sua dimensão, foi também realizada a observação dos fileres ao microscópio eletrónico de varrimento (MEV) de forma a ser possível avaliar a forma e a textura das mesmas. Na Figura 1 apresentam-se as captações realizadas ao MEV com diferentes graus de ampliação. Os graus de ampliação aplicados para a observação não foram iguais para todos os fileres, visto que alguns dos materiais apresentavam o deslocamento das partículas, sobre o filtro utilizado, devido ao efeito provocado pela ampliação. As captações foram ordenadas por ordem crescente de irregularidade, tanto de forma como de textura.

Tabela 3 – Determinação da massa volúmica (MV), granulometria, teor em água (w), valor do azul-de-metileno (VAM), superfície específica (SE) e índice de vazios de *Rigden* (VR)

Filer	MV [Mg/m ³]	Granulometria (% passada)			w [%]	VAM [g/1000g]	SE [m ² /kg]	VR [%]
		#0,063 mm	#0,125 mm	#2,0 mm				
CH ^(a,b,e)	2,72	79	93	100	0,79	1,7	671	52
CHI ^(a,b,e)	2,32	100	100	100	1,36	1,7	2122	71
CP ^(a,b,e)	3,29	99	100	100	0,21	1,7	431	45
CV ^(a,e)	2,51	93	100	100	0,00	1,7	346	36
FC ^(a,b,e)	2,72	80	93	100	0,05	3,3	563	36
FR ^(a,b,e)	2,87	85	93	100	0,36	5,0	347	38
FRCD ^(a)	2,63	82	100	100	0,87	5,0	525	40
FPT ^(a)	2,71	87	100	100	0,22	3,3	650	45
FAR ^(d)	2,64	84	100	100	0,00	3,3	380	36
Intervalo de resultados	2,32-3,29	79-100	93-100	100	0,00-1,36	1,7-5,0	346-2122	36-71
CETO IP^d	--	70-100	85-100	100	≤1	≤10	--	28-38

^(a)[5], ^(b)[6], ^(c)[25], ^(d)[10]

Na Tabela 4 é apresentada a descrição da forma e textura das partículas de cada um dos fileres estudados, de uma forma sucinta. Da observação da tabela é possível verificar que os fileres podem ser agrupados em 4 grupos, conforme a irregularidade das partículas que os constituem. No primeiro grupo podem ser agrupadas as cinzas volantes, o filer recuperado, o filer de areia de rio e o cimento de Portland, cujas partículas apresentam uma textura superficial totalmente lisa ou lisa a pouco rugosa; o segundo grupo é composto pelo filer calcário e o filer de RCD cujas partículas apresentam uma textura superficial lisa a rugosa; o terceiro grupo reúne a cal hidráulica e o filer de pó de tijolo sendo que as partículas apresentam uma textura superficial rugosa; e sendo o quarto grupo constituído apenas pela cal hidratada cujas partículas apresentam uma forma e textura muito irregular, sendo consideradas como amorfas.

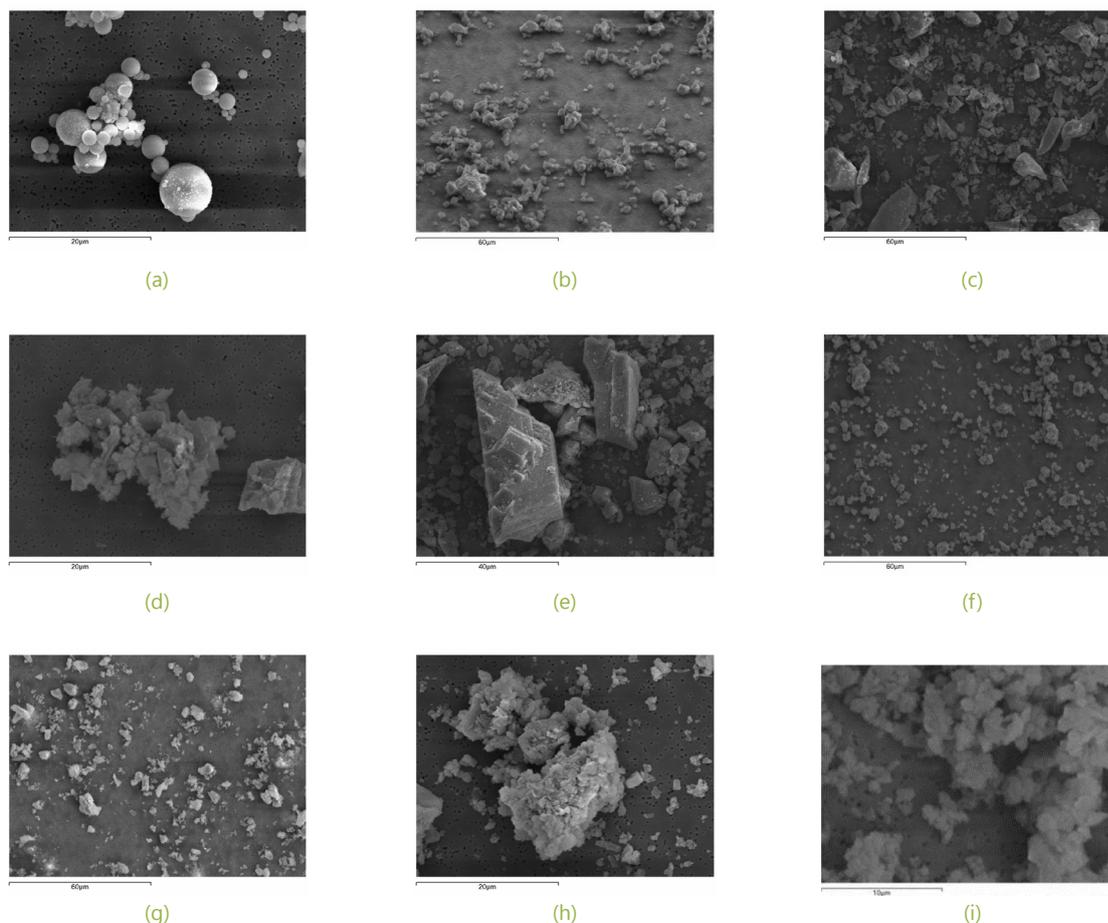


Figura 1: Fotografias obtidas por observação ao MEV: a) CV ampliação 3000x; b) FR ampliação 2000x; c) FAR ampliação 1000x; d) CP ampliação 3000x; e) FRCD ampliação 2000x; f) FC ampliação 1000x; g) FPT ampliação 1000x; h) CH ampliação 3000x; i) CHI ampliação 3500x

Ao analisar comparativamente a geometria das partículas apresentada na Tabela 4 e na Figura 1 com os resultados obtidos para a superfície específica dos fíleres, verifica-se que os valores para a SE aumentam conforme aumenta a irregularidade das partículas, tanto ao nível da textura superficial como ao nível da forma. Esta tendência é também verificada para o índice de vazios de *Rigden* dos materiais, no entanto para esta propriedade constata-se que existe também a influência da dimensão das partículas. Na Figura 2a é apresentada a relação obtida entre a superfície específica e o índice de vazios de *Rigden*, verificando-se que estes apresentam uma correlação linear positiva.

Tabela 4 – Avaliação da geometria das partículas de fíler

Fíler	Geometria das partículas	
	Forma	Textura superficial
CH ^(a,b,c)	Granulosa a nodular	Rugosa
CHI ^(a,b,c)	Nodular	Amorfo
CP ^(a,b,c)	Angular	Lisa a pouco rugosa
CV ^(a,c)	Esférica	Lisa
FC ^(a,b,c)	Angular e granulosa	Lisa a rugosa
FR ^(a,b,c)	Angular, granulosa e algumas esféricas	Lisa a pouco rugosa
FRCD ^(a)	Angular e granular	Lisa a Rugosa
FPT ^(a)	Angular	Rugosa
FAR ^(a)	Angular	Lisa a pouco rugosa

^a[5], ^b[6], ^c[25]

Na Tabela 5 são apresentados os resultados do número do betume, do poder absorvente e da correspondente razão volumétrica f/b_{max} de cada um dos fileres. Ambos os ensaios permitem determinar capacidade de absorção dos fileres a aplicar em misturas betuminosas, sendo assim possível verificar a razão filer/betume passível de utilização sem comprometer a trabalhabilidade da mistura e/ou mástique. Além disso são ainda apresentados nesta tabela os resultados de variação de temperatura anel e bola obtidos para mastiques produzidos com uma razão volumétrica normalizada de filer/betume (f/b) de 0,6, sendo para alguns esta relação reduzida para metade no caso dos mastiques produzidos com cal hidratada (Chi) e no caso dos mastiques produzidos com o betume PMB 45/80-65 e os restantes materiais comerciais (CP e CH).

Verifica-se que o número do betume e o poder absorvente, e consequente a razão volumétrica máxima filer/betume, dos fileres são inversamente proporcionais. Os resultados obtidos para a razão f/b_{max} variam entre os 0,36 e os 1,56, verificando-se uma grande influência do tipo de filer na viscosidade do mástique. Os fileres que apresentam maior índice de vazios de *Rigden*, e consequentemente maior superfície específica (Figura 2a), apresentam um maior número de betume e um menor poder absorvente. Na Figura 2b apresenta-se as relações entre a razão volumétrica filer/betume máxima, o número do betume e a razão volumétrica filer/betume máxima.

Tabela 5 – Avaliação do número de betume (NB), poder absorvente (PA) e variação de temperatura anel e bola (ΔT_{ab})

Filer	NB	Ligante betuminoso											
		35/50			PMB 45/80-65			35/50A			50/70		
		PA	f/b_{max}	ΔT_{ab}	PA	f/b_{max}	ΔT_{ab}	PA	f/b_{max}	ΔT_{ab}	PA	f/b_{max}	ΔT_{ab}
CH ^(a,b,c)	48	29	0,76	17,6	27	0,71	2,9*	35	0,91	27,2	35	0,91	27,1
CH ^(a,b,c)	120	21	0,53	12,1*	14	0,36	26,1*	21	0,53	23,7*	21	0,53	21,5*
CP ^(a,b,c)	40	35	0,92	19,5	32	0,84	5,3*	39	1,00	28,1	34	0,88	29,5
CV ^(a,c)	23	59	1,43	6,7	57	1,48	4,6	63	1,64	11,2	63	1,64	10,6
FC ^(a,b,c)	28	55	1,41	10,6	47	1,21	7,8	58	1,52	12,0	58	1,52	12,2
FR ^(a,b,c)	30	44	1,15	10,0	44	1,15	7,6	50	1,29	13,8	50	1,29	12,3
FRCD ^(a)	36	44	1,15	11,7	36	0,94	9,1	42	1,10	15,8	48	1,25	14,8
FPT ^(a)	36	35	0,85	14,2	35	0,91	7,8	41	1,06	18,1	41	1,06	19,0
FAR ^(a)	26	60	1,56	10,2	54	1,40	7,5	60	1,56	12,4	54	1,40	12,3

^(a) [5], ^(b) [6], ^(c) [25]. * f/b de 0,3 enquanto que os restantes apresentam um f/b de 0,6

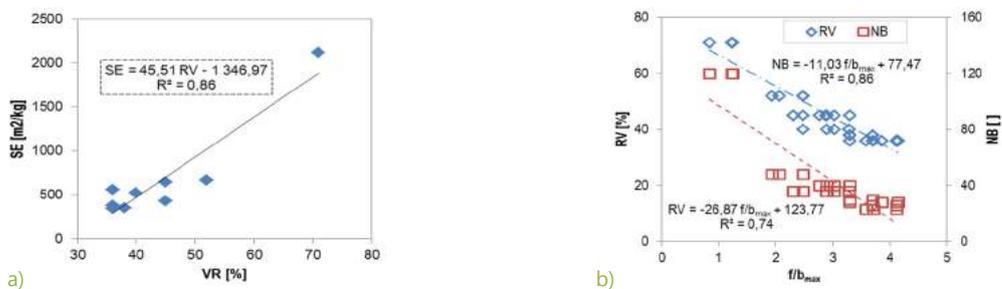


Figura 2: a) Relação entre o índice de vazios de *Rigden* (VR) e a superfície específica (SE);
 b) Relação entre a relação mássica máxima filer/betume e o índice de vazios de *Rigden* e o número de betume (NB)

As especificações utilizadas a nível nacional [10] adotam a expressão determinada num estudo realizado no *Belgium Road Research Center* [26] para a previsão da variação da temperatura anel e bola (ΔT_{ab}), sendo esta determinada em função do índice de vazios de *Rigden* (IVR) e da razão volumétrica filer/betume utilizada (f/b) como se pode observar na equação (2).

$$\Delta T_{ab} = \frac{1021,2 \times \frac{f}{b}}{(100 - IVR) - (\frac{f}{b} \times IVR)} \quad (2)$$

Com base na equação (2) foram calculados os valores de ΔT_{ab} previstos para as razões de fíler utilizadas em cada um dos mastiques, tendo em consideração o índice de vazios de *Rigden* de cada um dos fíleres. Na Figura 3a apresenta-se uma comparação dos resultados de ΔT_{ab} determinados com base na equação (2) e os resultados medidos nos ensaios. Desta é possível constatar que, de um modo geral as variações de temperatura anel e bola calculadas sobrestimam o incremento de viscosidade registado em cada um dos mastiques. Isto pode dever-se a que a equação foi criada com base num estudo realizado com um betume da classe 60/70 tradicional, o que faz com que esta equação possa estar condicionada pelo tipo de betume do estudo, betume que a nível nacional não é utilizado, nem se encontra especificado na normalização europeia. Além disto, esta expressão apenas toma em consideração o valor do índice de vazios de *Rigden* do fíler, no entanto no caso do fíler calcário (FC) e das cinzas volantes (CV) que possuem valores iguais para esta propriedade, apresentam valores diferentes para a razão volumétrica máxima fíler/betume e para os ΔT_{ab} registados.

Assim, num outro estudo [25] é apresentada a expressão (3), onde a ΔT_{ab} depende do tipo de betume utilizado, pela constante "a" e da razão entre o f/b utilizado e o f/b_{max} determinado pelo ensaio do poder absorvente, não dependendo apenas do índice de vazios de *Rigden* como na equação (2).

$$\Delta T_{ab} / a = 1737,6 \times \left(\frac{f}{b} \right) / \left(\frac{f}{b_{max}} \right) - 460,0 \quad (3)$$

Com base nesta equação foram calculados novos valores para o ΔT_{ab} , sendo os mesmos comparados com os medidos nos ensaios, conforme apresentado na Figura 3b. Como é possível observar na figura através desta expressão é possível prever valores de ΔT_{ab} com uma melhor aproximação do que através da equação (2). No entanto, no caso do betume 35/50 os resultados são ligeiramente sobrestimados.

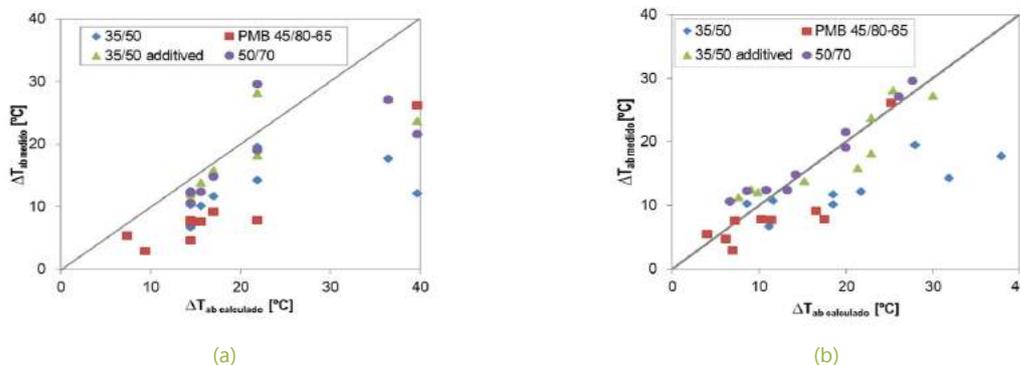


Figura 3: a) Comparação entre ΔT_{ab} medida nos ensaios e calculada pela equação (2); b) Comparação entre ΔT_{ab} medida nos ensaios e calculada pela equação (3)

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente artigo foram apresentados os principais resultados laboratoriais da caracterização física, geométrica e mecânica de um conjunto de 9 fíleres, nomeadamente cal hidráulica, cal hidratada, cimento *Portland*, cinzas volantes, fíler calcário, fíler recuperado, fíler de RCD, fíler de pó de tijolo e fíler de areia de rio. Após a obtenção destes resultados os fíleres foram misturados com quatro betumes com diferentes propriedades de forma a avaliar o efeito dos diferentes fíleres nos mastiques betuminosos.

Dos materiais em estudo considerou-se que o filer calcário, dada a elevada experiência na sua utilização no fabrico de misturas betuminosas, constituiria o material de referência. A seleção dos materiais teve como objetivo a introdução de novos tipos de fileres como alternativas ao filer de referência, sendo de realçar o interesse na utilização de fileres provenientes de subprodutos industriais e de resíduos de construção e demolição, de modo a que seja possível aumentar a percentagem de materiais valorizados contribuindo para a tangibilidade da meta proposta para o ano 2020 de 70% dos materiais valorizados.

