

SÉRIE III

NÚMERO 4

JULHO 2017

rpee

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

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: José Manuel Catarino

número temático: **patologia
e reabilitação de estruturas**



ISSN: 2183-8488



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

índice

editorial	3	Nota prévia
	5	Editorial
artigos científicos^(*)	7	Sistemas passivos de proteção ao fogo dos CFRP Luís Silva ∞ Débora Macanjo Ferreira ∞ Luís Mesquita ∞ Paulo Piloto
	17	Avaliação de projeto de pontes baseada em dados experimentais Iviane Cunha Santos ∞ Fábio Pessoa da Silva Nunes ∞ Rogério Calazans Verly
	29	Reparação em vigas de Eucalyptus usando peças de Pinus tratado com CCB Francisco Antônio Rocco Lahr ∞ Laurenn Borges de Macedo ∞ Giovana Gobatto Balanco ∞ Nathan Alves dos Santos ∞ André Luis Christoforo
	37	Structural assessment of concrete beams strengthened with CFRP laminate strips by their dynamic response Rolando Salgado ∞ A. Gustavo Ayala ∞ José G. Rangele
	47	Seismic response of masonry buildings with alternative techniques for in-plane strengthening of timber floors Roberto Scotta ∞ Davide Trutalli ∞ Luca Marchi ∞ Luca Pozza ∞ Michele Mirra
	59	Monitorización estructural local y global durante el desapeo de las bóvedas de una edificación histórica Haydee Blanco ∞ Yosbel Boffill ∞ Ignacio Lombillo ∞ Pedro Díaz ∞ Javier Balbás ∞ Luis Villegas
	73	Inspeção, avaliação da segurança e reforço de uma estrutura de betão Rui Silva ∞ Nelson Vila Pouca ∞ Rui Sousa ∞ Mário Pimentel
	91	Procedimiento de refuerzo de puentes tradicionales chilenos: socavación y sismo Marcelo Márquez ∞ Matías Valenzuela ∞ Pablo Milla ∞ Pablo Vidal
	105	New solutions for rapid repair and retrofit of RC bridge piers Davide Lavorato ∞ Alessandro V. Bergami ∞ Yufan Huang ∞ Junqing Xue ∞ Bruno Briseghella ∞ Camillo Nuti ∞ Giuseppe C. Marano ∞ Angelo M. Tarantino ∞ Silvia Santini
divulgação científica/técnica	113	Gestão de ativos físicos aplicada às infraestruturas Rui Coutinho
divulgação		Entidades apoiantes e parceiros

Diretor

José Manuel Catarino

Administração

José Manuel Catarino

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes

(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Manuel Pipa

(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

Aníbal Costa

(SPEE - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Helena Cruz

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Humberto Varum

(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Direção Executiva: Sandra Neves

Secretariado: Marta Rodrigues

Design Gráfico: Helder David

Fotografia da Capa

Escoramento de construções após o sismo de Áquila, Itália
(Foto cedida pelo Prof. Aníbal Costa)

Administração

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.
Departamento de Estruturas
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
tel: (+351) 21 844 32 60 | fax: (+351) 21 844 30 25
rpee@lnec.pt | http://rpee.lnec.pt

Edição e divulgação eletrónica

LNEC | Divisão de Divulgação Científica e Técnica
Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA
NIPC: 501 389 660
tel: (+351) 21 844 36 95 | fax: (+351) 21 844 30 18
livraria@lnec.pt | www.lnec.pt

ISSN 2183-8488

Painel de Revisores (*)

Alfredo Campos Costa

LNEC, Portugal

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes

Univ. Industrial de Santander, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa

UA, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

Antonio Mari

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Pinto

ELSA Laboratory - JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, SA, Portugal

Carlito Calil Júnior

Univ. de São Paulo, Brasil

Dinar Camotim

IST, Portugal

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

Univ. Federal Fluminense, Brasil

Enrico Spacone

Univ. Chieti Pescara, Itália

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Filipe Teixeira-Dias

Univ. of Edinburgh, Reino Unido

Francisco Antônio Rocco Lahr

Univ. de São Paulo, Brasil

Francisco Javier Crisafulli

Univ. Nacional de Cuyo, Argentina

Galo Valdebenito

Univ. Austral de Chile, Chile

Giorgio Monti

Univ. di Roma, Itália

Giuseppe Mancini

Politecnico di Torino, Itália

Gustavo Ayala

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR Ingenieros Consultores, Espanha

Hugo Rodrigues

IPLeiria, Portugal

Joan Ramon Casas

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

João Casaca

LNEC, Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

Univ. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

José Luiz Rangel Paes

Univ. Federal de Viçosa, Brasil

José Turmo

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Juan A. Sobrino

PEDELTA, Espanha

Júlio Flórez-López

Univ. de los Andes, Venezuela

Ka-Veng Yuen

Univ. of Macau, República Popular da China

Lídia Shehata

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Luís Oliveira Santos

LNEC, Portugal

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Univ. Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

Pontificia Univ. Católica del Perú, Peru

Mário Castanheira

LNEC, Portugal

Mario Ordaz

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Mary Mun

LNEC, Portugal

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Oscar A. López

Univ. Central de Venezuela, Venezuela

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Lourenço

UM, Portugal

Paulo Roberto Lopes Lima

Univ. Estadual de Feira de Santana, Brasil

Paulo Vila Real

UA, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Rui Calçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Sergio Lagomarsino

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

Univ. de São Paulo, Brasil

Vítor Leitão

IST, Portugal

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

nota prévia

Este número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (rpee) está associado ao CINPAR 2016 – XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, organizado no Porto, em outubro de 2016, pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pelo Instituto da Construção e pela Universidade Estadual do Vale do Acaraú do Brasil.

Como tem sido feito para os números temáticos, a qualidade científica é assegurada pela colaboração da coordenação da comissão científica da rpee com representantes da comissão científica das reuniões a que se referem.

Este número dedicado à patologia, reabilitação e reforço de estruturas teve assim a contribuição dos Professores Humberto Varum, Hugo Rodrigues, António Arêde, Esmeralda Paupério e Francisco Carvalho, ficando aqui expresso o reconhecimento da administração da rpee pelo trabalho por eles desenvolvido.

A administração da **rpee**

José Manuel Catarino (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Manuel Pipa (GPBE)

Aníbal Costa (SPES)

editorial

A Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas decidiu que o seu quarto número da série III seria dedicado à temática da patologia, reabilitação e reforço de estruturas, levando a uma vasta comunidade técnica e científica um conjunto de publicações que têm como base uma seleção de trabalhos apresentados no CINPAR 2016 – XII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, que teve lugar na cidade do Porto, em outubro de 2016, e que foi organizado pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pelo Instituto da Construção e pela Universidade Estadual do Vale do Acaraú, Brasil. A primeira edição do CINPAR aconteceu em 2004, na cidade de Fortaleza, Brasil, tendo atualmente uma periodicidade anual. Esta série de eventos técnico-científicos tem-se afirmado como um fórum internacional que reúne investigadores e especialistas no domínio da reabilitação das estruturas, oriundos de vários países, principalmente da América Latina e da Europa.

Nos últimos anos, a evolução do conhecimento nos domínios da patologia e reabilitação das estruturas teve um impulso significativo, por um lado pela crescente sensibilização dos diversos intervenientes no sector da construção, e por outro lado pela introdução de novos materiais e soluções de reforço. Para as intervenções no património construído é fundamental o conhecimento dos materiais existentes (pedra, adobe, madeira, aço, betão ou outro), da tecnologia e dos processos construtivos adotados, das características do sistema estrutural, dos resultados disponíveis de ensaios de caracterização física e mecânica dos materiais, do comportamento dos elementos estruturais e das possíveis soluções e estratégias de reabilitação e reforço a adotar em cada tipo de construção.

Sendo reconhecidamente importante a divulgação de informação sobre os novos materiais e soluções adotadas nos trabalhos de reabilitação e reforço das estruturas existentes, a promoção e a troca de experiências associadas ao estudo das patologias e às intervenções de reabilitação e reforço de estruturas, surge o presente número especial da **rpee**. Com efeito, este número inclui um conjunto de artigos sobre vários temas, como a monitorização, a reparação e reforço de construções históricas e de estruturas de betão armado, de edifícios e pontes. Incluem-se ainda artigos dedicados à análise do comportamento de elementos estruturais e da eficiência de diferentes soluções de reforço estrutural.

Humberto Varum

Hugo Rodrigues

António Arêde

Esmeralda Paupério

Francisco Carvalho

Coordenadores do número temático
patologia e reabilitação de estruturas

Sistemas passivos de proteção ao fogo dos CFRP

CFRP passive fire protection systems

Luís Silva
Débora Macanjo Ferreira
Luís Mesquita
Paulo Piloto

Resumo

É objetivo deste trabalho estudar o comportamento dos materiais compósitos ao fogo, em particular os materiais compósitos à base de fibras de carbono (CFRP). Para tal é apresentada uma campanha de ensaios com amostras de provetes de betão de dimensões 100×100×40 mm. O CFRP é colado na superfície dos provetes com recurso a resina epoxídica e exposto à ação térmica.

A influência dos sistemas passivos de proteção no comportamento ao fogo dos CFRP é analisada considerando os seguintes materiais de proteção: placa de gesso e tinta intumescente.

A superfície do sistema de reforço é exposta à ação de diferentes fluxos de calor por radiação, 35 kW/m² e 75 kW/m², provenientes de um calorímetro de perda de massa. A evolução da temperatura é avaliada através de termopares colocados entre as superfícies de ambos os materiais, permitindo uma análise da influência destes materiais de proteção na capacidade de reforço estrutural dos CFRP quando submetidos a elevadas temperaturas.

Abstract

An experimental programme was performed in order to evaluate the behaviour of composite materials when exposed to fire, in particular composite materials based on carbon fibres (CFRP). Therefore, a campaign of tests on concrete specimens with 100×100×40 mm was developed. The CFRP sheet is bonded on the surface of the specimens using epoxy resin and exposed to thermal action.

The influence of passive protection systems on the burning behaviour of CFRP is analysed using different fire protection materials, such as gypsum plasterboard and intumescent paint.

The surface of the reinforcement system is exposed to the action of different radiant fluxes equal to 35 kW/m² and 75 kW/m², from a cone calorimeter. The temperature evolution is determined by thermocouples placed between the concrete surface and CFRP, allowing to analyse the influence of these protective materials in the structural reinforcement capabilities of the CFRP when subjected to high temperatures.

Palavras-chave: CFRP / Proteção passiva/ Resistência ao fogo / Calorímetro de cone

Keywords: CFRP / Passive protection / Fire resistance / Cone calorimeter

Luís Silva

Aluno de Mestrado
Instituto Politécnico de Bragança
Bragança, Portugal
luis_duarte_silva@hotmail.com

Débora Macanjo Ferreira

Professora Adjunta
Instituto Politécnico de Bragança
Bragança, Portugal
debora@ipb.pt

Luís Mesquita

Professor Adjunto
Instituto Politécnico de Bragança
Bragança, Portugal
lmesquita@ipb.pt

Paulo Piloto

Professor Coordenador
Instituto Politécnico de Bragança
Bragança, Portugal
ppiloto@ipb.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

SILVA, L. [et al.] – Sistemas passivos de proteção ao fogo dos CFRP. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 7-16.

1 Introdução

O compósito à base de polímeros reforçados com fibras (FRP) é formado por fibras contínuas de reforço orgânico ou inorgânico, por resina termoendurecida (matriz), e por cargas de enchimento ou “fillers” [1]. O comportamento final de um FRP depende dos materiais que o constituem, ou seja, da orientação, do comprimento, da forma e da composição das fibras principais do reforço, das propriedades mecânicas da resina da matriz, bem como da adesão entre as fibras e a matriz. A matriz (resina termoendurecida) tem como funções transmitir os esforços entre as fibras e a estrutura envolvente, bem como proteger as fibras da agressividade ambiental e dos danos mecânicos. Nos sistemas FRP, a resina geralmente aplicada é do tipo epoxídico. A técnica de reforço de estruturas de betão por meio de colagem de compósitos tem vindo a ser aplicada na indústria da construção em substituição dos métodos tradicionais, pois apresentam maior resistência e menor massa específica que, por exemplo, o aço. São vários os exemplos de aplicação destes materiais quer em pontes quer em edifícios, tanto em novas construções como em reabilitação e/ou reforço de estruturas degradadas. Com o aumento da utilização dos FRP são inevitavelmente encontrados novos problemas e desafios. De entre esses problemas, existem preocupações legítimas em relação ao comportamento dos materiais FRP quando expostos ao fogo. A maioria dos compósitos não é diretamente inflamável e apresenta um comportamento satisfatório a elevadas temperaturas [2, 3], contudo a resina utilizada na composição pode comprometer o desempenho do elemento estrutural quando sujeito a um incêndio durante um certo período de tempo.

No caso de exposição direta ao fogo, é recomendável que os FRP sejam aplicados com medidas adicionais de prevenção. Dependendo do tempo desejado para a resistência ao fogo, podem aplicar-se diversos materiais de proteção tais como: gesso cartonado, painéis de sílica e tintas retardadoras de fogo [4-8].

Constitui um objetivo deste trabalho estudar o comportamento dos materiais compósitos quando sujeitos à ação do fogo, em particular os materiais compósitos à base de fibras de carbono (CFRP). Para tal, é apresentada uma campanha de ensaios com amostras de provetes de betão, utilizando o método de ensaio preconizado na norma EN ISO 13927 [9, 10]. Os provetes de betão são reforçados com manta ou com laminados de CFRP. Ambos os materiais de reforço são colados na superfície do betão exposta à ação térmica, com recurso a resina epoxídica. É globalmente analisado o comportamento ao fogo do elemento de betão reforçado com CFRP.

A superfície do sistema de reforço é exposta à ação de dois fluxos de calor por radiação provenientes de um calorímetro de perda de massa: 35 kW/m² e 75 kW/m², e a evolução da temperatura é registada através de termopares colocados entre as superfícies de ambos os materiais [11].

A influência dos sistemas passivos de proteção no comportamento ao fogo dos CFRP é analisada considerando como materiais de proteção a placa de gesso e a tinta intumescente. A evolução da temperatura das superfícies de contacto dos diferentes materiais é determinada para os dois fluxos de calor considerados permitindo uma análise da influência destes materiais de proteção na

capacidade do reforço estrutural dos CFRP quando submetidos a elevadas temperaturas.

2 Programa experimental

2.1 Preparação dos provetes de ensaio

No Quadro I são apresentadas as diferentes séries de ensaio conduzidas e os diferentes sistemas de proteção bem como as designações adotadas. Foram ensaiados provetes reforçados com manta de CFRP, designados por S, enquanto os provetes reforçados com laminados de CFRP são designados por L. Os provetes sem proteção correspondem à série U; os provetes protegidos com a placa de gesso, de 12,5 mm de espessura, correspondem à série PB; a série IP corresponde aos provetes protegidos com tinta intumescente para as três espessuras ensaiadas: 0,5 mm, 1,0 mm e 2,0 mm. Os valores 35 e 75 são referentes aos dois fluxos de calor considerados.