Da caracterização efetuada sobre as amostras de filer estudadas, bem como da análise comparativa dos resultados obtidos podem tecer-se as seguintes considerações:

- i) Todos os fileres cumprem os requisitos quanto ao fuso granulométrico, valor de azul-de-metileno, teor em água, com exceção de um deles (CHi) que apresenta um teor em água superior ao preconizado; considera-se contudo que este parâmetro perde significado uma vez que o filer é sujeito a temperaturas elevadas quando da sua incorporação em central para fabrico da mistura betuminosa.
- ii) Apenas as cinzas volantes, o filer calcário, o filer recuperado e o filer de areia de rio cumprem o critério relativo ao índice de vazios de *Rigden* apresentado no CETO. No entanto, considera-se que o filer de RCD e o filer pó de tijolo, além do cimento Portland, dada a experiência na sua utilização, devem ser considerados para misturas ponderais de fileres ou totais tendo em atenção o definido na bibliografia.
- iii) A cal hidratada apresenta um elevado poder rigidificante, sendo necessário para todos os mastiques produzidos com este material utilizar metade da razão f/b.
- iv) O valor característico de superfície específica de cada filer é influenciado pela textura superficial das partículas de filer, aumentando com a rugosidade superficial das mesmas.
- v) A relação volumétrica filer/betume não é apenas influenciada pelas propriedades intrínsecas do filer, mas sim, também pelo tipo de betume, apesar de menor expressão.
- vi) O ensaio da determinação do poder absorvente é uma alternativa válida e eficaz, e que deve ser introduzido nas especificações do filer, para determinar o efeito do filer no mástico betuminoso, sendo um ensaio bastante simples e de fácil execução.
- vii) Os valores de ΔT_{ab} determinados pela equação proposta nas especificações nacionais apresentam variações consideráveis quando comparados com os resultados medidos nos ensaios; os resultados obtidos pela expressão que utiliza o f/b_{max} obtido pelo ensaio de poder absorvente, permitem obter resultados de ΔT_{ab} mais próximos dos medidos nos ensaios.

Os fileres alternativos, cinzas volantes, filer de RCD e filer de pó de tijolo, apresentam viabilidade de utilização como alternativas aos fileres comumente utilizados, apresentados muitas vezes propriedades semelhantes e em alguns casos capacidades de incremento de viscosidade semelhante aos produtos comerciais, podendo assim contemplados como substitutos destes para relações ponderais de fileres.

O ensaio de poder absorvente apresenta-se como um bom indicador da capacidade de endurecimento do masticue, pela adição do filer, permitindo prever de uma forma mais fiável as variações de temperatura de amolecimento. Como trabalhos futuros pretende-se continuar estudos, avaliando propriedades reológicas e mecânicas do masticue de forma a ser possível definir um intervalo ótimo de variação de temperatura anel e bola que deverá se obter no masticue para se obter um melhor comportamento do mesmo.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil pela disponibilização das instalações e pelos meios facultados que permitiram a realização do estudo e ainda às empresas LUSICAL - Companhia Lusitana de Cal S.A., Secil - Companhia Geral de Cal e Cimentos S.A., Paraíso da Pedra, CEPISA e PROBIGALP pela disponibilização das amostras para ensaio.

REFERÊNCIAS

- [1] F. M. Jakarni, "Adhesion of Asphalt Mixtures [PhD Thesis]," 2012.
- [2] J. Read and D. Whiteoak, *The Shell Bitumen Handbook*, 5th ed. London: Thomas Telford, 2003.
- [3] D. Little and J. Epps, "The benefits of hydrated lime in hot mix asphalt." National Lime Association, USA, 2006.
- [4] Y. Kim, *Modeling of Asphalt Concrete*. McGraw-Hill Professional, 2008.
- [5] V. Antunes, "Influência do Filer no Comportamento de Mastiques Betuminosos [Dissertação de Mestrado]," FCT-UNL, 2013.
- [6] V. Antunes, A. C. Freire, L. Quaresma, and R. Micaelo, "Influence of the geometrical and physical properties of filler in the filler-bitumen interaction," *Constr. Build. Mater.*, vol. 76, pp. 322–329, Feb. 2015.
- [7] E.-E. P. and Council, "Waste Framework Directive 2008/98/EC of 19 November," 2008.
- [8] A. C. Freire, J. Neves, A. Roque, I. Martins, M. L. Antunes, and G. Faria, "Use of Construction and Demolition Recycled Materials (C&DRM) in Road Pavements Validated on Experimental Test Sections," in *WASTES: Solutions, Treatments and Opportunities 2nd International Conference*, 2013, pp. 91–96.
- [9] IPQ, "NP EN 459-1:2011/Errata 1:2012 - Cal de construção; Parte 1: Definições, especificações e critérios de conformidade." Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2012.
- [10] EP, "Caderno de Encargos Tipo Obra 14.03 - Pavimentação. Características dos materiais." Estradas de Portugal, S.A., Almada, Portugal, 2012.
- [11] IPQ, "NP EN 1097-5:2011. Test for mechanical and physical properties of aggregates - Part 5: Determination of the water content by drying in a ventilated oven," Caparica, 2011.
- [12] IPQ, "NP EN 1097-7:2012. Determination of the particle density of filler - Pycnometer method." Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2012.
- [13] IPQ, "NP EN 196-6:2010. Methods of testing cement - Part 6: Determination of fineness." Instituto Português da Qualidade, Caparica, p. 2010.
- [14] IPQ, "NP EN 933-9:2011. Tests for geometrical properties of aggregates - Part 9: Assessment of fines - Methylene blue test." Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2011.
- [15] IPQ, "NP EN 1097-4:2012. Tests for mechanical and physical properties of aggregates - Part 4: Determination of the voids of dry compacted filler." Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2012.

- [16] H. Bahia, F. Faheem, C. Hintz, I. Al-Qadi, G. Reinke, and E. Dukatz, *Test Methods and Specification Criteria for Mineral Filler Used in HMA. NCHRP Project 9-45*. USA: Transportation Research Board, 2010.
- [17] P. S. Kandal and F. J. Parker, *NCHRP Report 405 Aggregate Tests Related to Asphalt Concrete Performance in Pavements*, Transporta. Washington, D.C.: NATIONAL ACADEMY PRESS, 1998.
- [18] IPQ, "NP EN 13179-2:2010. Tests for filler aggregate used in bituminous mixtures. Part 2: Bitumen number." Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2010.
- [19] CEN, "EN 933-10:2009. Test for geometrical properties of aggregates. Part 10: Assessment of fines - Grading of filler aggregates (air jet sieving)." European Committee for Standardization, Brussels, 2009.
- [20] ASTM, "ASTM E986 - 04 (2010). Standard Practice for Scanning Electron Microscope Beam Size Characterization." ASTM International, USA, 2010.
- [21] E. M. Pereira, "Análise granulométrica de cimentos por difracção de luz laser," Lisboa, 1995.
- [22] AFNOR, "NF P 98-256-1. Tests relating to pavements - Tests on constituents of bituminous mixtures - Part 1: Determination of fines particles absorbing capacity (in French)." AFNOR, France, 2005.
- [23] IPQ, "NP EN 1427:2010. Bitumen and bituminous binders - Determination of softening point: Ring and Ball method." Instituto Português da Qualidade, Caparica, 2010.
- [24] FGSV, "TL Asphalt StB 07 - Technische Lieferbedingungen fuer Asphaltmischgut fuer den Bau von Verkehrsflaechenbefestigungen," Cologne, Germany, 2008.
- [25] V. Antunes, A. C. Freire, L. Quaresma, and R. Micaelo, "Effect of the chemical composition of fillers in the filler – bitumen interaction," *Constr. Build. Mater.*, vol. 104, pp. 85–91, 2016.
- [26] L. Quaresma and M. Antunes, "Granitic filler in bituminous mixtures (in Portuguese). 62/02-NRP" Portugal, 2002.

REFORÇO DE VIGAS EM BETÃO ARMADO COM ARMADURAS EXTERIORES DE FRP



A. MONTEIRO
Eng.º Civil
DEC, FCT NOVA
Caparica, Portugal
antonio_monteiro1@hotmail.com



C. CHASTRE
Prof. Eng.º Civil
CERIS, ICIST, IST,
FCT NOVA
Caparica; Portugal
chastre@fct.unl.pt



H. BISCAIA
Prof. Eng.º Civil FSE,
UNIDEMI,
FCT NOVA
Caparica; Portugal
hb@fct.unl.pt



N. FRANCO
Eng.º Civil
DEC, FCT NOVA
Caparica; Portugal
noel.franco@gmail.com

SUMÁRIO

A utilização de Polímeros Reforçados com Fibras (FRP) no reforço de estruturas de Betão Armado (BA) tem tido cada vez mais aceitação devido à sua elevada resistência e rigidez, baixo peso específico e excelente resistência aos efeitos dos agentes ambientais. No entanto, actualmente, é comum utilizarem-se técnicas de reforço que dificilmente permitem tirar partido da resistência total destes materiais. Com o objectivo de explorar a capacidade total de Polímeros Reforçados com Fibras de Carbono (CFRP), foram estudadas e desenvolvidas duas novas técnicas de reforço de vigas à flexão designadas por *Continuous Reinforcement Embedded at Ends* (CREatE) e *Horizontal Near Surface Mounted Reinforcement* (HNSMR). Posteriormente realizou-se um estudo comparativo entre o desempenho destes sistemas de reforço e o de duas outras técnicas já estudadas e usuais, nomeadamente os sistemas *Externally Bonded Reinforcement* (EBR) e *Near Surface Mounted Reinforcement* (NSMR). A técnica CREatE provou ser a mais eficaz de todas as alternativas testadas mobilizando a totalidade do compósito de CFRP e dotando as vigas de BA com uma maior capacidade resistente e com uma ductilidade mais elevada. Como complemento deste trabalho experimental, desenvolveu-se também um programa de cálculo em *MATLAB*, capaz de simular o problema em estudo através de um modelo numérico de análise não linear através do equilíbrio de secções. A representatividade dos dados obtidos foi verificada através de uma análise comparativa entre os valores numéricos e os obtidos experimentalmente.

PALAVRAS-CHAVE

Betão Armado, Compósitos de CFRP, Modelação Numérica Não Linear, Reforço, Vigas

ABSTRACT

The use of Fiber Reinforced Polymers (FRP) in order to strengthen Reinforced Concrete (RC) structures has been increasingly accepted due to their strength and stiffness, low weight and excellent resistance to the effects of environmental aggressive agents. However, the bonding techniques available and described in the literature can not allow the full use of the mechanical properties of these materials and premature failures are often observed and described by several researchers. In order to explore the full capacity of CFRP composites, two new bonding strengthening techniques of RC beams when subjected to 4-point bending tests were studied and developed. For these new techniques, the designation of *Continuous Reinforcement Embedded at Ends* (CREatE) and *Horizontal Near Surface Mounted Reinforcement* (HNSMR) has been assigned. Posteriorly, a comparative study has been carried out between those strengthening systems performance and two traditional techniques, namely, the *Externally Bonded Reinforcement* (EBR) and *Near Surface Mounted Reinforcement* (NSMR). The CREatE technique has proved to be the most effective of all alternatives tested, with the full utilization of the CFRP composite and the highest strength, combined with the highest ductility. A code using MATLAB software was developed as a complement of this experimental work, which is able to simulate the problem under study through a nonlinear numerical model based on the equilibrium of sections. The representativeness of the numerical data has been verified afterwards through a comparative analysis between those and the experimental results.

KEYWORDS

Beams, CFRP composites, Nonlinear Numerical modelling, Reinforced concrete, Strengthening

1. Introdução

Existem inúmeras causas que obrigam a intervenções de reforço estrutural, nomeadamente a deterioração ou desgaste por ausência de conservação, ocorrência de acidentes e sismos. Para além das acções externas mencionadas, os erros humanos quer na fase de concepção/projecto, quer em construção, ou a necessidade de alteração do tipo de utilização da estrutura correspondem também a situações que podem originar operações de reparação ou reforço de uma estrutura. Outros factores que conduzem à necessidade de reforço estrutural têm a ver com a actualização das normas e a imposição de níveis de segurança mais elevados às acções sísmicas. As técnicas tradicionais mais utilizadas no reforço de vigas de betão armado são o reforço por adição de armaduras e betão, o reforço com chapas ou perfis de aço colado com resina epoxídica, reforço com recurso a pré-esforço exterior. Mais recentemente surgem as técnicas de reforço utilizando Polímeros Reforçados com Fibras (FRP), algumas das quais serão descritas nos pontos seguintes. Hoje em dia os compósitos de FRP constituem um importante material de construção devido às suas características de durabilidade, elevadas relações resistência-peso e rigidez-peso. Estes materiais são constituídos por uma matriz polimérica reforçada com fibras, bem como materiais de enchimento inorgânicos designados por *fillers* e outros aditivos quando se pretende incrementar determinadas propriedades ao material compósito [1].

2. TECNICAS DE REFORÇO DE VIGAS À FLEXÃO COM FRP

Desde o início da década de 1990 tem aumentado o interesse pelo reforço estrutural utilizando materiais compósitos de FRP. No reforço à flexão e ao esforço transversal de vigas ou pilares podem ser utilizadas soluções em que os tecidos formados por feixes de fibras contínuas são impregnados *in situ* com resinas epoxídicas ou soluções em que o material compósito é fornecido de fábrica num laminado de carbono, vidro ou basalto que é posteriormente colado na superfície do material a reforçar [1, 2]. A técnica conhecida por *Externally Bonded Reinforcement* (EBR) corresponde a um sistema de reforço em que os compósitos de FRP podem ser impregnados *in situ* ou apresentarem-se na forma de laminados colados nas faces tracionadas do elemento a reforçar através de adesivos epoxídicos (Figura 1) [1].

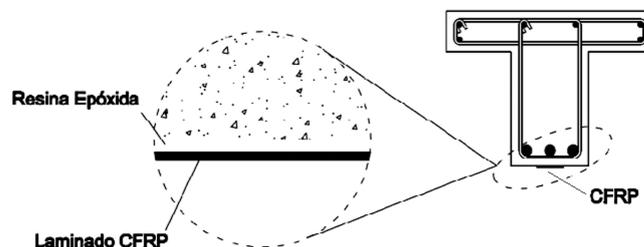


Figura 1: Secção transversal de uma viga em betão armado reforçada com a técnica EBR.

Na técnica designada por *Near Surface Mounted Reinforcement* (NSMR) são utilizados laminados inseridos em rasgos previamente abertos no recobrimento da face tracionada do elemento estrutural. A técnica NSMR (Figura 2) apresenta algumas vantagens relativamente à técnica EBR, nomeadamente uma melhor protecção aos agentes ambientais agressivos dos laminados de FRP (por estes estarem inseridos na zona do recobrimento) e menor necessidade de preparação da superfície a colar [3] e, quando aplicada em vigas de BA, verifica-se uma maior ductilidade do sistema e uma resistência final superior [2, 4]. No entanto estas técnicas têm mostrado que as roturas prematuras da ligação FRP Betão ou o destacamento do betão na zona do recobrimento entre a face inferior das armaduras e o laminado podem limitar a eficiência do reforço [2, 5].

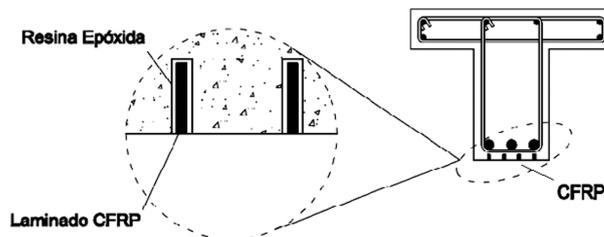


Figura 2: Seção transversal de uma viga em betão armado reforçada com a técnica NSMR.

Com o objectivo de evitar as roturas prematuras das soluções de reforço tradicional, foram desenvolvidas e estudadas duas técnicas de reforço inovadoras designadas de CREAtE (*Continuous Reinforcement Embedded at Ends*) e HNSMR (*Horizontal Near Surface Mounted Reinforcement*), cuja descrição mais detalhada e pormenorizada pode encontrar-se em [1]. Com as soluções CREAtE e HNSMR, aplicáveis em diferentes elementos estruturais, pretende-se ancorar as extremidades das armaduras de reforço ao elemento a reforçar sem o uso de dispositivos mecânicos como se verifica na técnica MF-FRP (*Mechanically Fastened*) [1, 6-8]. Na técnica CREAtE (Figura 3), as extremidades do elemento de reforço são introduzidas em furos inclinados realizados no elemento estrutural, os quais são preenchidos com um agente de aderência. Neste sistema a ancoragem é conseguida não só pela colagem mas também pelas forças de compressão das escoras que se formam em direcção aos apoios aquando do respectivo carregamento. Na técnica HNSMR (Figura 4), os elementos de reforço são introduzidos em rasgos horizontais, realizados na face lateral da viga a reforçar e ao longo do seu comprimento, aproveitando assim os esforços de compressão que se formam na zona dos apoios para a ancoragem do reforço.