Quadro I Séries de provetes ensaiados

Séries experimentais	Proteção ao fogo	Fluxo de calor (kW/m ²)	Designação dos provetes
Série U	s/proteção	35	U-S-35
		75	U-S-75
		35	U-L-35
		75	U-L-75
Série PB	placa de gesso	35	PB-S-35
		75	PB-S-75
		35	PB-L-35
		75	PB-L-75
Série IP	tinta intumescente	35	IP-S-35-0,5
			IP-S-35-1,0
			IP-S-35-2,0
		75	IP-S-75-0,5
			IP-S-75-1,0
			IP-S-75-2,0
		35	IP-L-35-0,5
			IP-L-35-1,0
			IP-L-35-2,0
		75	IP-L-75-0,5
			IP-L-75-1,0
			IP-L-75-2,0

Os provetes analisados foram realizados em betão de dimensões 100x100x40 mm. Quer a manta (camada única) quer o laminado de CFRP (camada única) foram colados à superfície do betão com resina epoxídica (S&P Resin Epoxy 55), Figuras 1 e 2. As características técnicas nominais da manta e do laminado de CFRP, indicadas pelo fabricante (S&P), são apresentadas no Quadro II.

Quadro II Características técnicas dos materiais compósitos aplicados

Tipo de CFRP	Espessura (mm)	Tensão máxima (MPa)	Extensão máxima (%)	Módulo de elasticidade (GPa)
Manta – CF 130 (S&P) 240	0,176	3800	1,55	240
Laminado – CFK 150/2000 (S&P)	1,400	2800-3000	1,40	165-175

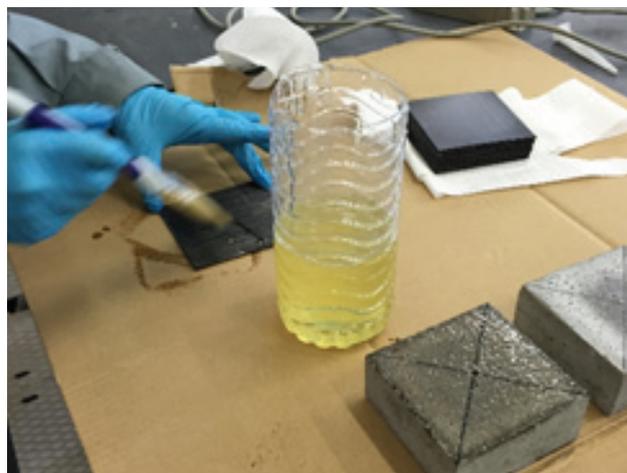


Figura 1 Aplicação da resina epoxídica



Figura 2 Aplicação do CFRP

2.2 Sistemas de proteção

Normalmente, os sistemas de proteção passivos baseiam-se no isolamento dos elementos estruturais, evitando a propagação do fogo e posterior colapso da estrutura. Os sistemas de proteção aplicados neste trabalho são sistemas passivos de segurança ao fogo. Estes materiais devem apresentar reduzido peso volúmico, de forma a não representarem um acréscimo de carga significativo no elemento, baixa condutibilidade térmica e elevado calor específico [5]. Este tipo de proteção tem como objetivo principal prevenir a ignição do material ao fogo mediante a redução do fluxo de calor, fumo e gases tóxicos libertados pelo FRP. No âmbito da presente campanha experimental, pretendeu-se estudar a eficiência de dois materiais de proteção contra o fogo: placa de gesso e tinta intumescente.

As placas de gesso laminado aplicadas, fabricadas pela empresa Gyptec Ibérica [12], são formadas por duas lâminas de papel com gesso de alta qualidade no interior, reforçadas com fibra de vidro para melhorar a reação ao fogo da alma de gesso. Estas placas são adequadas para zonas que necessitem de uma elevada resistência ao fogo, Figura 3.



Figura 3 Provetes protegidos com placa de gesso

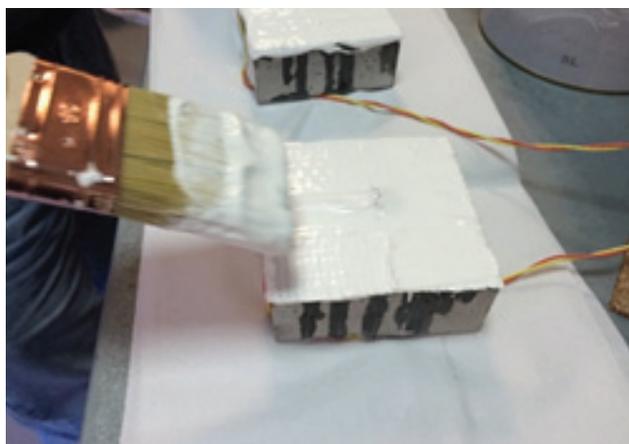


Figura 4 Provetes protegidos com tinta intumescente

Uma tinta intumescente, Interchar 1260 [13], com acabamento mate e cor branca, foi também utilizada para proteção contra o fogo, Figura 4. A tinta Interchar é uma tinta de base aquosa que permite tempos de proteção até 60 min, apresentando massa específica de aproximadamente 1400 kg/m^3 . A tinta foi aplicada com trincha e os provetes foram cobertos com três espessuras diferentes de tinta: 0,5 mm, 1,0 mm e 2,0 mm.

2.3 Calorímetro de perda de massa

Os ensaios experimentais foram realizados num calorímetro de perda de massa. Os testes realizados no calorímetro de perda de massa foram efetuados, com fluxos de calor de 35 kW/m^2 e 75 kW/m^2 , em prismas de betão com manta e com laminado de CFRP colado na superfície sem proteção e com proteção (placa de gesso ou a tinta intumescente). O calorímetro de perda de massa foi calibrado para uma distância, entre a base inferior do cone e a superfície superior da amostra, de 25 mm. Este aparelho está equipado de uma balança de alta precisão permitindo o registo da perda massa da amostra ao longo do tempo, quando submetida a um dado fluxo de calor. Para a análise da evolução da temperatura no CFRP em função do tempo de exposição ao fluxo de radiação, foi utilizado um termopar, do tipo K, introduzido no provete de betão em contacto com a face inferior do CFRP colada à superfície do betão, designado por (T1). Nos provetes protegidos com placa de gesso, as temperaturas foram registadas através de dois termopares, do tipo K, sendo um deles inserido na face inferior do CFRP (T1) e o outro (T2) entre o sistema de proteção e o CFRP para medir a temperatura considerando o fluxo de calor que atravessa o sistema de proteção. Os provetes protegidos com tinta intumescente foram igualmente monitorizados com dois termopares: à semelhança dos anteriores um deles foi inserido na face inferior do CFRP (T1) e o outro entre o CFRP e a tinta intumescente (T2), Figuras 5, 6 e 7 [7].

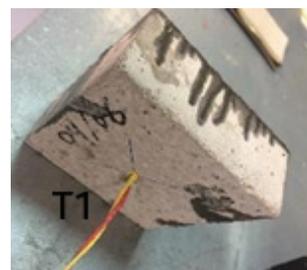


Figura 5 Provetes sem proteção



Figura 6 Provetes protegidos com placa de gesso

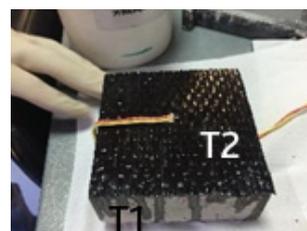


Figura 7 Provetes protegidos com tinta intumescente

3 Resultados experimentais

3.1 Comportamento dos provetes sem proteção

Os provetes reforçados com manta e com laminado de CFRP, sem qualquer proteção ao fogo, apresentam um comportamento similar, ou seja, em ambos os provetes ocorreu ignição da resina epoxídica aplicada na colagem do CFRP, Figura 8. O tempo decorrido até à ignição foi de aproximadamente 4 min para o fluxo de calor de

35 kW/m², e de aproximadamente 1 min para o fluxo de 75 kW/m². Até à extinção da chama ocorreu libertação de fumo, como se verifica na Figura 9. O aspeto final dos provetes reforçados com manta e com laminado de CFRP é apresentado nas Figuras 10 e 11, respetivamente, para o fluxo de calor de 35 kW/m². Nas Figuras 12 e 13 apresenta-se o aspeto final dos provetes submetidos ao fluxo de calor de 75 kW/m². Os provetes sujeitos ao maior fluxo de calor apresentam um aspeto mais deteriorado comparativamente aos provetes ensaiados para um menor fluxo de calor.