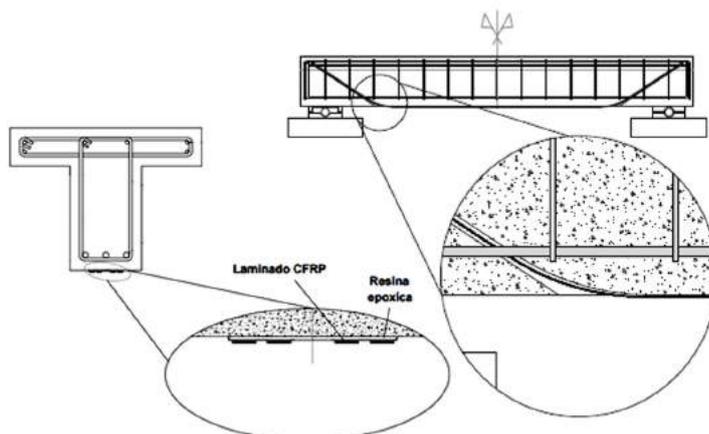


Figura 3: Pormenorização de uma viga em betão armado reforçada com a técnica CREAtE.

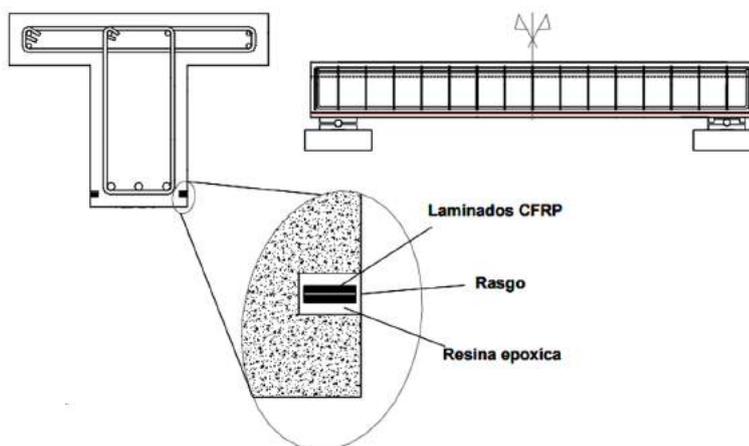


Figura 4: Pormenorização de uma viga em betão armado reforçada com a técnica HNSMR

Relativamente aos processos construtivos das técnicas em estudo, os sistemas CREatE e HNSMR revelaram grande simplicidade de aplicação. Na técnica CREatE, após o escoramento da estrutura e preparação da superfície de betão a colar, executam-se os furos com as dimensões e inclinações desejadas (Figura 5a). Para que os elementos de reforço façam uma transição mais suave para o interior dos furos, evitando assim concentrações de tensões indesejadas entre o betão e o FRP nestas zonas. Para tal, nesta superfície deve-se realizar uma curva de transição com um raio constante e devem-se eliminar todas as arestas existentes que possam prejudicar o funcionamento do sistema (Figura 5b). Após a limpeza dos furos e de toda a superfície de betão intervencionada, o agente de aderência poderá ser aplicado tanto no interior dos furos como à superfície e ao longo da área de colagem entre o reforço e o elemento estrutural. Por fim, respeitando o *pot life* do adesivo epoxídico, procede-se à colagem das armaduras de reforço introduzindo as suas extremidades no interior dos furos e pressionando as zonas intermédias contra o elemento a reforçar (Figura 5c).

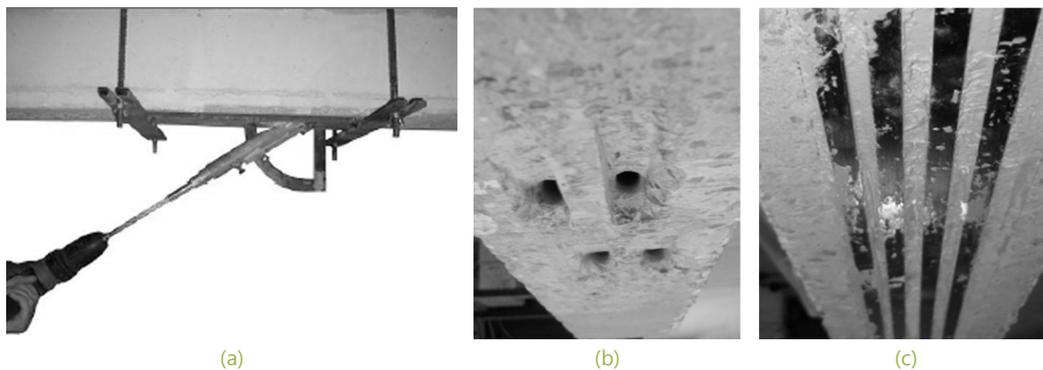


Figura 5: Principais procedimentos para a instalação da técnica CREatE: (a) execução dos furos no elemento estrutural; (b) vista dos furos para ancoragem das armaduras de reforço; e (c) armaduras de reforço coladas ao elemento estrutural de betão.

O processo construtivo da técnica HNSMR inicia-se com a abertura dos rasgos na face lateral da alma da viga e ao longo de todo o seu comprimento, interceptando a zona dos apoios (Figuras 6a e 6b). Após preparação das armaduras de reforço e respectiva limpeza das zonas a intervir, procede-se à aplicação do adesivo epoxídico no interior dos rasgos. De imediato são introduzidas as armaduras de reforço nos rasgos já preenchidos com o agente de colagem e, finalmente, com uma espátula, procede-se à remoção do excesso de resina epoxídica que, entretanto, saiu do interior dos rasgos (Figura 6c).

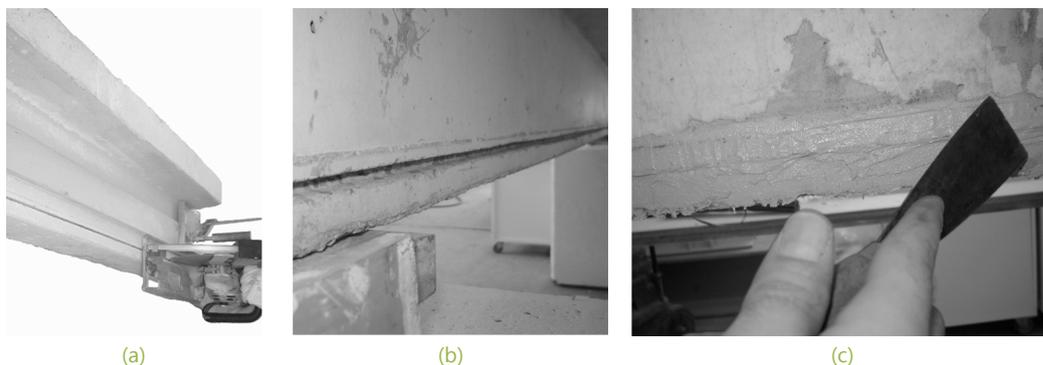


Figura 6: Principais procedimentos para a instalação da técnica HNSMR: (a) abertura dos rasgos horizontais no elemento estrutural de betão; (b) vista dos rasgos horizontais para aplicação do adesivo epoxídico e instalação da armadura de reforço; (c) selagem da armadura de reforço com adesivo epoxídico.

3. Programa Experimental

3.1 Modelos de vigas utilizados

Com o objetivo de estudar diversas técnicas de reforço de vigas de betão armado foi desenvolvido um programa experimental em que foram ensaiadas mais de 30 vigas, das quais se seleccionaram para este artigo cinco vigas idênticas, quatro das quais foram reforçadas e ensaiadas com as técnicas CREatE e HNSMR e uma foi testada sem qualquer tipo de reforço e cujos resultados serviram como referência. As vigas utilizadas neste estudo, com 0,32 m de altura e 3,3 m de comprimento, tinham uma secção transversal em forma de "T". O banzo das vigas tinha uma altura de 0,08 m e 0,4 m de largura, enquanto a alma tinha 0,22 m de altura e 0,15 m de largura. No que diz respeito às armaduras ordinárias, todas as vigas foram dimensionadas com varões longitudinais inferiores de 12 mm (3Φ12), superior de 8 mm (6Φ8) e estribos de Φ6//150. A Figura 7 mostra a pormenorização dos modelos de vigas utilizados no âmbito deste estudo.

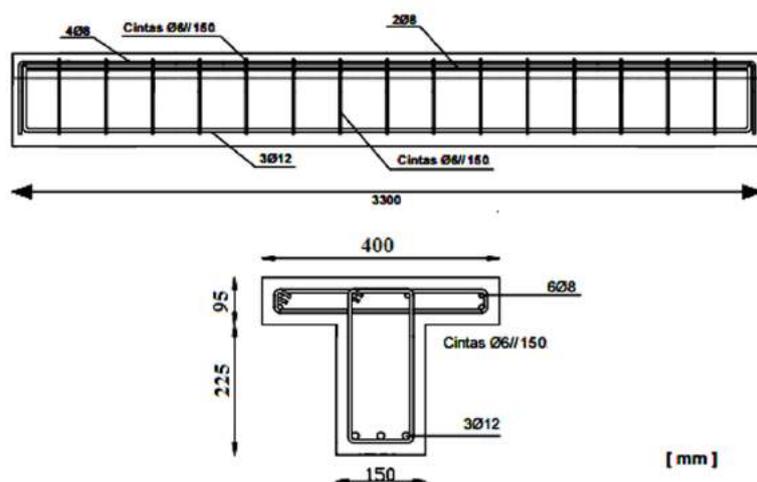


Figura 7: Pormenorização dos modelos das vigas utilizadas

De entre as cinco vigas seleccionadas para o presente estudo, foi adoptada a definição de V1 para a viga de referência (sem armadura de reforço), V7 e V8 para as vigas reforçadas com a técnica CREatE e V9 e V10 para as vigas reforçadas com a técnica HNSMR. A Tabela 1 apresenta a designação de cada viga com a indicação das armaduras ordinárias e tipo de reforço utilizados.

Tabela 1 - Armaduras ordinárias e reforço utilizado nas vigas V1, V7, V8, V9 e V10 em BA

Designação das vigas	Técnica	Armaduras longitudinais Velocidade (km/h)		Armaduras transversais	CFRP
		Superior	Inferior		
V1	--				Sem reforço
V7	CREatE	6Φ8	3Φ12	Φ6//150	4x10x1,4 mm ²
V8	CREatE				
V9	HNSMR				
V10	HNSMR				

3.2 Instrumentação, sistema e procedimento de ensaio

Foi criado um sistema de ensaio que permitisse testar as vigas em estudo à flexão de 4 pontos, como elementos estruturais bi-apoiados (Figura 8). Posicionados sobre dois blocos maciços de betão armado que proporcionaram a altura para o vão da viga, dois apoios metálicos, um fixo e outro móvel, conferiram a isostatia desejada para o sistema de cargas a aplicar à viga. As cargas foram aplicadas a 1/3 e 2/3 de vão por intermédio de dois perfis metálicos dispostos perpendicularmente, um em relação ao outro, e através de 2 cilindros hidráulicos ENERPAC RRH307 colocados simetricamente sobre os perfis metálicos. A transferência de cargas entre os perfis metálicos e as vigas foi concretizada através de dois outros apoios, um fixo e outro móvel, posicionados sobre a face superior da viga. As reacções às cargas actuantes foram aplicadas na laje do laboratório e foram quantificadas através de duas células de carga TML CLC – 200KNA.

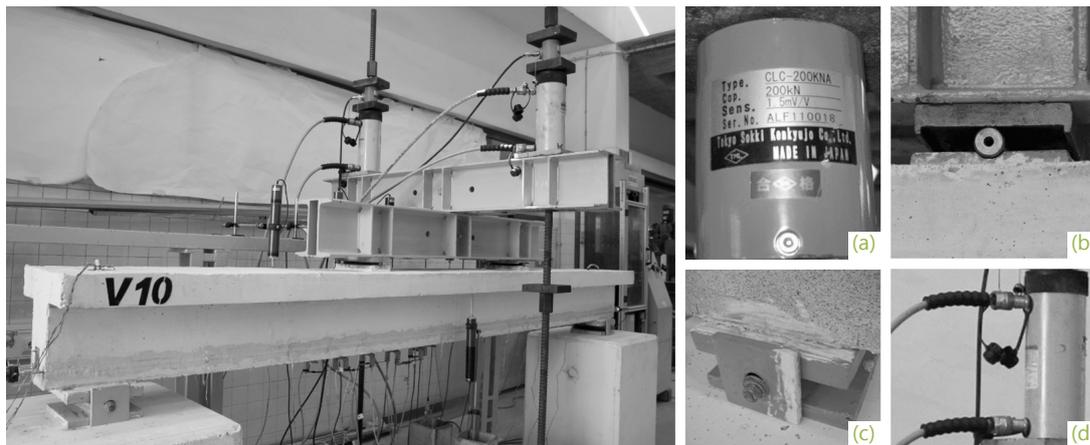


Figura 8: Sistema de ensaio: a) célula de carga; b) apoio dos perfis metálicos; c) apoio móvel; d) cilindro hidráulico

As vigas testadas foram instrumentadas com extensómetros, transdutores de deslocamentos e células de carga. Para o controlo das extensões nas armaduras ordinárias foram utilizados extensómetros eléctricos de resistência TML-FLA-5-11 em todas as vigas. Ao nível dos laminados de CFRP foram utilizados, no total, 11 extensómetros em cada viga. Para a quantificação dos deslocamentos verticais ao longo do vão, foram utilizados 8 transdutores de deslocamento, um dos quais posicionados a meio vão com um curso de 500 mm que permitiu medir deslocamentos maiores (TML-DP-500E). Os restantes 7 transdutores de deslocamentos foram alinhados na superfície do banzo da viga e tinham um curso máximo de 100 mm (TML-CDP100). Com o objectivo de controlar o escorregamento dos laminados de CFRP no interior dos rasgos das vigas reforçadas com a técnica HNSMR (V9 e V10), foram utilizados 2 transdutores de deslocamento com um curso total de 50 mm (TML-CDP50). Para a quantificação das curvaturas médias das secções transversais ao longo do comprimento da viga, foram concebidos 10 transdutores de deslocamentos horizontais. A estrutura destes transdutores foi baseada num pequeno pórtico constituído por duas barras rígidas de alumínio ligadas por uma chapa flexível em aço, sobre a qual foram colocados 4 extensómetros dispostos dois a dois (a 1/3 e 2/3 do vão da chapa) formando assim uma ponte completa de *Wheatstone*. Cada um destes transdutores foi encaixado em duas chapas metálicas fixadas na viga e a funcionar como dois apoios rotulados. As curvaturas médias para cada secção transversal foram determinadas através dos deslocamentos obtidos por cada conjunto de 2 transdutores posicionados em diferentes alturas da viga e segundo o mesmo eixo vertical. Todos os dispositivos de instrumentação foram ligados a um *datalogger* HBM Centripede 100-UPM100 com capacidade para 60 canais ou a um *datalogger* HBM Spider 8.

O conjunto de trabalhos experimentais realizados, compreenderam dois tipos de ensaios distintos. Com o objectivo de estudar a capacidade resistente última e respectivo comportamento ao longo do carregamento realizaram-se ensaios monotónicos. No sentido de se analisar o efeito de eventuais problemas de fadiga no desempenho de ambos os sistemas, realizaram-se também ensaios cíclicos. A Tabela 2 apresenta o tipo de carregamento, monotónico ou cíclico, utilizado nos ensaios das vigas testadas.

Tabela 2 - Tipos de carregamento

Viga	Técnica	Carregamento
V1	--	Monotónico
V7	CREatE	Cíclico
V8	CREatE	Monotónico
V9	HNSMR	Monotónico
V10	HNSMR	Cíclico

3.3 Caracterização dos materiais

Com o objectivo de definir as propriedades dos materiais constituintes dos sistemas de reforço estudados, realizou-se um conjunto de ensaios experimentais. Para a caracterização das armaduras de aço, utilizaram-se amostras de varões de 6, 8 e 12 mm da classe A500. Para os varões de $\Phi 6$ obteve-se um valor médio de tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% de 568 MPa, enquanto que para os varões de $\Phi 8$ e $\Phi 12$ obtiveram-se valores médios de tensão de cedência de 566 MPa e 546 MPa, respectivamente [2]. Relativamente à caracterização do betão utilizado nas vigas estudadas, testaram-se 3 provetes cúbicos com 150 mm de aresta aos 28 dias, através dos quais se obteve um valor médio de tensão de rotura à compressão de 23,1 MPa [2].

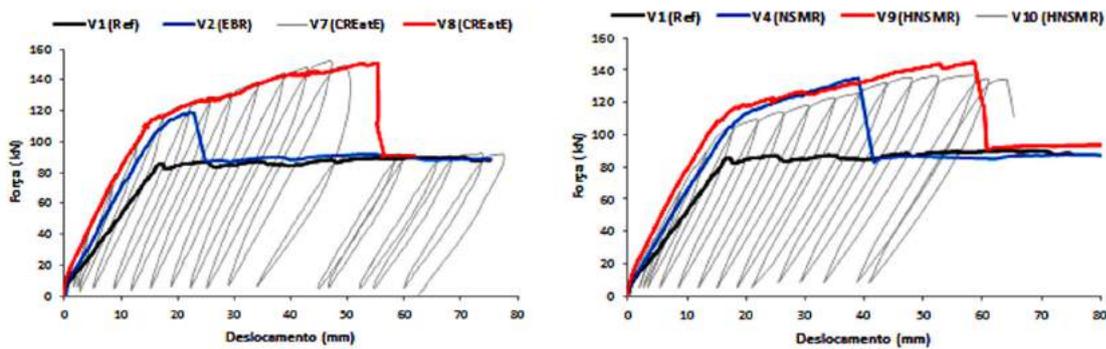
O agente de aderência utilizado foi a resina epoxídica S&P220, cujas propriedades mecânicas foram determinadas através de ensaios à flexão de 3 provetes, tendo-se obtido um módulo de elasticidade médio de 0,79 GPa, uma extensão na rotura à tracção por flexão de 3,65% e uma tensão de rotura à tracção por flexão de 29 MPa. No que se refere aos laminados de CFRP utilizados, foram também testados à tracção 5 provetes tendo-se obtido um módulo de elasticidade médio de 159 GPa, uma extensão de rotura média de 1,03% e uma tensão de rotura média de 1565 MPa.