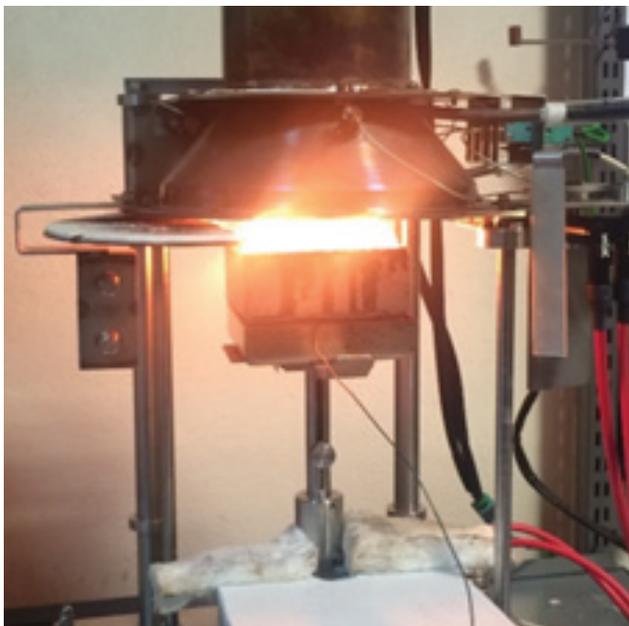


Figura 8 Ignição da resina epoxídica



Figura 9 Libertação de fumo



Figura 10 Provetes reforçados com mantas de CFRP, para o fluxo de calor de 35 kW/m²



Figura 11 Provetes reforçados com laminado de CFRP, para o fluxo de calor de 35 kW/m²



Figura 12 Provetes reforçados com mantas de CFRP, para o fluxo de calor de 75 kW/m²



Figura 13 Provetes reforçados com laminado de CFRP, para o fluxo de calor de 75 kW/m²

3.2 Comportamento dos provetes protegidos com placa de gesso

Os provetes de betão protegidos com placa de gesso laminado, de 12,5 mm de espessura, foram igualmente submetidos aos dois fluxos de calor considerados.

O aspeto final dos provetes reforçados com manta e com laminado de CFRP e protegidos com placa de gesso é apresentado nas Figuras 14 e 15, respetivamente, para o fluxo de calor de 35 kW/m². Nas Figuras 16 e 17 apresenta-se o aspeto final dos provetes para o fluxo de calor de 75 kW/m².

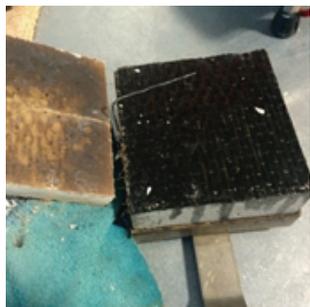


Figura 14 Provete reforçado com mantas de CFRP e protegido com placa de gesso, sujeito ao fluxo de calor de 35 kW/m²

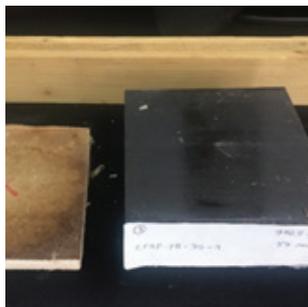


Figura 15 Provete reforçado com laminado de CFRP e protegido com placa de gesso, sujeito ao fluxo de calor de 35 kW/m²



Figura 16 Provete reforçado com mantas de CFRP, e protegido com placa de gesso, sujeito ao fluxo de calor de 75 kW/m²

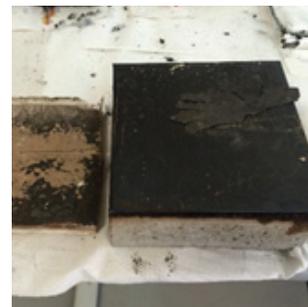


Figura 17 Provete reforçado com laminado de CFRP e protegido com placa de gesso, sujeito ao fluxo de calor de 75 kW/m²

3.3 Comportamento dos provetes protegidos com tinta intumescente

Nos provetes protegidos com tinta intumescente houve registo de ignição no decurso do ensaio.

O aspeto final dos provetes reforçados com manta e protegidos com tinta intumescente, para as três espessuras e para o fluxo de calor de 35 kW/m² é apresentado na Figura 18. Na Figura 19 apresenta-se o aspeto final dos provetes reforçados com laminado de CFRP, para o mesmo fluxo de calor. Para o fluxo de calor de 75 kW/m² e para os provetes com manta e com laminado de CFRP, o aspeto final é o apresentado nas Figuras 20 e 21.

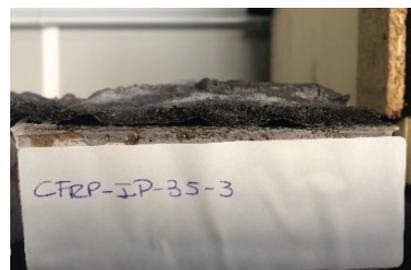
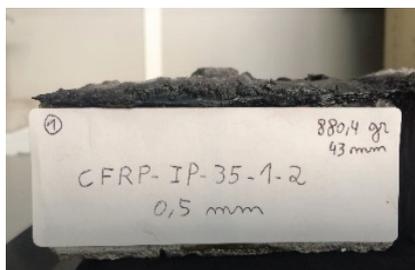


Figura 18 Provetes reforçados com manta de CFRP e protegidos com tinta intumescente, submetidos ao fluxo de calor de 35 kW/m²



Figura 19 Provetes reforçados com laminado de CFRP e protegidos com tinta intumescente, submetidos ao fluxo de calor de 35 kW/m²



Figura 20 Provetes reforçados com manta de CFRP e protegidos com tinta intumescente, submetidos ao fluxo de calor de 75 kW/m²

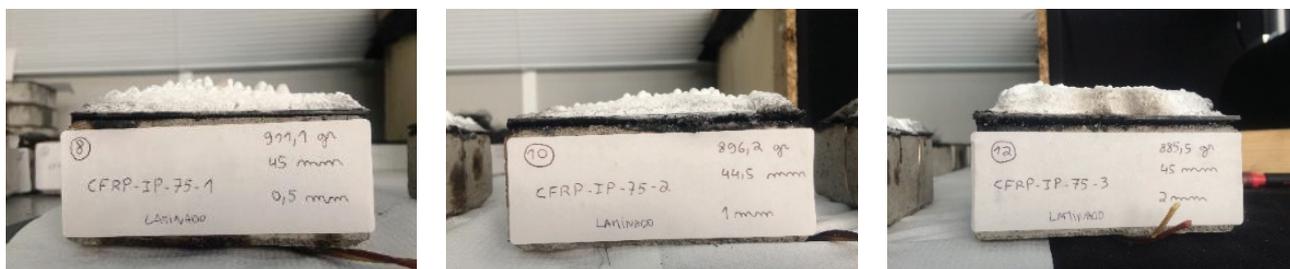


Figura 21 Provetes reforçados com laminado de CFRP e protegidos com tinta intumescente, submetidos ao fluxo de calor de 75 kW/m²

Nas figuras acima pode comprovar-se o comportamento característico da decomposição oxidativa da camada intumescente, de cor branca. O aspeto final dos provetes reforçados com manta e com laminado é similar.

3.4 Discussão dos resultados experimentais

Os resultados obtidos nos ensaios são seguidamente apresentados, quer para os provetes sem proteção (U) quer para os provetes protegidos com placa de gesso (PB) e com tinta intumescente (IP). Os resultados dizem respeito aos valores registados no termopar colocado na superfície inferior do CFRP (T1, ver Figuras 5 a 7). São apresentadas no Quadro III as temperaturas obtidas decorridos 30 min de exposição ao fogo (T₃₀).