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS

No sentido de compreender a contribuição da ancoragem das extremidades das armaduras de reforço nos sistemas CREatE e HNSMR os resultados das vigas reforçadas com as técnicas CREatE (V7 e V8) e HNSMR (V9 e V10) foram comparadas com vigas idênticas apresentadas nos trabalhos de Carvalho (2011) mas reforçadas com as técnicas EBR (V2) e NSMR (V4), ambas descritas detalhadamente em [2]. A Tabela 3 indica os valores de força na cedência das armaduras ordinárias (F_y) e na rotura (F_r), deslocamento a meio vão na cedência das armaduras ordinárias (δ_y) e na rotura (δ_r) e extensão no CFRP a meio vão aquando da cedência das armaduras ordinárias ($\epsilon_{f_{max,y}}$) e na rotura ($\epsilon_{f_{max,r}}$) obtidos com as vigas V1 (Ref.), V2 (EBR), V4 (NSMR), V8 (CREatE) e V9 (HNSMR). A Figura 9 mostra a resposta Força vs Deslocamento a meio vão obtida nos ensaios das vigas de BA. Por outro lado, a Figura 10 apresenta a distribuição de Extensões no CFRP ao longo do comprimento das vigas de BA.

Tabela 3 - Resultados Experimentais das vigas V1, V2, V4, V8 e V9.

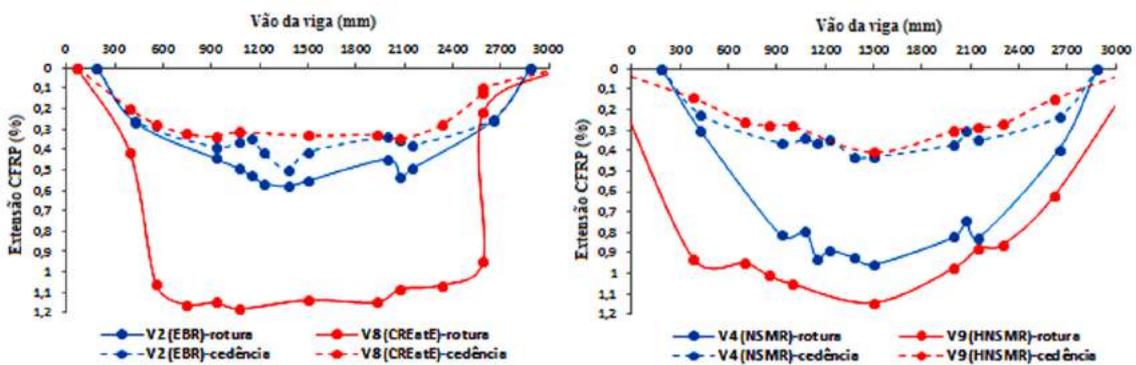
Viga	Força vs Deslocamento				Extensão nos laminados de CFRP			
	Fy (kN)	δ_y (mm)	Fr (kN)	δ_r (mm)	$\epsilon_{fmax,y}$ (%)	$\epsilon_{fmax,r}$ (%)	ϵ_{fu} (%)	β_u (%)
V1 (Ref.)	85,5	16,8	-	-	-	-	-	-
V2 (EBR)	107,6	16,6	119	22,22	0,35	0,55	1,05	52,4
V8 (CREatE)	110	14,8	150,7	55,5	0,35	1,18	1,03	>100
V4 (NSMR)	104	17	135,1	39,02	0,32	0,96	1,03	>100
V9 (HNSMR)	108,5	15,65	144,9	58,65	0,41	1,14	1,03	>100



(a)

(b)

Figura 9: Resposta Força vs Deslocamento a meio vão das vigas: (a) V1, V2, V7 e V8; e (b) V1, V4, V9 e V10.



(a)

(b)

Figura 10: Distribuição das extensões no composto de CFRP ao longo do comprimento das vigas: (a) V2 e V8; e (b) V4 e V9.

Observando a Tabela 3 e a Figura 9a, verifica-se que a viga reforçada com a técnica CREaTE apresenta um desempenho melhor comparativamente à técnica EBR. A viga V2 (EBR) mostrou menor rigidez do que a viga V8 (CREaTE). Comparativamente à técnica EBR, a técnica CREaTE permitiu incrementos de força de 2,2% na cedência das armaduras e de 26,6% na rotura. Quanto às extensões no CFRP, de acordo com a Figura 10, constata-se que na cedência das armaduras ordinárias os laminados de CFRP usados nas técnicas CREaTE e EBR apresentam valores semelhantes de extensão, facto que não se verificou na rotura, em que a técnica CREaTE permitiu alcançar o valor da extensão última do laminado (ϵ_{ru}), enquanto a técnica EBR apenas permitiu atingir um grau de utilização do laminado (β_u) de 52,4% desse valor.

De acordo com a Tabela 3 e Figura 9b constata-se que, de uma forma geral, as vigas reforçadas com a técnica HNSMR apresentaram melhor comportamento comparativamente à técnica NSMR. Relativamente à viga V4 (NSMR), a viga V9 (HNSMR) possibilitou aumentos de força de 4,3% no instante de cedência das armaduras ordinárias e de 7,27% aquando da rotura do sistema. No que se refere à extensão dos laminados de CFRP, ao contrário da viga V4 (NSMR) em que a rotura ocorreu para uma extensão de 93,2% do respectivo valor último, o sistema HNSMR permitiu à viga V9 alcançar os valores da extensão última dos laminados de reforço.

No que diz respeito aos modos de rotura, para as vigas reforçadas com a técnica CREaTE, no decorrer dos ensaios monotónico (V8) e cíclico (V7), verificou-se que à medida que se formavam as fendas de flexão (Figura 11a), os laminados de CFRP descolaram nas zonas intermédias das vigas (Figura 11b). Numa fase mais avançada dos ensaios observaram-se também fenómenos de esmagamento do betão nas zonas comprimidas, junto ao ponto de aplicação das cargas (Figura 11c). A rotura dos laminados surgiu posteriormente, de forma sequencial, nos locais de formação das rótulas plásticas sem se ter registado qualquer anomalia nas zonas de ancoragem das armaduras de reforço.

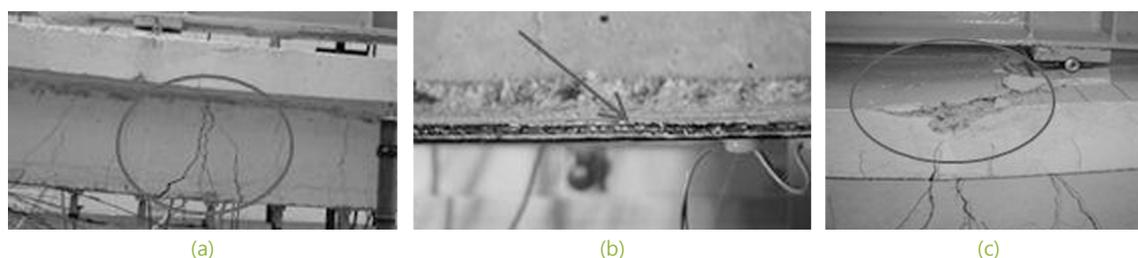


Figura 11: Pormenores das vigas V7 e V8 aquando da rotura: (a) fendas de flexão (entre aplicação de cargas) após rotura do compósito de CFRP; (b) descolamento do compósito de CFRP em zonas intermédias da viga; e (c) esmagamento do betão nas zonas comprimidas.

Quanto aos modelos reforçados com a técnica HNSMR, verificaram-se modos de rotura diferentes entre os ensaios monotónicos (V9) e os ensaios cíclicos (V10), apesar de em ambos ter sido atingida a extensão última do laminado. Enquanto na viga V9 se verificou o escorregamento de um dos laminados com conseqüente destacamento do recobrimento (Figura 12a), na viga V10 assistiu-se à rotura total dos laminados no interior dos rasgos nos locais de formação das rótulas plásticas da viga de BA (Figura 12b).



Figura 12: Pormenores das vigas V9 e V10 aquando da rotura: (a) destacamento do recobrimento na viga V9; (b) rotura do CFRP no interior do rasgo da viga V10.

5. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Como complemento ao estudo experimental, desenvolveu-se um programa de cálculo em MATLAB com o intuito de fornecer valores numéricos e possibilitar a comparação com os resultados obtidos experimentalmente. Nesta modelação admitiu-se que as secções se mantêm planas após a sua deformação e que as extensões se desenvolvem linearmente ao longo da secção transversal da viga. As leis constitutivas dos materiais usados foram consideradas na modelação. Para o comportamento dos varões de aço, considerou-se o modelo proposto em 1975 por Park Pauley para varões longitudinais de aço laminado a quente (Figura 13a) [4].

Para modelar o comportamento do betão em compressão, adoptou-se o modelo de comportamento simples destinado a análise não linear proposto pelo Eurocódigo 2 (Figura 13b), considerando que a extensão última ocorre para valores de 0,35% e a extensão correspondente à tensão máxima varia, dependendo da respectiva tensão de rotura à compressão [9]. Para simular o comportamento do betão em tracção recorreu-se ao modelo de tensão-deformação proposto pelo Model Code 2010, o qual é composto por dois diagramas: um para os instantes de pré-fendilhação e outro para a fase de pós-fendilhação do betão (Figura 13c) [10]. Como alternativa ao modelo proposto pelo Model Code 2010, considerou-se ainda a fórmula proposta por Popovics (Figura 13d) [1, 10]. Para o compósito de CFRP, assumiu-se um modelo constitutivo linear conforme se mostra na Figura 13e.

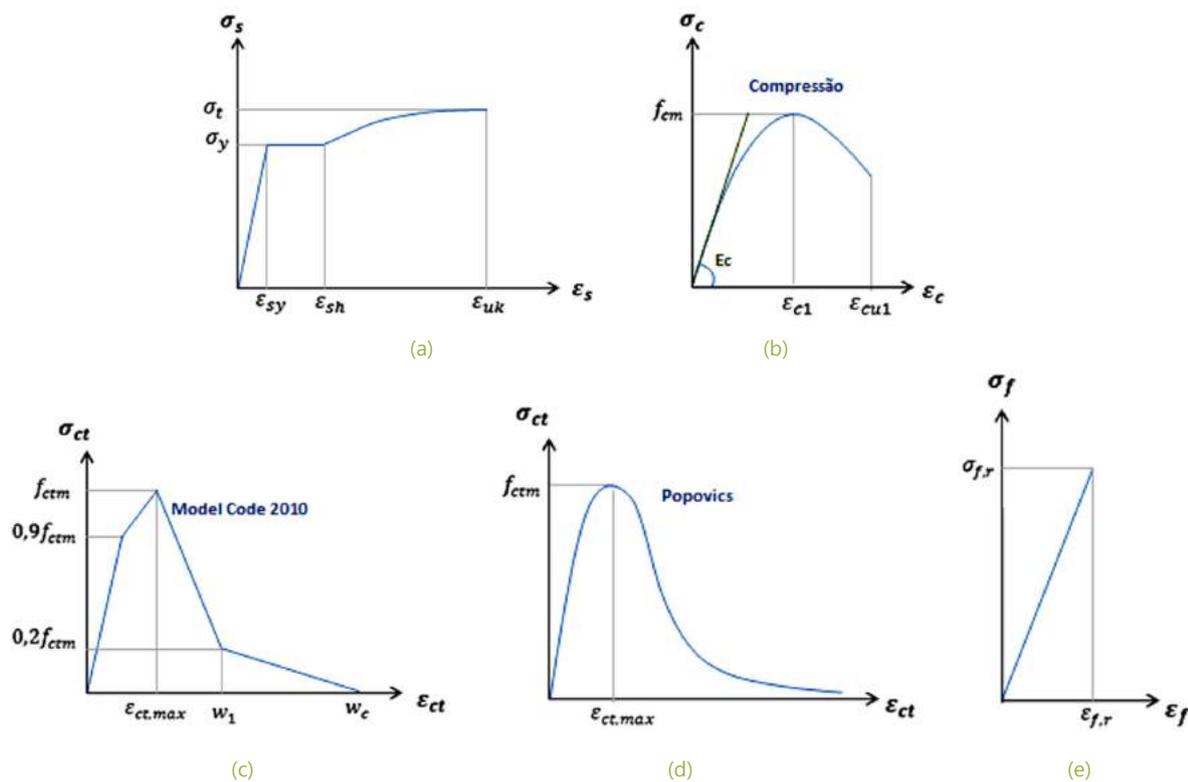


Figura 13: Leis constitutivas dos materiais assumidas na modelação numérica: (a) diagrama tensão-deformação das armaduras ordinárias; (b) betão simples à compressão; (c) betão simples à tracção de acordo com o MC 2010 [10]; (d) betão simples à tracção de acordo com a fórmula proposta por Popovics [11]; e (e) compósito de CFRP.

De acordo com os modos de rotura característicos de cada elemento em estudo, considerou-se como critério de rotura a limitação da extensão do material condicionante. Atendendo aos resultados obtidos nos ensaios com as técnicas CREaE e HNSMR, optou-se por limitar a extensão do compósito de CFRP ao valor médio da extensão última obtido nos ensaios de caracterização deste material ($\epsilon_{fm} = 1,03\%$).

Através de cálculo iterativo, e com base em valores atribuídos para a linha neutra e extensão no compósito de CFRP, o modelo determina o campo de extensões na secção transversal da viga. De acordo com as leis constitutivas dos materiais e, uma vez obtido o campo de deformações da secção, o campo de tensões fica definido permitindo efectuar o respectivo equilíbrio de forças (N) e momentos flectores (M) de acordo com as expressões (1 e 2):

$$N = \sum_{i=1}^{nc} f_c^i \cdot A_c^i + \sum_{i=1}^{ns} f_s^i \cdot A_s^i + \sum_{i=1}^{nf} f_f^i \cdot A_f^i \tag{1}$$

$$M = \sum_{i=1}^{nc} f_c^i \cdot A_c^i \cdot y_c^i + \sum_{i=1}^{ns} f_s^i \cdot A_s^i \cdot y_s^i + \sum_{i=1}^{nf} f_f^i \cdot A_f^i \cdot y_f^i \tag{2}$$

Onde, f_c , f_s e f_f referem-se, respectivamente, às tensões no betão, aço e FRP e A corresponde à área do filamento i para os mesmos materiais.

As Figuras 14 a 15 mostram os diagramas Força-Deslocamento a meio vão e Momento-Extensão a meio vão obtidos numérica e experimentalmente. As Figuras 16 e 17 apresentam os diagramas Tensão-Extensão no betão, aço e CFRP aquando da fendilhação do betão, cedência das armaduras e rotura do compósito de CFRP.

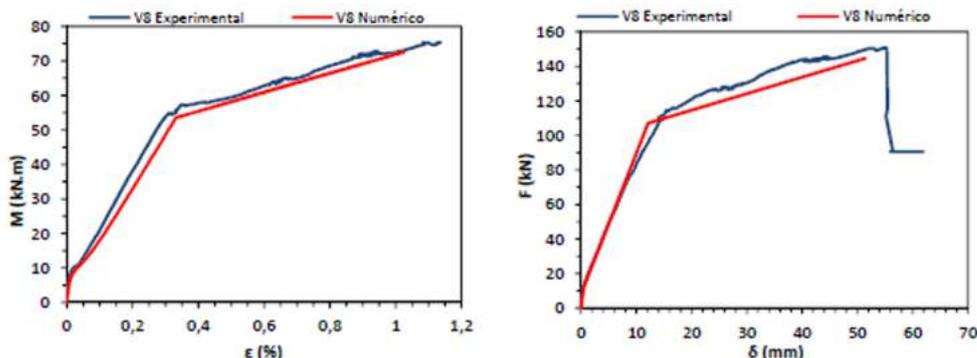


Figura 14: Diagramas Momento-Extensão no FRP e Força-Deslocamento a meio vão da viga V8 (CREaE).