Quadro III Valores de T₃₀

	Fluxo de calor (kW/m ²)	U	PB	IP-0,5	IP-1	IP-2
T ₃₀ - S [°C]	35	420	118	242	212	186
T ₃₀ - L [°C]		260	110	223	215	169
T ₃₀ - S [°C]	75	610	167	399	308	280
T ₃₀ - L [°C]		545	173	352	352	273

Nas Figuras 22 e 23 são registadas as curvas da temperatura em função do tempo, para o fluxo de calor de 35 kW/m² nos provetes reforçados com manta e laminado de CFRP, respetivamente.

Para o fluxo de calor de 35 kW/m², os provetes reforçados com

manta sem proteção atingiram valores de temperatura na ordem dos 420 °C. Nos provetes reforçados com laminados de CFRP, a temperatura máxima registada foi de 260 °C. No caso dos provetes protegidos com placa de gesso a temperatura registada foi de 164 °C e de 150 °C para os provetes reforçados com manta e com laminado, respetivamente.

Nos provetes protegidos com tinta intumescente, as temperaturas mais elevadas (310 °C) foram registadas nos provetes com 0,5 mm de tinta, enquanto para espessuras de 2 mm foram da ordem dos 220 °C. Neste caso não se verificaram diferenças significativas entre as temperaturas atingidas nos provetes reforçados com manta e com laminados. Para ambos os sistemas de reforço, verificou-se ser a placa de gesso o melhor sistema de proteção, com um registo de menos 70 °C quando comparados com os provetes protegidos com 2 mm de tinta intumescente.

Nas Figuras 24 e 25 são apresentadas as curvas da evolução da temperatura em função do tempo registada nos provetes reforçados com manta e com laminado de CFRP, respetivamente, quando submetidos ao fluxo de calor de 75 kW/m².

Relativamente aos provetes sem proteção submetidos ao fluxo de 75 kW/m², os valores mais elevados da temperatura são de 610 °C e de 545 °C para os provetes reforçados com manta e com laminados de CFRP, respetivamente.

Também no caso dos provetes com proteção se obteve melhor desempenho nos provetes protegidos com a placa de gesso (cerca de 250 °C) em comparação com os provetes protegidos com tinta intumescente em que o valor mais baixo foi de 370 °C obtido nos provetes protegidos com 2 mm de espessura de tinta.

Durante os ensaios, a taxa de libertação de calor e a perda de massa foram medidas. Estas propriedades são apresentadas nas Figuras 26 e 27, para os provetes sem qualquer sistema de proteção ao fogo.

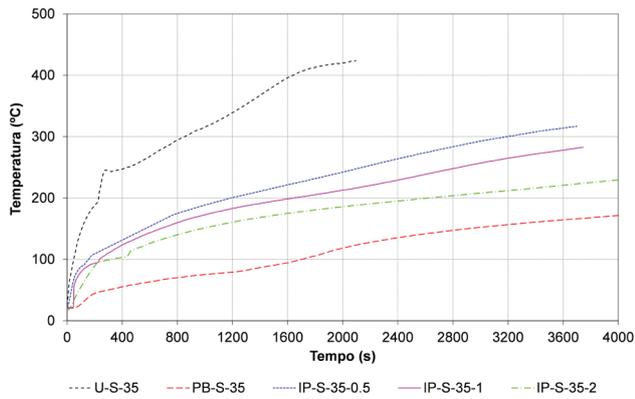


Figura 22 Evolução da temperatura ao longo do tempo nos provetes reforçados com manta de CFRP (fluxo de calor de 35 kW/m²)

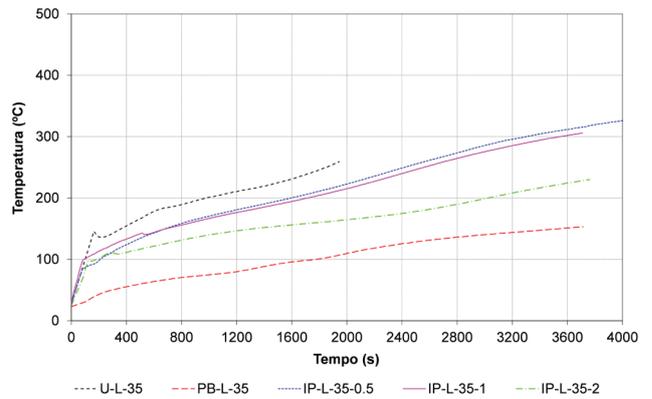


Figura 23 Evolução da temperatura ao longo do tempo nos provetes reforçados com laminado de CFRP (fluxo de calor de 35 kW/m²)

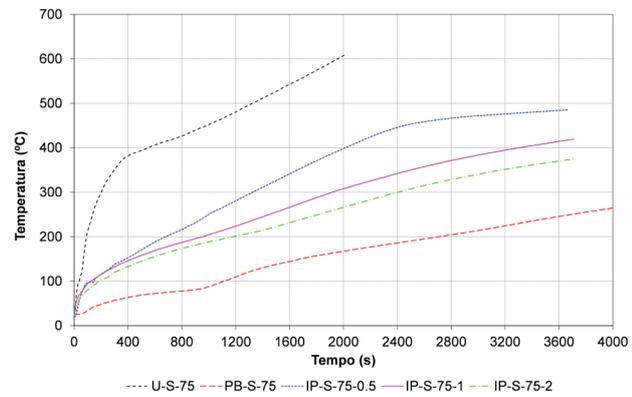


Figura 24 Evolução da temperatura ao longo do tempo nos provetes reforçados com manta de CFRP (fluxo de calor de 75 kW/m²)

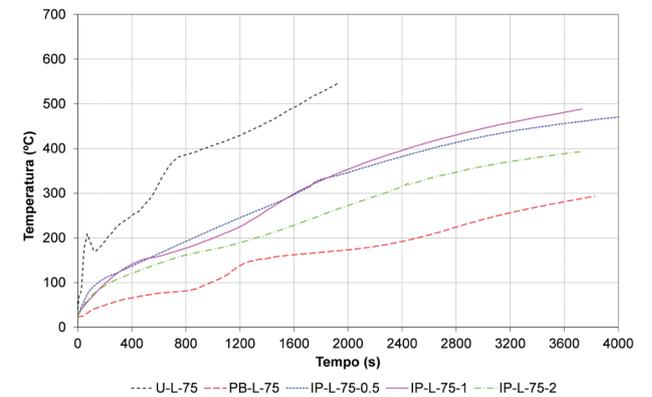


Figura 25 Evolução da temperatura ao longo do tempo nos provetes reforçados com laminado de CFRP (fluxo de calor de 75 kW/m²)

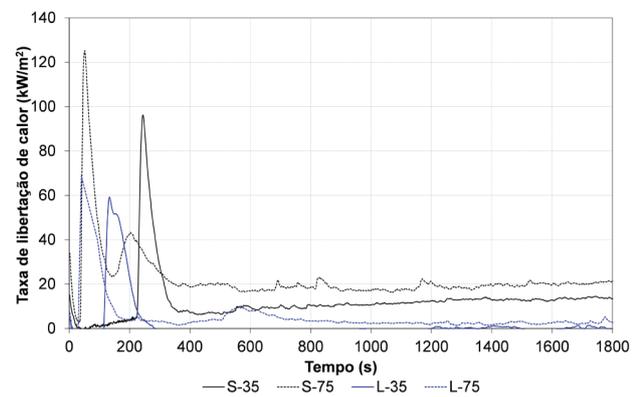


Figura 26 Taxa de libertação de calor

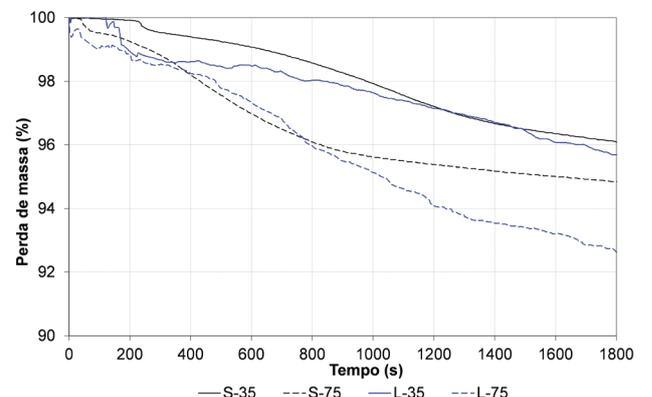


Figura 27 Perda de massa

No que diz respeito à taxa de libertação de calor, para ambos os fluxos de calor e para ambos os sistemas de reforço, foi identificado um período inicial em que os provetes sem proteção não libertam calor, dado que a temperatura nos provetes é inferior à temperatura de pirólise da resina polimérica. Findo este período inicial, cuja duração diminuiu com o aumento do fluxo de calor, a taxa de libertação de calor é consideravelmente incrementada devido à combustão da resina que rapidamente atinge o seu valor de pico. Seguidamente, a taxa de libertação de calor diminui gradualmente com o tempo devido ao início da extinção da chama e do processo de combustão. Após a decomposição de toda a resina usada na colagem do CFRP, verifica-se um valor residual da taxa de libertação de calor, resultando num comportamento similar verificado por outros autores [11, 14].

Os valores máximos registados para a taxa de libertação de calor foram de 185 kW/m² para o fluxo de calor de 75 kW/m², e de 94 kW/m² para o fluxo de calor de 35 kW/m², no caso dos provetes reforçados com manta de CFRP. No caso dos provetes reforçados com laminado de CFRP, os valores de pico foram mais baixos: 69 kW/m² e 58 kW/m² para os fluxos de calor de 35 kW/m² e de 75 kW/m², respetivamente.

As curvas apresentadas na Figura 27 são referentes à perda de massa registada nos provetes reforçados quer com manta quer com laminado de CFRP, sem qualquer tipo de proteção. Estas curvas seguem a tendência das curvas referentes à taxa de libertação de calor mostrando um patamar inicial sem perda de massa, seguido de quebra acentuada de perda de massa relacionada com o instante em que tem início a combustão da resina epoxídica. Após este pico, as amostras continuam a perder massa de forma mais lenta devido à contínua decomposição térmica da massa residual. O valor médio da perda de massa total dos provetes de betão reforçados com manta foi de 4% e 6% para os fluxos de calor de 35 kW/m² e 75 kW/m², respetivamente. Para as amostras de betão reforçadas com laminado, a perda de massa total foi de 5% e 7% para os fluxos de calor de 35 kW/m² e 75 kW/m², respetivamente.

4 Conclusões

O comportamento ao fogo de manta e de laminado de CFRP foi avaliado recorrendo a ensaios no calorímetro de perda de massa. Os ensaios foram realizados em provetes sem qualquer sistema de proteção (referência) e protegidos com dois sistemas passivos de proteção: placa de gesso laminada e tinta intumescente com três espessuras diferentes. Os ensaios realizaram-se para dois fluxos de calor 35 kW/m² e 75 kW/m².

Dos ensaios realizados verificou-se que:

- As temperaturas medidas mostraram que ambos os materiais de proteção contra incêndio originaram uma redução significativa das temperaturas no CFRP.
- Ao fim de 30 min de exposição ao fogo, o desempenho da placa de gesso na redução da temperatura alcançada no provete reforçado com manta CFRP foi de 72% e 71% para os fluxos de calor de 35 kW/m² e 75 kW/m², respetivamente. Os valores obtidos são semelhantes, o que leva a concluir que a placa de

gesso não altera a sua eficiência com o aumento do fluxo de calor.

- Nos provetes reforçados com manta de CFRP e protegidos com tinta intumescente registaram-se, para o fluxo de calor de 35 kW/m², reduções de temperatura no CFRP de 43%, 49% e 56% para as espessuras de 0,5 mm, 1,0 mm e 2,0 mm, respetivamente, ao fim de 30 min de exposição ao fogo. Com estes resultados, verifica-se que a eficiência da proteção com tinta intumescente tende a aumentar com o aumento da sua espessura. Relativamente ao fluxo de calor de 75 kW/m², as reduções da temperatura foram de 35%, 49% e 55% para 0,5 mm, 1,0 mm e 2,0 mm de espessura de tinta, respetivamente, e para o mesmo tempo de exposição ao fogo.
- Nos provetes reforçados com laminado de CFRP, a influência da placa de gesso na redução da temperatura alcançada no provete reforçado com laminado de CFRP foi de 57% e 68% para os fluxos de calor de 35 kW/m² e 75 kW/m², respetivamente. A eficiência deste sistema de proteção foi superior à registada nos provetes protegidos com tinta intumescente para as espessuras de tinta consideradas. Para o fluxo de calor de 35 kW/m², registaram-se reduções de temperatura no CFRP, decorridos 30 min de exposição ao fogo, de 14%, 16% e 34% para as espessuras de 0,5 mm, 1,0 mm e 2,0 mm, respetivamente. Com estes resultados confirma-se que a eficácia da proteção com tinta intumescente tende a aumentar com o aumento da sua espessura. Relativamente ao fluxo de calor de 75 kW/m², as reduções de temperatura foram de 36%, 35% e 50% para 0,5 mm, 1,0 mm e 2,0 mm, de espessura de tinta, respetivamente, e para o mesmo tempo de exposição ao fogo.

Agradecimentos

Os autores agradecem o fornecimento dos materiais utilizados no estudo às empresas: Reconco e International Coatings.

Referências

- [1] Juvandes, L. F. P. – *Reforço e Reabilitação de Estruturas de Betão Usando Materiais Compósitos de CFRP*, Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil (DEC), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1999.
- [2] Schwartz, M. – *Composites Materials Handbook*: McGraw-Hill Co, New York, 1992.
- [3] Green, M. F.; *et al.* – "Design guidelines for fire resistance of FRP-strengthened concrete structures," presented at the *Eighth International Conference on FRP in Reinforced Concrete Structures - FRPRCS8*, Patras, Greece, 2007.
- [4] Bai, Y.; Keller, T. – *High temperature performance of polymer composites ed.*: Wiley-VCH, 2014.
- [5] Correia, J. R. – *CFRP pultruded profiles in civil engineering: hybrid solution, bonded connection and fire behaviour*, PhD, Civil Engineering, Instituto Superior Técnico, 2008.

- [6] Morgado, T. M. R. – *Comportamento ao fogo de vigas de compósito de CFRP*, Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico de Lisboa, 2012.
- [7] Ferreira, D. M.; *et al.* – "CFRP fire behaviour – passive protection system," in *7th International Conference on Safety and Durability of Structures* - ICOSADOS, Vila Real, 2016.
- [8] Firmo, J. P.; *et al.* – "Comportamento ao fogo de vigas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP instalados em rasgos: ensaios de resistência ao fogo e simulação numérica," in *5ª JORNINC- Jornadas de Segurança aos Incêndios Urbanos*, LNEC, Lisboa, 2016.
- [9] 5660-1, I. – ISO 5660-1 - *Reaction-to-fire tests - Heat release, smoke production and mass loss rate. Heat release rate (cone calorimeter method)*, vol. ISO 5660-1:2002(E), ed: ISO, 2002.
- [10] 13927, E. I. – EN ISO 13927 - *Plastics – Simple heat release test using a conical radiant heater and a thermopile detector*, ed. Brussels: European Committee for Standardization, 2003.
- [11] Correia, J. R.; *et al.* – "The effect of different passive fire protection systems on the fire reaction properties of GFRP pultruded profiles for civil construction", *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, vol. 41, pp. 441-452, 3// 2010.
- [12] Gyptec Ibérica – Gessos Técnicos, S.A., "Ficha técnica, Placa F - EN 520," vol. DOC 05.01-21, ed, 2012.
- [13] International Coatings – "Interchar® 1260 – Pintura Intumescente Base Agua", vol. Ref:10180, ed, 2015.
- [14] Correia, J. R.; *et al.* – "Fire protection systems for building floors made of pultruded GFRP profiles: Part 1: Experimental investigations", *Composites Part B: Engineering*, vol. 41, pp. 617-629, 12// 2010.