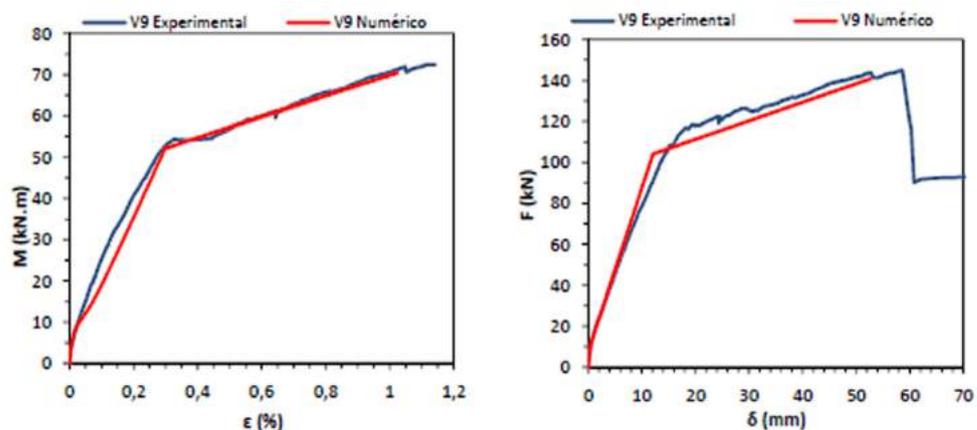


Figura 15: Diagramas Momento-Extensão no FRP e Força-Deslocamento da viga V9 (HNSMR).

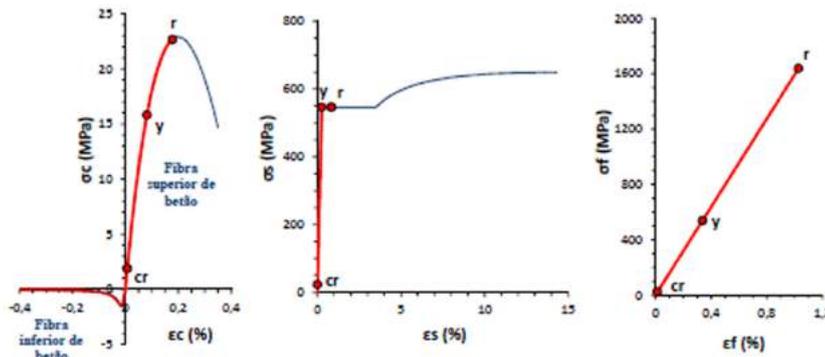


Figura 16: Diagramas Tensão-Extensão do betão, aço e CFRP para fendilhação (cr), cedência (y) e rotura (r) da viga V8 (CREatE).

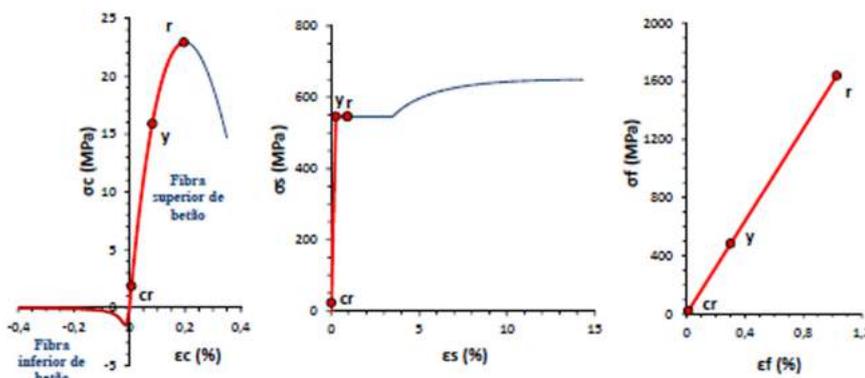


Figura 17: Diagramas Tensão-Extensão do betão, aço e CFRP para os instantes de fendilhação (cr), cedência (y) e rotura (r) da viga V9 (HNSMR).

Pela análise das Figuras 14 e 15 é possível constatar que, apesar das ligeiras diferenças observadas nos deslocamentos verticais perto do instante de cedência das armaduras, de uma forma geral, os resultados obtidos pela modelação numérica não linear conseguem estimar razoavelmente os resultados experimentais.

6. CONCLUSÕES

No que se refere ao comportamento estrutural das técnicas CREatE e HNSMR, verificou-se que ambas permitiram incrementos de resistência bastante semelhantes, com aumentos de força máxima de 76% e 70%, respectivamente, em relação à viga não reforçada (V1). Em relação à rigidez global de ambos os sistemas estudados, constatou-se que a técnica CREatE apresentou valores superiores aos obtidos com a técnica HNSMR. Os sistemas CREatE e HNSMR permitiram ainda aumentos significativos de ductilidade, comparativamente aos sistemas EBR e NSMR. No que se refere aos mecanismos de rotura, também as técnicas CREatE e HNSMR permitiram mobilizar totalmente a resistência do CFRP. Em relação aos ensaios cíclicos, constatou-se que a natureza deste tipo de carregamento não prejudicou a resposta da estrutura com os sistemas de reforço CREatE e HNSMR. No que se refere aos processos de aplicação das técnicas CREatE e HNSMR, verificou-se que ambas se revelaram fáceis de executar. É, no entanto, importante realçar um dos principais inconvenientes da técnica HNSMR, no que se refere à dificuldade de introdução das armaduras de reforço, junto aos apoios de vigas pertencentes a estruturas porticadas tridimensionais.

A utilização da técnica HNSMR em estruturas porticadas tridimensionais pode, no entanto, apresentar dificuldades na introdução das armaduras de reforço no interior dos elementos estruturais, nas zonas junto aos apoios, representando assim um dos principais inconvenientes deste sistema.

Este estudo permitiu asseverar que a técnica CREAtE é aquela que permite às vigas de BA ter o melhor desempenho à flexão, permitindo um grande aumento de carga aquando da cedência da armadura ordinária e da carga de rotura. A versatilidade na aplicação desta nova técnica permite aplicar as armaduras de reforço coladas pelo exterior ou inseridas no recobrimento, tirando assim partido das vantagens associadas aos métodos de reforço tradicionais EBR e NSMR.

A simulação dos ensaios das vigas estudadas possibilitou a obtenção de valores numéricos bastante próximos dos resultados experimentais, concluindo-se que o programa produzido em MATLAB pode ser considerado uma ferramenta válida e eficaz no dimensionamento de sistemas de reforço com compósitos de CFRP.

REFERÊNCIAS

- [1] Monteiro A., *Reforço de vigas de betão armado com armaduras exteriores de FRP*, 2014, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- [2] Carvalho T., *Reforço à flexão de vigas de betão armado com compósitos de CFRP*, 2011, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- [3] Chastre C., *Materiais e tecnologias de reforço de estruturas de betão – potencialidade e limitações*, in REHABEND 2014 – Congresso Latinoamericano “Patologia de la construcción, Tecnología de la rehabilitación y gestión del patrimonio”, 2014, Santander.
- [4] Rodrigues C., *Comportamento às ações cíclicas de pilares de betão armado reforçados com materiais compósitos*, 2005, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- [5] Biscaia H. et al., “Factors influencing the performance of externally bonded reinforcement systems of GFRP composites”, *Materials and Structures*, 48(9): pp. 2961-2981.
- [6] Bank L., “Mechanically-Fastened FRP (MF-FRP) – A viable alternative for Strengthening RC Members”, in *FRP Composites in Civil Engineering – CICE 2004*, 2004, pp. 3-15.
- [7] Breña S.F., McGuirk G.N., “Advances on the behavior characterization of FRP anchored carbon fiber-reinforced polymer (CFRP) sheets used to strengthen concrete elements”. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 7(1): pp. 3-16.
- [8] Napoli A., *RC Structures Strengthened with Mechanically Fastened FRP Systems*, 2012, University of Miami: Florida.
- [9] Eurocódigo 2 – NP EN 1992-1-1 2010, *Projecto de estruturas de betão armado, Regras gerais e regras para edifícios*, 2010.
- [10] FiB, *Model Code 2010 – Final draft*, 2011
- [11] Popovics S. “A numerical approach to the complete stress–strain curve of concrete”. *Cement and Concrete Research*, 3(5): pp. 583-99.

EFEITOS DINÂMICOS INDUZIDOS POR TRÁFEGO FERROVIÁRIO EM PONTES DE ALVENARIA DE PEDRA: MODELAÇÃO NUMÉRICA, CALIBRAÇÃO EXPERIMENTAL E SIMULAÇÃO



C. CARDOSO

Eng.º Civil
FEUP / AdF
Porto; Portugal
carlos.mendescardoso@gmail.com



D. RIBEIRO

Prof. Adjunto
CONSTRUCT-ISEP
Porto; Portugal
drr@isep.ipp.pt



R. CALÇADA

Prof. Catedrático
CONSTRUCT-FEUP
Porto; Portugal
ruiabc@fe.up.ptt

SUMÁRIO

O presente artigo descreve a modelação numérica e a calibração experimental da ponte ferroviária de Durrães, uma ponte em arco de alvenaria de pedra, e de um comboio de mercadorias da CP Carga. O objetivo central passa ainda pela realização de análises dinâmicas com interação ponte-comboio, com o intuito de avaliar os limites de exploração da via, enquadrado no âmbito do projeto de I&D StoneArcRail.

Foram desenvolvidos modelos numéricos de elementos finitos tridimensionais para a ponte e veículo com base no programa ANSYS. São descritos os ensaios dinâmicos realizados à ponte e veículo tendo em vista a identificação de parâmetros modais da estrutura e proceder à sua calibração. A calibração foi realizada recorrendo a uma metodologia iterativa com base num algoritmo genético. Os resultados da calibração evidenciaram uma boa concordância entre as respostas modais numéricas e experimentais.

A análise dinâmica da estrutura à passagem do comboio de mercadorias foi realizada no programa TBI para velocidades de circulação entre 80 km/h e 180 km/h e considerando as irregularidades medidas da via. Os resultados mostraram não existirem amplificações significativas das respostas dinâmicas para velocidades de circulação correntes, devido sobretudo à elevada rigidez da ponte. Os resultados demonstraram ainda a influência da inclusão das irregularidades da via nos valores das acelerações na plataforma do veículo.

A metodologia implementada demonstrou ser extremamente útil na avaliação de estruturas existentes, em particular de estruturas antigas, permitindo realizar verificações associadas à segurança da estrutura e da via.

PALAVRAS-CHAVE

Comboio de mercadorias; ensaio dinâmico; interação ponte-comboio; modelação numérica; pontes em arco de alvenaria

ABSTRACT

This paper focuses on the calibration and numerical modeling of the Durrães railway bridge, a stone masonry arch bridge, and also the calibration and numerical modeling of a freight train owned by the company CP Carga. In the context of the StoneArcRail R&D project, the main objective is to perform a dynamic analysis of train-bridge interaction system in order to identify the exploration limits of the bridge.

Three-dimensional finite element models of the Durrães bridge and the train wagon were developed in ANSYS. Dynamic tests performed in the bridge and the train are presented, which allowed the identification of modal parameters and were the basis of the numerical model calibration. In the calibration process, genetic algorithms were used and the results showed a good correlation between the numerical and experimental modal parameters.

In the context of the dynamic analysis of the structure under the passage of the freight train, the response of the structure for different train speeds between 80 and 180 km/h was analysed using the program TBI, considering the effect of real irregularities. The bridge revealed high stiffness in the vertical direction, therefore there was no strong amplification of the response for normal circulation speed. With the consideration of track irregularities in the analysis, strong accelerations were verified in the vehicle.

This methodology to evaluate the behaviour of existing structures proved to be very useful to evaluate the performance of the bridge in terms of structural safety and track safety.

KEYWORDS

Dynamic test; freight train; numerical modelling; stone-arch bridges; train-bridge interaction.

1. Introdução

No contexto de identificação de limites de exploração em pontes ferroviárias em arco de alvenaria de pedra foi estabelecido um projeto de investigação envolvendo várias estruturas integradas na rede ferroviária portuguesa. A existência de um elevado número de pontes com esta morfologia em funcionamento justifica o estudo aprofundado desta tipologia estrutural, de modo a garantir níveis adequados de segurança para níveis de carga e velocidades de tráfego mais elevadas.

Estima-se que a maioria das pontes em arco de alvenaria existentes em Portugal tenham uma idade superior a 100 anos. Existem portanto fortes incertezas associadas ao estado de conservação e consequentemente ao seu comportamento estrutural, sendo que a sua caracterização é fundamental no processo de identificação de limites de exploração. Neste sentido, mostra-se essencial a realização de campanhas experimentais, em especial de ensaios não destrutivos, com vista a uma caracterização estrutural detalhada, como descrito em [1].

Metodologias de análise de pontes em arco de alvenaria a partir de ensaios experimentais são apresentadas por Costa, *et al.* [2] e Domede [3]. Os resultados das campanhas experimentais permitirão calibrar e validar os modelos numéricos desenvolvidos, de forma a serem eficazmente utilizados em simulações numéricas. Recorrendo a estas simulações é possível avaliar a influência de diferentes componentes estruturais nas respostas da ponte, assim como compreender a influência das variáveis associadas ao tráfego ferroviário na resposta estrutural.

Nos últimos anos, o aumento da velocidade de circulação dos comboios associado a alterações das cargas por eixo ao longo da vida da estrutura têm lançado novas exigências ao nível do comportamento dinâmico das estruturas ferroviárias. A realização de análises dinâmicas detalhadas mostra-se assim cada vez mais importante na avaliação de limites de exploração. Estas análises têm habitualmente por base o método dos elementos finitos na modelação da ponte e poderão ser do tipo cargas-móveis, que envolvem menor esforço computacional e resultados limitados ou considerar a interação ponte-comboio. A consideração da interação implica a modelação numérica do veículo e envolve maior esforço computacional, permitindo a avaliação de respostas no veículo, a estabilidade do contacto roda-carril e os efeitos das irregularidades da via. Análises com interação ponte-comboio são descritas por Ribeiro [4], Song [5] e Fryba [6], com diferentes abordagens no que diz respeito à modelação do veículo.

Este artigo apresenta as campanhas experimentais realizadas na ponte de Durrães, uma ponte em arco de alvenaria de pedra e o ensaio dinâmico do vagão de mercadorias da série Kbs, um veículo de dois eixos. São apresentados numa primeira fase os ensaios dinâmicos realizados à ponte e ao comboio com o intuito de avaliar parâmetros modais das estruturas. Numa segunda fase, são descritos os modelos numéricos da ponte e do comboio desenvolvidos no *software* ANSYS [7] e o seu processo de calibração. Finalmente, apresentam-se resultados de simulações da resposta dinâmica com interação do sistema ponte-comboio para diferentes velocidades de circulação.

2. A PONTE DE DURRÃES

2.1 Descrição

A ponte de Durrães, ilustrada na Figura 1a, localiza-se no concelho de Barcelos, ao km 64,344 da linha do Minho. Este sistema estrutural, cuja construção data do final do século XIX, é composto por arcos de alvenaria de granito. O troço em que a ponte se localiza é de via única em bitola ibérica permitindo atualmente a circulação de comboios de mercadorias e de passageiros com velocidades máximas de 100 km/h e 120 km/h, respetivamente.



Figura 1: Ponte de Durrães; a) Vista geral; b) Via-férrea.

A ponte desenvolve-se ao longo de uma extensão de cerca de 178 m, com tabuleiro em perfil longitudinal retilíneo com um declive de 1,5% e 5,3 m de largura. A estrutura está dividida em 16 arcos idênticos de forma semicircular, de espessura constante igual a 0,7 m e com cerca de 8 m de vão livre. Os arcos estão assentes em 15 pilares de alvenaria de pedra e dois encontros. O desnível máximo é de 22 m entre a cota do terreno e a via. A altura dos pilares, medida entre a cota superior do soco e a cota do arranque do arco, varia entre 11 m e 12 m, com exceção do pilar mais curto junto ao encontro sul. Os pilares localizados entre os arcos A5 e A6 e os arcos A11 e A12 mostram uma rigidez superior, tendo aproximadamente o dobro da área da secção transversal dos restantes pilares, como se verifica no alçado da Figura 2.

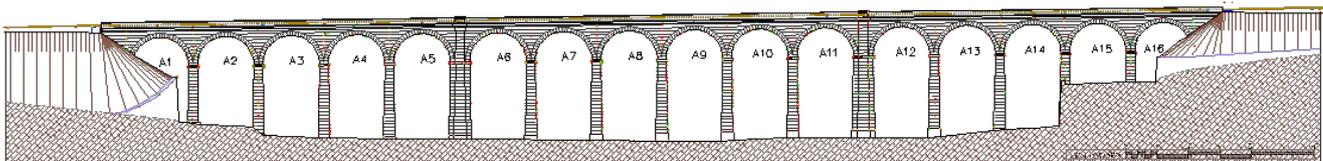


Figura 2: Alçado poente da ponte de Durrães obtido a partir de levantamento topográfico.

A via-férrea, representada na Figura 1b, é constituída por travessas do tipo bibloco e carris do tipo UIC60, que assentam numa camada de balastro com altura aproximadamente igual a 0,5 m. As guardas laterais são constituídas por blocos de pedra de granito.

2.2 Ensaios experimentais

Para dar suporte à modelação numérica da ponte de Durrães, surgiu a necessidade de estudar e avaliar os parâmetros físicos e mecânicos dos componentes estruturais da ponte com base em campanhas experimentais [2].

Numa primeira fase foram realizados ensaios *in situ* com o Pressiómetro de Ménard, com o objetivo de aferir o módulo de deformabilidade dos materiais do enchimento, e com macacos-planos, que permitiu estimar o estado de tensão *in situ* e as características de deformabilidade da alvenaria. Foram também realizados ensaios com Ground Penetrating Radar (GPR) com o objetivo de caracterizar o perfil do terreno de fundação. Para a caracterização mecânica da pedra, foram realizados ensaios laboratoriais com base em carotes extraídos da ponte. Estes ensaios permitiram avaliar a resistência à compressão e à tração da pedra assim como aferir o seu módulo de deformabilidade.

Numa segunda fase, com o objetivo de identificar os parâmetros modais da ponte de Durrães, foi realizado um ensaio de vibração ambiental de onde se obtiveram os valores das frequências naturais de vibração, coeficientes de amortecimento e configurações modais. Os resultados deste ensaio de vibração ambiental serão a base da calibração do modelo numérico desenvolvido.

Neste ensaio foram instrumentados 43 pontos nas direções longitudinal (x), transversal (y) e vertical (z), tendo sido realizadas medições em 29 pontos sobre o tabuleiro e 14 pontos na face dos pilares. Foram utilizados 20 acelerómetros piezoelétricos da marca PCB, modelo 393A03, posicionados conforme representado na Figura 3.

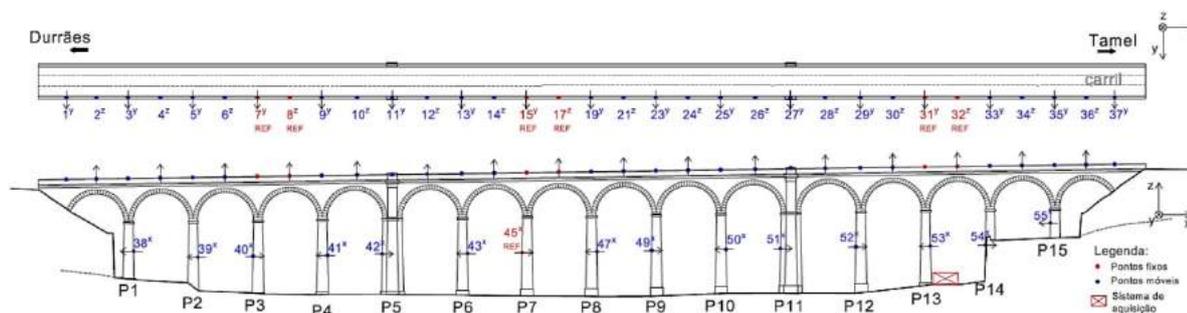


Figura 3: Pontos instrumentados no ensaio de vibração ambiental da ponte de Durrães.

As séries temporais foram adquiridas ao longo de períodos de 10 minutos, com uma frequência de amostragem de 2048 Hz, posteriormente decimados para 256 Hz.

A identificação dos parâmetros modais foi então realizada através da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD), implementado no programa ARTEMIS [8]. Na Figura 4 apresentam-se as curvas dos valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros para uma configuração experimental que inclui apenas os registos de acelerações medidos na direção transversal. A identificação das frequências de vibração mais relevantes pode ser realizada através da avaliação das abcissas em correspondência com os picos da curva do primeiro valor singular.

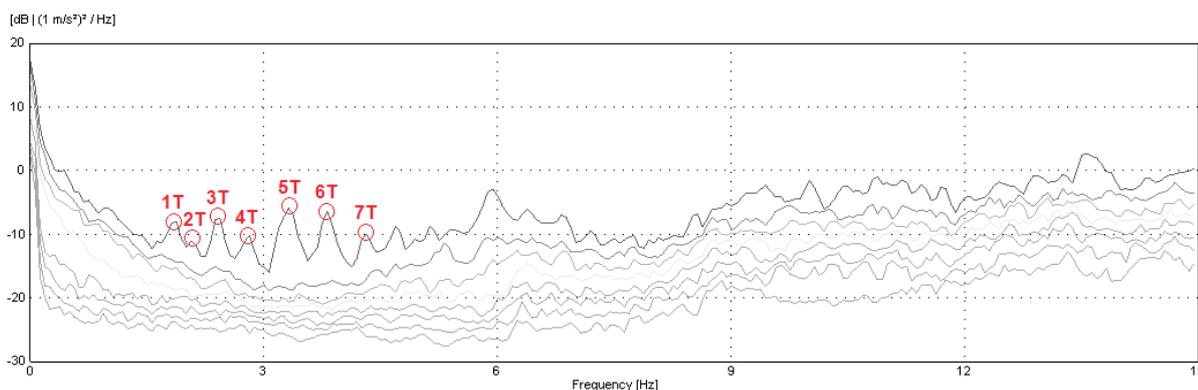


Figura 4: Espectro dos valores singulares médios e normalizados.

Na Figura 5 ilustram-se, em perspetiva, as configurações relativas aos modos de vibração transversais identificados com a indicação dos valores das frequências e dos respetivos coeficientes de amortecimento.

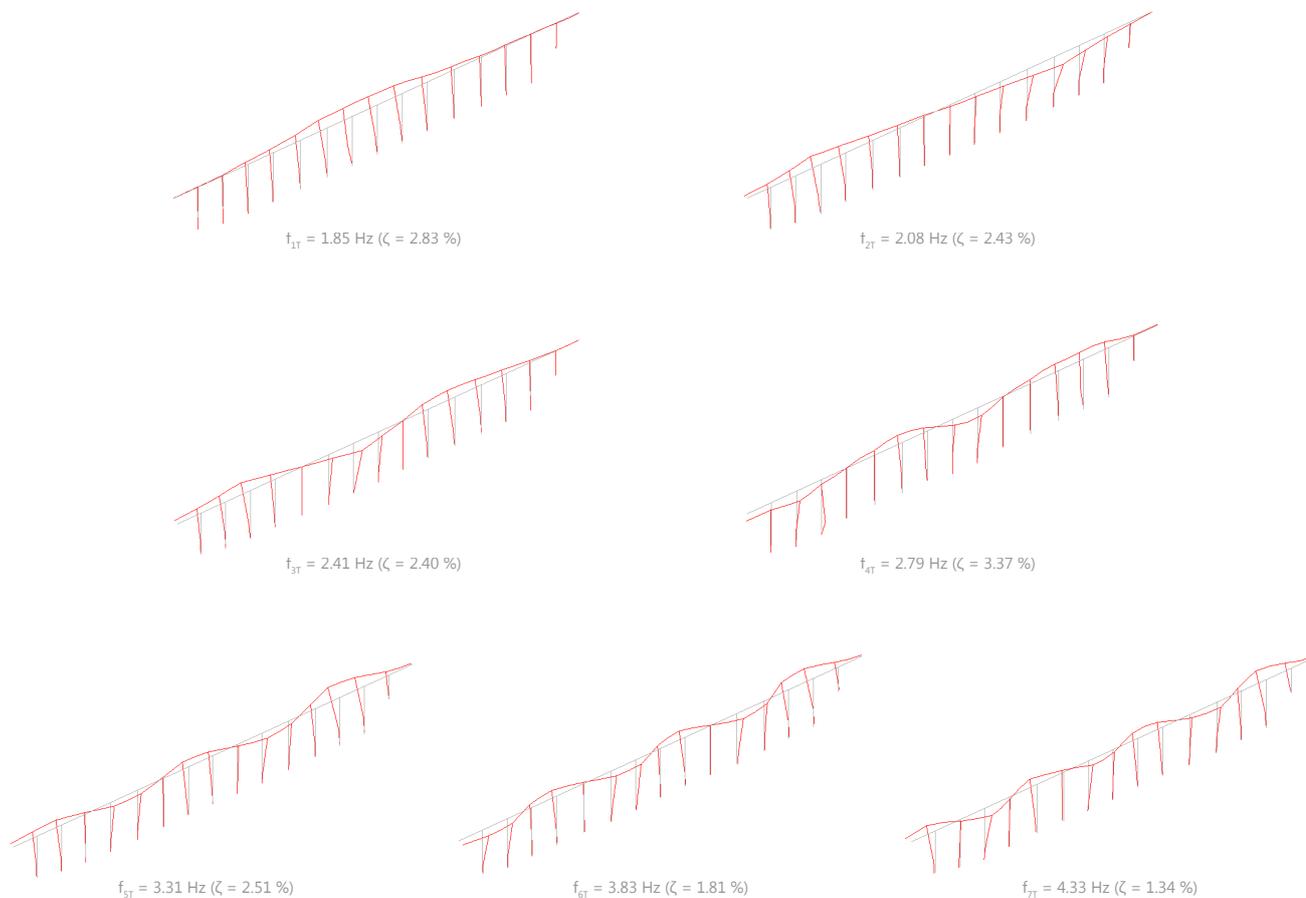


Figura 5: Modos de vibração da ponte identificados experimentalmente.

2.3. Modelo numérico e calibração

O modelo numérico da ponte foi desenvolvido no programa ANSYS [7] com recurso a elementos finitos volumétricos, com exceção do carril que foi modelado através de elementos de barra. Na Figura 6 apresenta-se uma perspetiva deste modelo onde se identificam os diferentes elementos que constituem a ponte (arcos, pilares, paredes tímpano, aterro, fundações, encontros, balastro e travessas). Foram bloqueados os movimentos dos nós da base das fundações dos pilares e encontros.

Os parâmetros materiais utilizados na modelação da ponte foram obtidos a partir das campanhas experimentais realizadas, tendo-se considerado o módulo de elasticidade igual a 10 GPa para a alvenaria, 15 GPa para as fundações e 1,0 GPa e 0,6 GPa para os enchimentos inferior e superior, respetivamente [2].

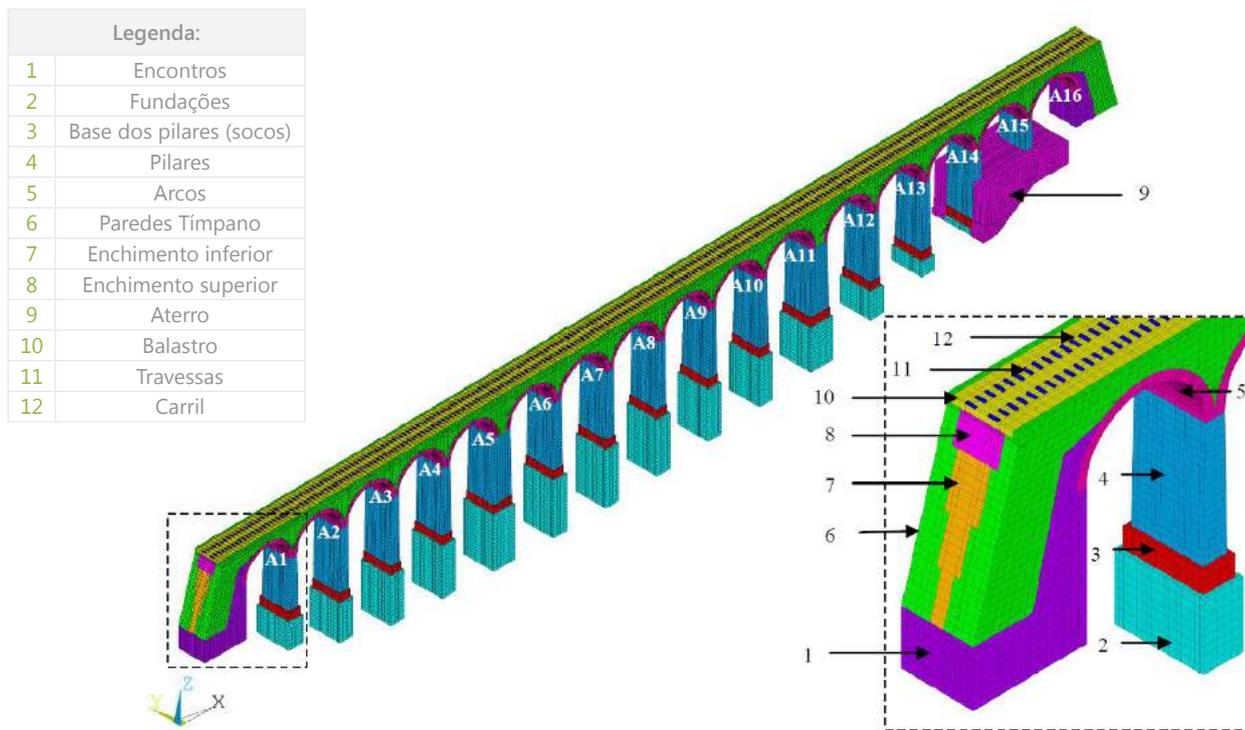


Figura 6: Modelo numérico da Ponte de Durrães em ANSYS

A calibração foi baseada num conjunto de 8 parâmetros numéricos, neste caso os fatores corretivos do módulo de elasticidade dos elementos de alvenaria (fatores K1 a K8) [2]. Através destes parâmetros foi possível considerar a variabilidade das propriedades dos materiais ao longo do desenvolvimento da ponte, sendo que o mesmo fator corretivo é aplicado a cada conjunto de dois vãos consecutivos.

A otimização envolveu 8 parâmetros numéricos e 14 respostas modais (7 frequências e 7 valores de MAC). Para o algoritmo genético foi considerada uma população inicial de 30 indivíduos e um total de 150 gerações, perfazendo 4500 indivíduos. O número de elites foi considerado igual a 1 e o número de indivíduos de substituição também igual a 1. A taxa de cruzamento foi considerada igual a 50%, a taxa de mutação igual a 15% com o respetivo desvio padrão a variar entre 0,01 e 0,10.

Com base nos resultados de quatro casos de otimização independentes associados a diferentes populações iniciais, foram obtidos os valores ótimos dos parâmetros K1 a K8, associados aos menores valores da função objetivo, neste caso envolvendo os resíduos das frequências e dos parâmetros MAC [9]. Na Figura 7 resumem-se os valores obtidos para o caso de otimização que conduziu ao menor valor da função objetivo.

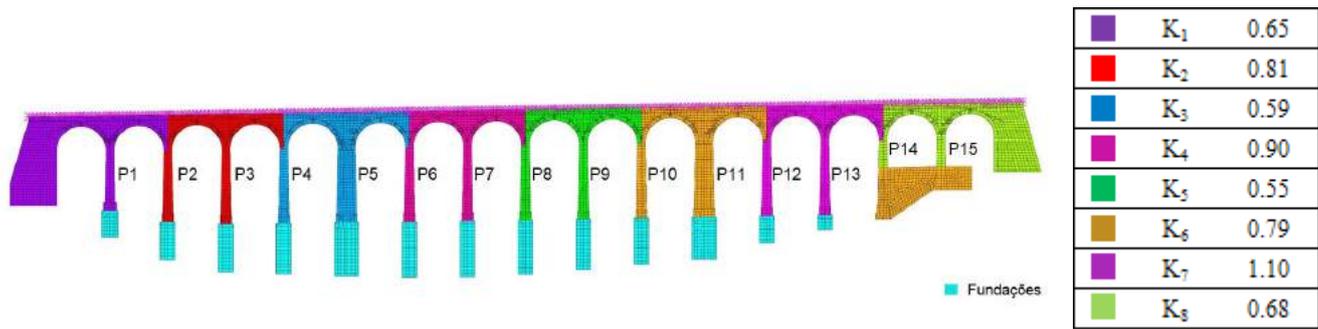


Figura 7: Valores ótimos dos fatores corretivos com a indicação das zonas da estrutura correspondentes.

Na Figura 8 apresenta-se uma análise comparativa dos erros das frequências obtidas por via numérica e experimental, antes e após a calibração. O erro médio das frequências obtidas a partir do modelo numérico era da ordem de 12,9% antes da calibração, tendo diminuído para cerca de 3,8% após a calibração e com um máximo de 7,0%.

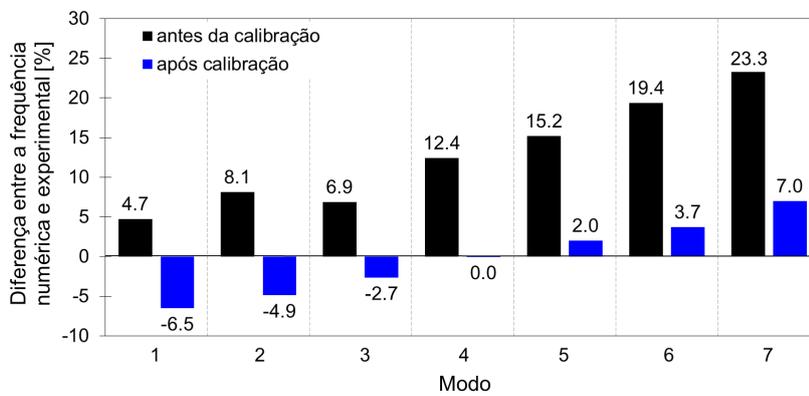


Figura 8: Erro de frequências antes e após calibração do modelo numérico.

Em termos do parâmetro MAC, a Figura 9 mostra um aumento do seu valor médio de 0,89, antes da calibração, para 0,92 após calibração do modelo numérico.

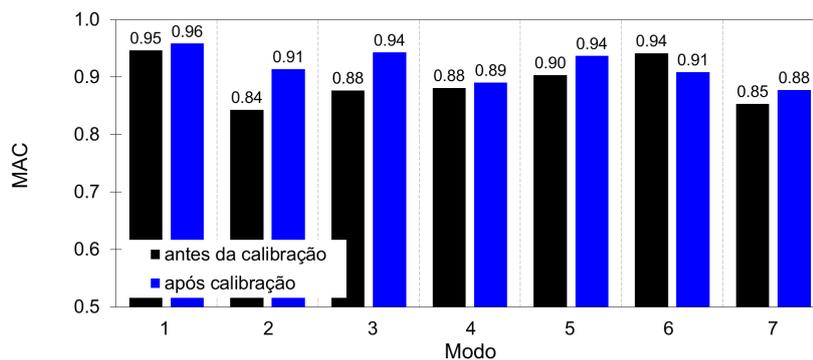


Figura 9: Valores do parâmetro MAC antes e após calibração do modelo numérico.