Avaliação de projeto de pontes baseada em dados experimentais

Evaluation of bridges design based on experimental data

Iviane Cunha Santos
Fábio Pessoa da Silva Nunes
Rogério Calazans Verly

Resumo

A avaliação das pontes permite programar as intervenções e gerir a infraestrutura de forma económica, com atenuação significativa nos custos. Sabe-se que a resposta dinâmica se modifica devido a alterações nas dimensões dos elementos, condições de contorno, massa e deterioração das propriedades mecânicas, ou a ocorrência simultânea de todos estes fenómenos, incluídos nos processos de dano. Nesse sentido, o artigo descreve a metodologia de otimização de modelo numérico da ponte sobre o rio Oiapoque localizada na Rodovia Federal BR-156, Amapá, Brasil, por meio da comparação entre as frequências numéricas e experimentais. Conduz também uma análise numérica do acréscimo de rigidez fornecido por reforços como forma de propor soluções à recuperação da estrutura. A metodologia adotada foi essencial para atendimento as Normas e Manuais Técnicos e para subsidiar a definição do tipo de intervenção a ser projetado para a estrutura existente.

Abstract

The evaluation of the bridges allows to program interventions and manage infrastructure economically, with significant mitigation costs. It is well known that the dynamic response changes due to changes in the dimensions of the elements, boundary conditions, mass and deterioration of mechanical properties, or the simultaneous occurrence of all these phenomena, included in the damage process. In this sense, the article describes a methodology for optimizing the numerical model of the bridge over the Oiapoque River located at Federal Highway BR-156, Amapá, Brazil, based on the difference between numerical and experimental frequencies. It also leads a numerical analysis of increased stiffness provided by reinforcements in order to offer solutions for recovery of the structure. The methodology adopted was essential to comply with the Standards and Technical Manuals, and to support the definition of the type of intervention to be designed to the existing structure.

Palavras-chave: Pontes / Reabilitação de estruturas / Elementos finitos / ANSYS

Keywords: Bridges / Structural rehabilitation / Finite elements / ANSYS

Iviane Cunha Santos

Engenheira Civil
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
Brasília, Brasil
iviane.santos@dnit.gov.br

Fábio Pessoa da Silva Nunes

Engenheiro Civil
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
Brasília, Brasil
fabio.nunes@dnit.gov.br

Rogério Calazans Verly

Engenheiro Civil
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
Brasília, Brasil
rogerio.calazans@dnit.gov.br

Aviso legal

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

Legal notice

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

SANTOS, I. C. [et al.] – Avaliação de projeto de pontes baseada em dados experimentais. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 17-28.

1 Introdução

Segundo o relatório "Perspectivas da Economia Mundial", divulgado pelo Fundo Monetário Internacional (FMI) [1], a recuperação econômica do país exige o aumento dos investimentos em infraestrutura, deixar de fazê-lo pode produzir um impacto negativo na competitividade econômica e as consequências incluem a redução do potencial de crescimento que pode contribuir até para a criação de pressões inflacionárias. O Brasil, por sua vez, possui cerca de 60 mil quilômetros de rodovias federais pavimentadas, junto à estas estão as Obras-de-Arte Especiais: pontes, viadutos, passarelas, passagens inferiores e túneis, que ao longo da vida útil merecem continuada atenção de forma a detectar antecipadamente sinais de alteração dos níveis de segurança estrutural e desempenho funcional.

De tal modo, para preservação e manutenção da infraestrutura é imprescindível a avaliação do estado das estruturas de forma a permitir uma programação das intervenções nas obras e a gestão econômica da infraestrutura, com atenuação significativa nos investimentos.

Segundo o *Manual de Obras-de-arte Especiais*, do Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre (DNIT) [2], as estruturas devem ser projetadas para que possam ser utilizadas durante toda sua vida útil, sem cuidados excepcionais de manutenção e sem necessidade obrigatória de obras de recuperação ou reforço. Ainda que os avanços tecnológicos e o desenvolvimento de novos métodos na área do cálculo estrutural possam superar as limitações e dificuldades na análise da situação atual das obras, a carência de manutenção se apresenta como o principal fator para o surgimento de danos nas estruturas, aumentando a velocidade de degradação e comprometendo a segurança dos usuários [3].

Portanto, o cadastro, as inspeções regulares e o acompanhamento das obras-de-arte apresentam papel fundamental no correto diagnóstico dos danos, visando subsidiar o desenvolvimento de propostas de reabilitação [4].

O artigo propõe a avaliação quantitativa das anomalias que podem ser encontradas nas pontes nas condições de serviço, por meio da análise dinâmica [5] de modelos numéricos desenvolvidos [6], [7] e [8] pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) [9] e [10], de forma a proporcionar uma precisa avaliação da capacidade de serviço das estruturas. Conduz também uma análise numérica do acréscimo de rigidez fornecido por reforços como forma de propor soluções à recuperação da estrutura.

2 Ponte sobre o Rio Oiapoque

A Ponte Internacional Oiapoque situa-se na fronteira entre o Brasil e a Guiana Francesa, e liga a capital do estado do Amapá, Macapá, a capital da Guiana Francesa, Caiena, dando continuidade à rodovia brasileira BR-156 até o entroncamento na Rodovia RN2 na Guiana Francesa.

O projeto foi elaborado pela projetista e consultora Maia Melo Engenharia em outubro de 2008 e a empresa responsável pela execução foi o consórcio formado pelas empresas brasileiras EGESA/CMT.

2.1 Histórico da obra

Em 28 de maio de 1996, foi celebrado em Paris, o Acordo-Quadro de Cooperação entre Brasil e França. Desta forma o governo brasileiro iniciou as negociações com o governo francês para implementar a construção de uma ponte ligando Oiapoque, Brasil, à Saint-Georges, Guiana Francesa. O Acordo foi promulgado por meio do Decreto Nº 2.200 de 8 de abril de 1997, e finalmente em 15 de julho de 2005 foi celebrado o acordo relativo a contratação do projeto e construção, promulgado pelo Decreto Nº 6.250, de 6 de novembro de 2007, onde se definiram as características geométricas preliminares da ponte, como gabarito navegável mínimo, rodovia com duas pistas e uma pista mista para ciclistas e pedestres separada da via central por uma barreira física.

De tal modo, em 2006 o DNIT iniciou o processo de seleção para a execução dos serviços de elaboração de projeto de engenharia para construção da ponte e acessos. O projeto foi elaborado pela projetista e consultora Maia Melo Engenharia, concluído e aprovado em outubro de 2008. Neste contexto, foram realizados também o Estudo de Impacto Ambiental (EIA) e o Relatório de Impacto Ambiental (RIMA), concluídos em junho de 2009, sendo o projeto considerado viável do ponto de vista ambiental, social e econômico.

Em 28 de novembro de 2008 foi publicada a convocação pública internacional para a contratação da construção da ponte. A empresa vencedora da concorrência foi o consórcio formado pelas empresas brasileiras EGESA/CMT. A construção da ponte teve seu início em 2009 e finalmente foi concluída em novembro de 2012.

2.2 Problemas durante a execução

As principais dificuldades encontradas durante a execução decorreram da interrupção da obra ocasionada devido ao atraso na liberação das licenças ambientais, achados arqueológicos na área da fundação no lado brasileiro e revisão no projeto de fundação. As obras da ponte realizadas nas duas margens do rio revelaram sítios arqueológicos que foram pesquisados por equipas francesas e brasileiras. O Institut National de Recherches Archéologiques Préventives – INRAP e o Instituto de Pesquisas Científicas e Tecnológicas do Estado do Amapá identificaram peças de cerâmica, ricamente elaboradas, que continham depósitos funerários de aldeias indígenas dos séculos XI e XII.