3. O VEÍCULO DE MERCADORIAS KBS

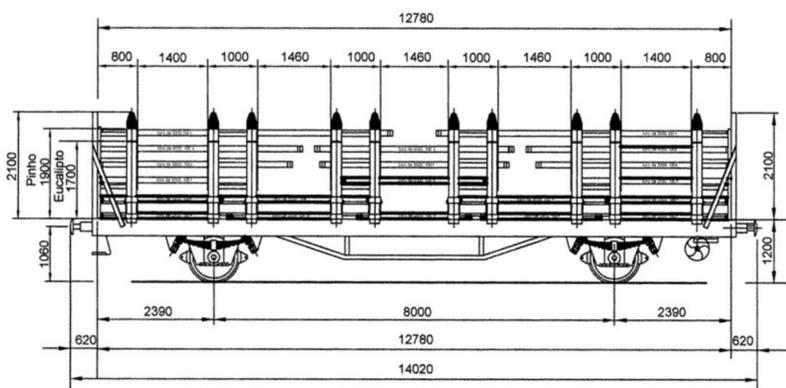
3.1 Descrição

Os vagões da série Kbs são veículos de dois eixos pertencentes à empresa CP Carga que integram habitualmente um comboio de mercadorias utilizado para o transporte de madeira de eucalipto. Cada comboio é formado por 20 a 25 vagões, todos com a mesma configuração, e uma locomotiva da série 1960 da CP.

Os veículos têm um comprimento útil de 12,78 m, com 2,70 m de largura e distância ao solo de 1,20 m. Cada veículo está limitado a uma carga máxima de 23.700 kg e a tara média é de 16.300 kg, perfazendo assim uma carga máxima total de 40.000 kg, à qual corresponde a um carregamento máximo de 200 kN por eixo. O material constituinte de todos os componentes estruturais do veículo é o aço macio. Na Figura 10a representa-se uma vista geral do veículo e na Figura 10b um alçado representativo.



(a)



(b)

Figura 10: Veículo Kbs: a) vista geral; b) desenho em alçado.

As suspensões do veículo são do tipo UIC Double Link Standard, constituídas por um conjunto de 9 folhas de aço sobrepostas cujo atrito e comportamento em flexão definem os respetivos parâmetros de amortecimento e rigidez. O carregamento de madeira é tipicamente realizado de modo a ocupar as 5 estivas da plataforma do veículo, sendo que cada um dos lotes de madeira pesa em média entre 4000 kg e 4500 kg.

3.2 Ensaio dinâmico

Foi realizado um ensaio dinâmico preliminar do veículo Kbs que permitiu identificar frequências e modos de vibração da plataforma do veículo [10]. Este ensaio visou a identificação de modos de vibração de corpo rígido sobretudo na direção

vertical, assim como de modos de flexão e torção da plataforma. No total foram instrumentados 14 pontos da plataforma do veículo por meio de acelerómetros piezoelétricos unidireccionais (detalhe na Figura 11a). Em todos os pontos foi avaliada a resposta em acelerações na direcção vertical, sendo que em dois pontos de extremidade foram realizadas medições na direcção transversal. Foram utilizados acelerómetros piezoelétricos da marca PCB, modelo 393A03, com uma gama dinâmica de 0,5g e sensibilidade igual a 10 V/g. A Figura 11b ilustra em planta a distribuição de sensores utilizada.

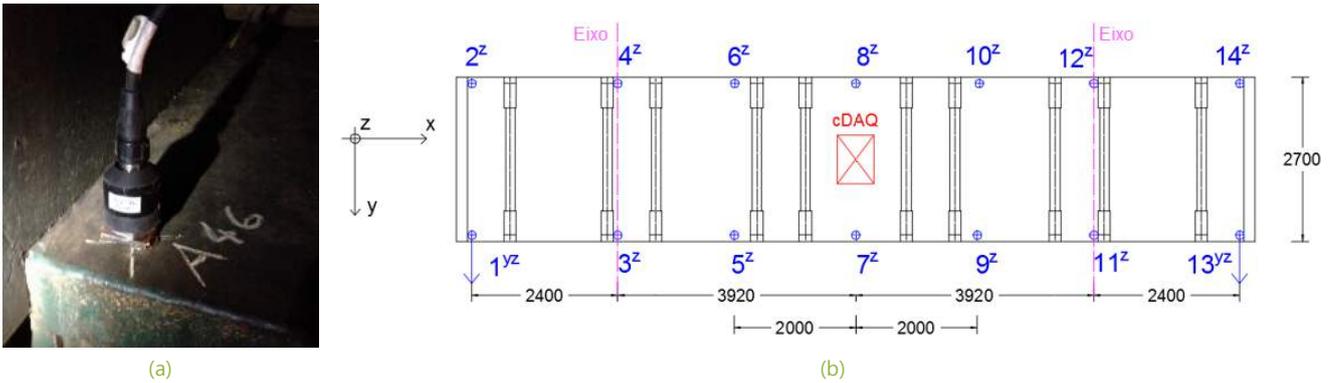


Figura 11: Ensaio dinâmico do veículo: a) acelerómetro piezoelétrico; b) distribuição dos acelerómetros em planta.

A identificação dos parâmetros modais foi realizada nas situações de veículo carregado e veículo vazio. A excitação do veículo foi assegurada de diferentes modos, em particular, com o veículo em movimento lento, através do movimento de pessoas de forma aleatória sobre a plataforma do veículo, por meio de impactos controlados através de martelos de impulsos, ou através da combinação destas técnicas. Os registos de aceleração foram adquiridos em séries de aproximadamente 300 s. A identificação dos parâmetros modais teve por base o método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) no programa AR-TeMIS. Foram identificados 5 modos de vibração do veículo carregado e 11 modos de vibração para o veículo descarregado. Na Figura 12 apresenta-se o espectro dos valores singulares médios e normalizados considerando o veículo descarregado.

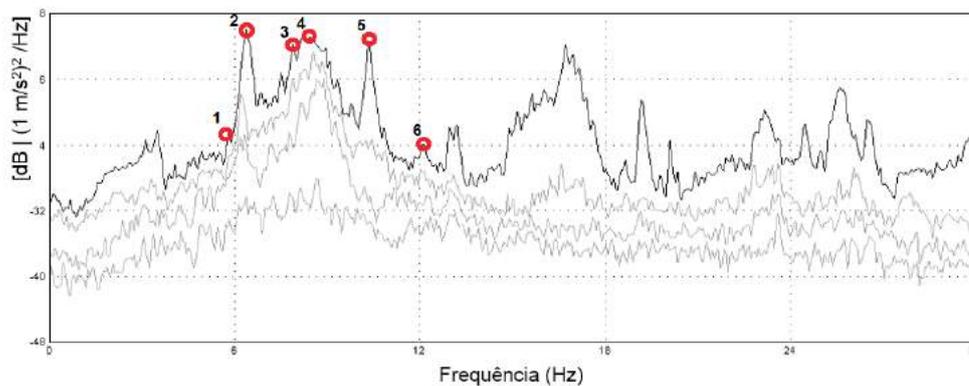


Figura 12: Espectro dos valores singulares médios e normalizados.

Na Figura 13 estão representados seis dos principais modos de vibração verticais identificados com o veículo descarregado.

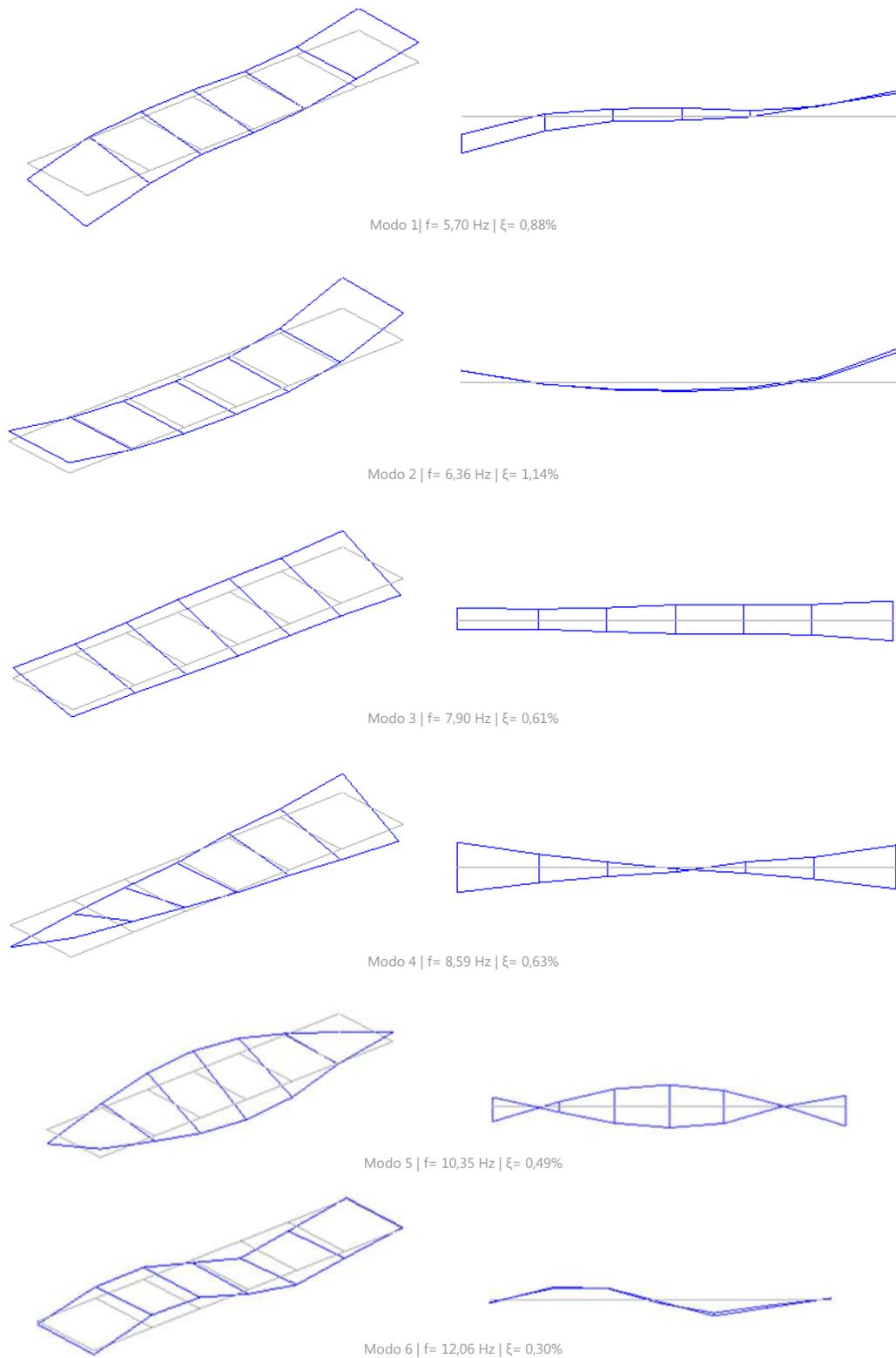


Figura 13: Seis dos principais modos de vibração verticais identificados na situação de veículo vazio.

3.3 Modelo numérico e calibração

O modelo numérico tridimensional do veículo foi desenvolvido no programa ANSYS recorrendo a elementos finitos de barra e a elementos de casca. A geometria do modelo tem por base a análise de desenhos da estrutura e a inspeção visual realizada. A estrutura do corpo do veículo é constituída pelas vigas principais (viga central e vigas laterais) e vigas transversais, formando uma malha reticulada. O vão entre as suspensões primárias é reforçado por uma viga localizada fora do plano da plataforma da caixa e existente em ambas as laterais. A chapa de forra da plataforma tem cerca de 3 mm de espessura e foi modelada através de elementos finitos de casca. Foram introduzidos no modelo numérico os fustes que confinam as zonas de carregamento de madeira e ainda os painéis de extremidade. Na Figura 14 apresenta-se uma vista geral do modelo numérico do veículo Kbs.

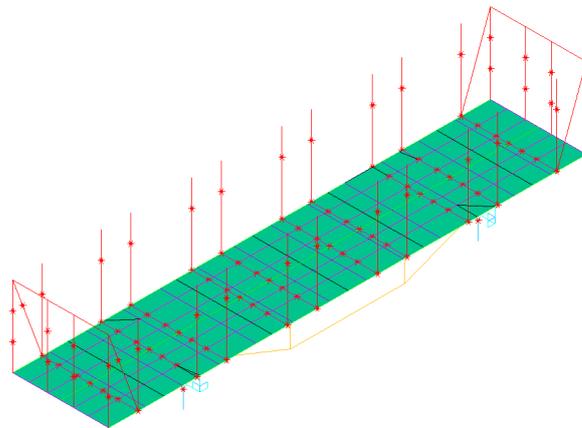


Figura 14: Modelo numérico do veículo Kbs.

O sistema de suspensão tem grande relevância no comportamento dinâmico do veículo. As suspensões do tipo UIC Double Link Standard têm sido objeto de estudo em trabalhos de diversos autores [11, 12]. A rigidez vertical é introduzida no sistema através da sua rigidez à flexão, sendo que o amortecimento está associado à dissipação de energia nos ciclos carga-descarga, apresentando por isso um comportamento não linear com a correspondente rigidez dependente da amplitude da solitação. No modelo numérico desenvolvido foi simplificadamente considerado um comportamento linear, assumindo os valores de rigidez que constam na Tabela 1. Estes valores estão dentro dos intervalos sugeridos por Johnson, *et al.* [12] para suspensões deste tipo. De notar que a inclusão da não linearidade seria a aproximação mais realista, mas conduziria a um aumento significativo da complexidade do modelo.

Tabela 1 - Parâmetros das suspensões do modelo numérico do veículo.

Parâmetro	Designação	Valor adotado	Unidade
K_v	Rigidez da suspensão na direção vertical	5000	kN/m
K_y	Rigidez da suspensão na direção lateral	500000	kN/m
K_x	Rigidez da suspensão na direção longitudinal	500000	kN/m
K_{rc}	Rigidez da ligação roda carril	$1,53 \times 10^6$	kN/m

A calibração envolveu a determinação dos valores ótimos de 7 parâmetros numéricos, nomeadamente, os parâmetros relativos à rigidez vertical das quatro suspensões (K01, K02, K03 e K04), a rigidez longitudinal das suspensões, o módulo de elasticidade do aço estrutural e a variação das massas de extremidade. A variação do módulo de elasticidade dos perfis metálicos permite considerar a possibilidade de existirem alterações nas propriedades mecânicas e ligações destes elementos e deste modo variar a rigidez global da plataforma do veículo. A variação das massas cumpriu a imposição da massa total do veículo permanecer constante.

A otimização envolveu 7 parâmetros numéricos e 10 respostas modais (5 frequências e 5 valores de MAC), tendo sido considerados os modos de vibração 1, 2, 3, 4 e 6. Para o algoritmo genético foi considerada uma população inicial de 30 indivíduos e um total de 75 gerações, perfazendo 2250 indivíduos. Com base nos resultados de quatro casos de otimização independentes associados a diferentes populações iniciais foram obtidos os valores ótimos dos 7 parâmetros, associados aos menores valores da função objetivo, neste caso envolvendo os resíduos das frequências e dos parâmetros MAC. Na Tabela 2 resumem-se os valores obtidos para o caso de otimização que conduziu ao menor valor da função objetivo.

Tabela 2 - Parâmetros resultantes da otimização.

Parâmetro	Designação	Valor adotado	Unidade
K_{01}	Rigidez vertical da suspensão 1	5040	kN/m
K_{02}	Rigidez vertical da suspensão 2	5203	kN/m
K_{03}	Rigidez vertical da suspensão 3	5900	kN/m
K_{04}	Rigidez vertical da suspensão 4	5200	kN/m
K_x	Rigidez da suspensão na direção longitudinal	695.800	kN/m
E_s	Módulo de elasticidade dos perfis estruturais	1,97	GPa
$M_{ext.}$	Massa nas extremidades	129	kg

Na Tabela 3 apresenta-se um resumo dos valores de MAC e erros de frequências após a otimização. As respostas modais obtidas com o modelo calibrado apresentam uma boa correlação com as propriedades modais avaliadas experimentalmente, verificando-se um MAC médio de 0,88. Em termos de frequências, existe ainda alguma discrepância no primeiro modo de vibração, sendo no entanto o erro médio da ordem dos 3,7%.

Tabela 3 - Comparação de parâmetros experimentais e numéricos resultantes da otimização.

Modo	MAC médio	Freq. Experimental (Hz)	Freq. Numérica (Hz)	Erro (%)
1	0,93	5,70	5,05	-11,4
2	0,76	6,36	6,17	-2,90
3	0,96	7,23	7,23	0,00
4	0,88	8,59	8,92	3,80
6	0,86	12,06	12,10	0,40

4. SIMULAÇÃO DA RESPOSTA DINÂMICA DO SISTEMA PONTE-COMBOIO

4.1 Metodologia

As respostas numéricas foram obtidas através de análises dinâmicas com consideração da interação entre o comboio e a ponte e foram realizadas no programa TBI [4] desenvolvido no programa Matlab. Em problemas com interação ponte-comboio, este programa utiliza o método de sobreposição modal para resolver as equações de equilíbrio dinâmico da ponte e um método de integração direta (método de Newmark) para resolver as equações de equilíbrio dinâmico do comboio.

Foram considerados na análise 133 modos de vibração da ponte, o que corresponde à consideração de frequências até 30Hz, sendo que os principais modos verticais dos arcos da estrutura apresentam frequências da ordem dos 7 Hz [10]. A análise foi realizada para uma gama de velocidades entre 80 km/h e 180 km/h e o incremento de tempo da análise foi considerado igual a 0,001 s. Os coeficientes de amortecimento modais foram assumidos iguais aos valores experimentais.

Nas análises dinâmicas foi utilizado um comboio constituído por 8 vagões carregados (em carga máxima) do tipo Kbs. Na Figura 15 representa-se o esquema de cargas simplificado admitido para o comboio de mercadorias.

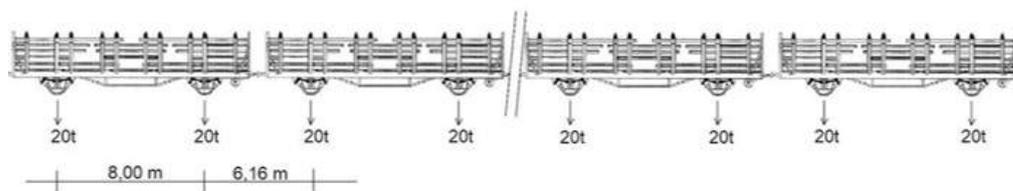


Figura 15: Esquema de cargas utilizado na simulação numérica.

Na Figura 16 apresenta-se o gráfico da assinatura dinâmica do comboio, uma ferramenta bastante útil pois permite estabelecer uma medida de agressividade dinâmica para os vários comprimentos de onda preponderantes da ação.

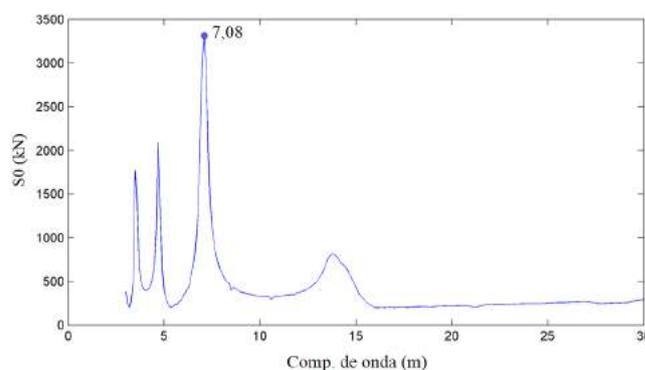


Figura 16: Assinatura dinâmica do comboio de mercadorias.

É de salientar o segundo pico, aos 7,08 m, que representa a meia distância entre grupos de dois eixos cada um pertencente a vagões sucessivos. Este valor permite facilmente estimar as principais frequências f da solicitação da ponte em função da velocidade de circulação do comboio, v , sendo f (Hz) = v (m/s) / 7,08.

4.2 Irregularidades da via

Na Figura 17 apresentam-se os perfis de irregularidades da via dos carris esquerdo e direito, na zona da ponte de Durrães, fornecido pela REFER. Estes dados resultam de medições na linha do Minho recolhidas pelo veículo EM 120 de inspeção geométrica da via. Este veículo regista os comprimentos de onda das irregularidades compreendidas entre 3 m e 70 m, avaliadas a cada 0,25 m.

Uma avaliação dos autoespectros de irregularidades permite verificar que as maiores amplitudes são registadas para comprimentos de onda da ordem de 40 a 50 metros [10].

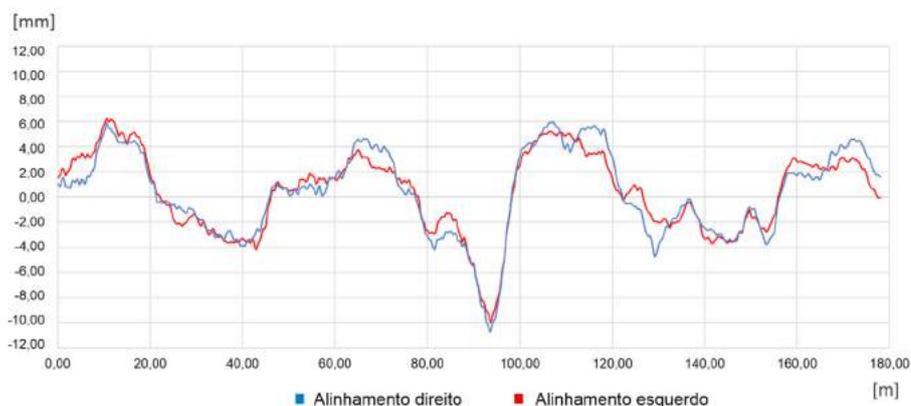


Figura 17: Perfis de irregularidades da via na zona da ponte de Durrães.

4.3 Respostas dinâmicas

Os modelos numéricos desenvolvidos permitiram a avaliação da resposta dinâmica da ponte de Durrães e do veículo de mercadorias, com base numa análise com interação comboio-estrutura e incluindo as irregularidades da via. Foram avaliadas as respostas na direção vertical em diferentes pontos, em termos de deslocamentos e acelerações. No que diz respeito à ponte, a resposta foi avaliada no meio vão dos arcos A1, A8, A12 e A16. No comboio, foram avaliadas as acelerações no ponto central dos vagões 1, 5 e 8, tal como representado na Figura 18.

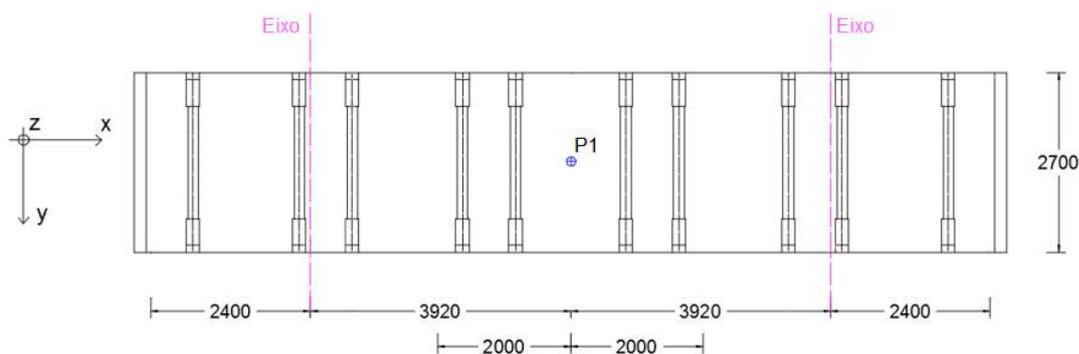


Figura 18: Ponto de avaliação da resposta dinâmica do veículo.

4.3.1 Resposta dinâmica da ponte

Na Figura 19 apresentam-se os deslocamentos máximos registados a meio vão dos arcos A1, A8, A12 e A16, em função da velocidade de circulação.

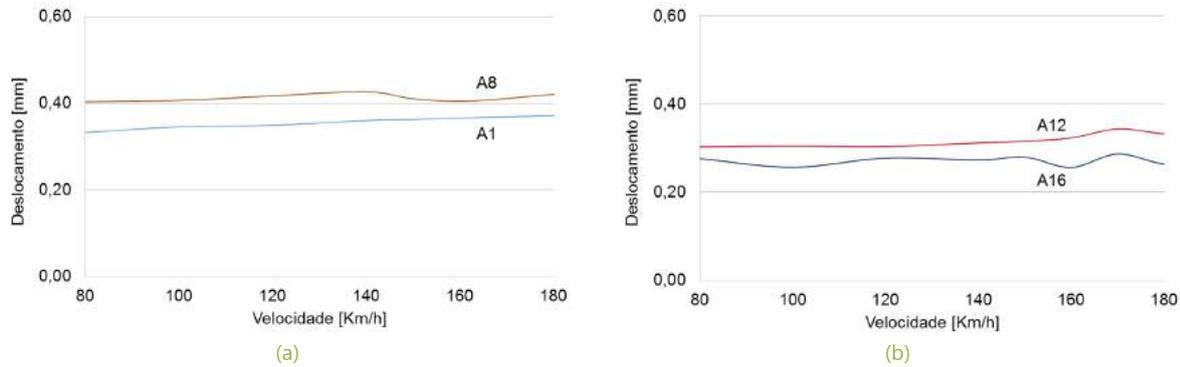


Figura 19: Valores dos deslocamentos máximos na ponte de Durrães a meio vão dos arcos: a) A1 e A8; b) A12 e A16.

O valor máximo do deslocamento é aproximadamente constante para as diferentes velocidades, apesar de existirem algumas diferenças entre arcos. Este facto está diretamente associado às diferenças de rigidez verificadas ao longo da ponte, já identificadas na calibração do modelo numérico de onde resultaram diferentes valores dos parâmetros K_n .

Atendendo a que os vãos têm 8,00 m de comprimento, o limite regulamentar de $L/600$ para deslocamentos máximos é da ordem de 13 mm, pelo que os valores máximos de 0,6 mm se encontram muito afastados do valor limite, o que reforça a elevada rigidez da estrutura devido à sua geometria e constituição.

Foram também obtidos valores de resposta em acelerações máximas no meio vão dos arcos A1, A8, A12 e A16 que se apresentam na Figura 20.

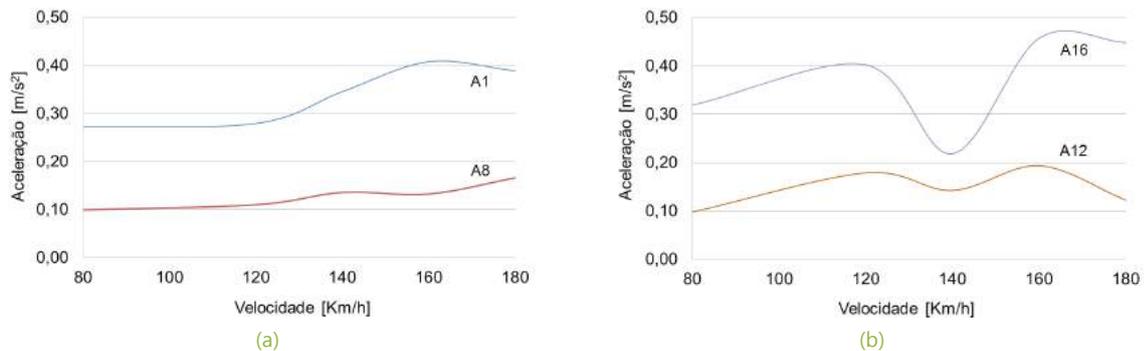


Figura 20: Valores das acelerações máximas a meio vão dos arcos: a) A1 e A8; b) A12 e A16.

É possível observar que as respostas máximas se verificam para os vãos de extremidade, sendo o vão 16 aquele que apresenta acelerações mais elevadas. Tal poderá ser associado não só ao facto de se tratar de um vão de extremidade, mas também por se localizar na zona mais rígida da ponte devido à proximidade do encontro e à altura reduzida do pilar P15. Verifica-se ainda que não existe nenhuma velocidade ressonante na gama de velocidades analisadas dada a grande rigidez da ponte na direção vertical.

Numa perspetiva global, verificam-se níveis de aceleração reduzidos no meio vão dos arcos analisados. Os valores máximos absolutos são da ordem de $0,45 \text{ m/s}^2$, confirmando-se assim que os valores das acelerações são muito inferiores ao limite regulamentar de $3,5 \text{ m/s}^2$.

4.3.2 Resposta dinâmica do veículo

Na Figura 21 apresentam-se os valores das acelerações máximas registadas no ponto P1, no centro dos vagões 1, 5 e 8.

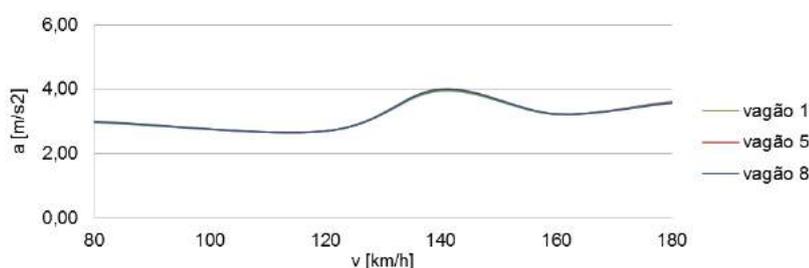


Figura 21: Acelerações máximas num ponto central do corpo do veículo de mercadorias em função da velocidade.

CONCLUSÕES

O desenvolvimento deste trabalho visou a avaliação do comportamento dinâmico de uma ponte em arco de alvenaria de pedra, a ponte de Durrães, à passagem de um comboio de mercadorias. Neste sentido, desenvolveram-se um conjunto de ferramentas para permitir a obtenção de resultados confiáveis de forma a melhor interpretar o comportamento dinâmico desta estrutura e a sua interação com o veículo.

No que diz respeito à ponte, foi utilizado um modelo tridimensional que apresenta alguma complexidade, o que acarreta tempos de computação elevados. Os ensaios in situ e laboratoriais foram um ponto de partida essencial na caracterização da estrutura, permitindo a criação de um modelo numérico com base num intervalo de valores confiável para os diferentes parâmetros. Já o ensaio de vibração ambiental e o processo de calibração permitiram a formulação de um modelo numérico que demonstrou muito boa correlação com os valores obtidos experimentalmente.

O modelo numérico tridimensional do comboio de mercadorias permitiu realizar uma simulação da passagem desta composição sobre a ponte e estudar ao detalhe o sistema ponte-comboio. O ensaio dinâmico realizado e a posterior otimização dos parâmetros do modelo numérico revelaram-se essenciais na construção de um modelo com capacidade para simular o comportamento dinâmico do veículo.

Em termos de interpretação da resposta dinâmica da ponte, concluiu-se que para velocidades correntes de circulação não foram identificadas velocidades ressonantes. Este facto está associado à elevada rigidez da estrutura na direção vertical. Numa perspetiva global, os valores obtidos apontam para níveis reduzidos das acelerações máximas da ponte para a gama de velocidades de 80-180 km/h, sendo estas da ordem de 0,45 m/s². Em termos de deslocamentos, não foram registados valores superiores a 0,6 mm, facto uma vez mais associado à elevada rigidez da ponte na direção vertical.

Quanto às acelerações registadas no veículo, estas variam entre 4 e 6 m/s² para um ponto no centro da sua plataforma. Este valor mostra-se bastante elevado para o caso de veículos de passageiros, no entanto, no caso de veículos de mercadorias, não existem valores limite aplicáveis numa perspetiva regulamentar. As irregularidades da via mostraram ter uma grande influência na resposta do veículo, sendo responsáveis pela quase totalidade das acelerações registadas.

A metodologia de análise dinâmica proposta mostrou ser eficaz na avaliação de uma estrutura existente e antiga, sendo um meio muito prático para o estudo dos limites de exploração da linha, tendo em vista assegurar a segurança da estrutura e da via à passagem de diferentes composições.

REFERÊNCIAS

- [1] McCann, D. M., and M. C. Forde. "Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures." *NDT & E International* 34.2 (2001): pp. 71-84.
- [2] Costa, C. et al. "Calibration of the numerical model of a stone masonry railway bridge based on experimentally identified modal parameters", *Engineering Structures*, 2016, 123: pp. 354-371.
- [3] Domede, N. et al. "Structural analysis of a multi-span railway masonry bridge combining in situ observations, laboratory tests and damage modelling". *Engineering Structures*, 2013, 56 pp. 837-849.
- [4] Ribeiro, D. "Efeitos dinâmicos induzidos por tráfego em pontes ferroviárias: modelação numérica, calibração e validação experimental", Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2012.
- [5] Song, M.-K., et al, "A new three-dimensional finite element analysis model of high-speed train-bridge interactions". *Engineering Structures*, 2003, 25 (13): pp. 1611-1626.
- [6] Fryba, L, "Dynamics of railway bridges", London, 1996
- [7] ANSYS, I. ANSYS® Academic Research, Release 15.0, Help System.
- [8] ARTeMIS 2009 ARTeMIS Extractor Pro - Academic License. User's Manual. IN APS, S. V. S. (Ed. Aalborg, Denmark).
- [9] Ribeiro, D., et al. "Calibração experimental de modelos numéricos de pontes ferroviárias em alvenaria de pedra", CILAMCE 2016, Brasília, Brasil, 2016.
- [10] Cardoso, C. "Vibrações induzidas por tráfego ferroviário em pontes em arco de alvenaria de pedra.", Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015.
- [11] Hoffmann, M., "Dynamics of European two-axle freight wagons", PhD Thesis, Technical University of Denmark, 2006.
- [12] Jönsson, Per-Anders et al, "New simulation model for freight wagons with UIC link suspension." *Vehicle System Dynamics* 46.S1 (2008): pp. 695-704.

REVISTA INTERNACIONAL

TECHITT

40

CONTACTOS

E-mail: press@techitt.com
Website: www.techitt.com