Outro problema foi devido a falhas no projeto básico que indicava que o subsolo da região era formado por rochas graníticas e solo residual dispostos nas margens do rio; assim a fundação foi projetada em estaca raiz executada em solo embutida em rocha, onde os comprimentos variavam entre 6 e 9 metros para os pilares centrais e de 9 a 24 metros nos encontros, com um embutimento mínimo de 5,0 metros em rocha. Contudo, após nova campanha de sondagens realizada no projeto de execução, a geologia da área de construção das fundações apresentou blocos isolados de rochas envoltas em solos residuais. Desta forma, o comprimento das estacas raiz previstas no projeto básico seria insuficiente para garantir o embutimento em rocha de boa qualidade, sendo necessário ou aumentar o comprimento ou modificar a solução para tubulões encamisados atingindo os pontos mais baixos do perfil geológico e eliminando a solução de estaca raiz, sendo adotada a segunda solução.

2.3 Localização

A Ponte Internacional Oiapoque situa-se na fronteira entre o Brasil, município do Oiapoque no estado do Amapá, e a Guiana Francesa, município de Saint-Georges-de-Oyapock. A ponte compõe o Projeto Arco Norte, uma integração rodoviária de interconexão entre Suriname, Guiana Inglesa, Guiana Francesa e os estados de Amapá (capital Macapá) e Roraima (capital Boa Vista) no norte do Brasil, conforme Figura 1.



Figura 1 Arco Norte – integração rodoviária

A escolha do local de implantação da ponte se deu para aproveitar o estreitamento natural do canal do rio Oiapoque.

2.4 Características do projeto

Conforme Projeto Básico [11] e As Built [12], a ponte apresenta um comprimento total de 378 m, composta por um tabuleiro estaiado com comprimento de 345 m e duas caixas de equilíbrio com comprimento de 16,5 m. Longitudinalmente a ponte é constituída por três vãos, o vão principal medindo 245 m e dois vãos de equilíbrio medindo 50 m. Os gabaritos de navegação adotados para o local têm largura de 50 m e altura livre de 15 m, localizada no meio do vão estaiado.

A ponte tem dois planos de tirantes, fabricados com aço CP-177RB, ligando o tabuleiro ao mastro em sistema intermediário.

O mastro em forma de “H” é composto por dois pilares quadrados com seção vazada, travados na altura do tabuleiro por uma viga com seção em caixão. As vigas de travamento do mastro servem de base para os aparelhos de apoio metálicos, sobre os quais serão apoiadas as longarinas da ponte.

A plataforma apresenta uma largura de 13,70 m, sendo a seção transversal constituída por um passeio para pedestres com largura de 2,50 m e por uma pista de 9,0 m, abrigando duas faixas de 3,50 m e duas faixas de segurança de 1,00 m cada. Também constituem o tabuleiro duas barreiras incorporadas nas longarinas e uma mureta lateral de 0,20 m.

A seção transversal é constituída de duas vigas longarinas com 1,27 m de altura nas bordas da pista e uma laje de espessura mínima de 35 cm. O vão central é subdividido em aduelas com comprimento aproximado de 7,0 m.

A obra foi projetada atendendo as normas brasileiras, considerando o veículo classe TB-45, que contempla um veículo de projeto de 450 kN, e o concreto utilizado apresenta a resistência característica $F_{ck} = 35$ MPa.

A Figura 2 apresenta uma imagem da ponte na fase final da construção.



Figura 2 Ponte sobre o Rio Oiapoque – Vista do lado da Guiana Francesa

3 Ensaio dinâmico

O ensaio dinâmico foi realizado pela empresa IEME Brasil [13] com o objetivo de avaliar o comportamento em relação ao previsto no projeto. As monitorações dinâmicas da ponte foram realizadas entre os dias 26/09/2011 e 01/10/2011. A excitação da estrutura se deu de duas formas distintas, com a passagem de veículos a aproximadamente 20 km/h, onde foram posicionadas madeiras transversalmente a pista para aumentar o impacto, Figura 3 a), e por meio de vibração forçada gerada por um vibrador eletromecânico, Vibrodina, Figura 3 b).



Figura 3 Detalhes do ensaio dinâmico a) Caminhões utilizados para a excitação da ponte; b) Posições do Vibrodina

Para essa monitoração foram utilizados acelerômetros do tipo piezo-resistivo, com sensibilidade 20 mV/g. Os acelerômetros foram acoplados a um sistema de condicionamento de sinais, com filtros e amplificadores da marca lotech, modelo WBK 16, e um sistema de aquisição de dados modelo Wavebook/516, ligados a um computador para o armazenamento automático dos resultados onde utilizou-se

o programa WaveView, da marca lotech, para tratamento dos dados.

Os acelerômetros foram posicionados no tabuleiro na direção vertical e transversal ao eixo longitudinal da ponte, a 1/3 e 1/6 do vão, e em alguns tirantes da ponte. Cada prova teve 10 minutos de duração, e os resultados foram gravados a uma frequência de aquisição de 500 Hz. As Figuras 4 a) e 4 b) ilustram as posições dos acelerômetros nas duas torres, e a Figura 4 c) apresenta os detalhes do posicionamento dos acelerômetros.

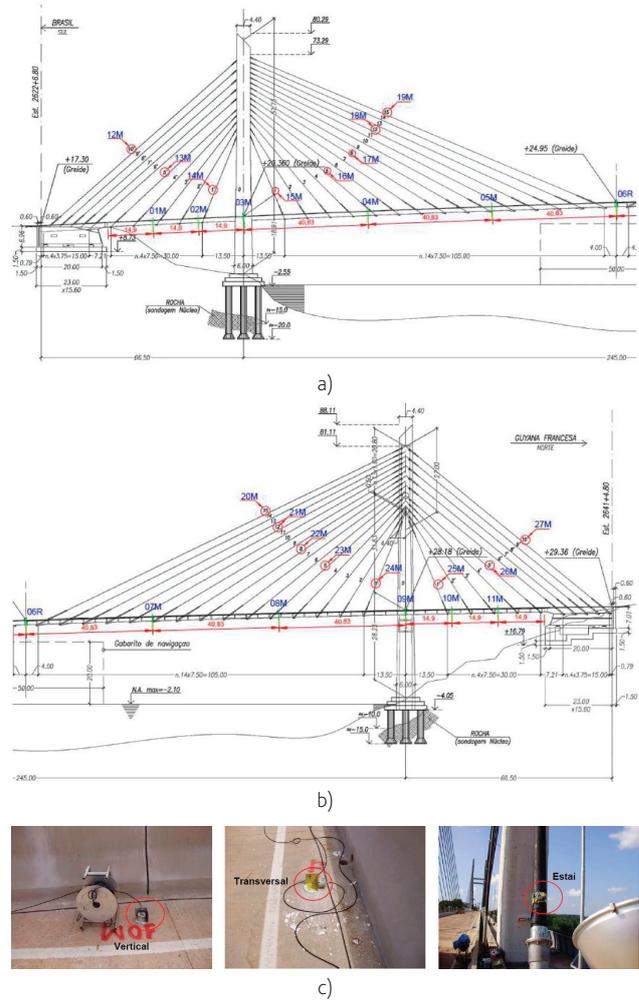


Figura 4 Posicionamento dos acelerômetros: a) Torre Brasil; b) Torre Guiana; c) Detalhes dos acelerômetros no tabuleiro e tirantes (Estai Português Brasil)

A partir dos resultados obtidos experimentalmente pode-se obter os gráficos do módulo da função de transferência, Figura 5 a), onde os picos desses gráficos correspondem às frequências naturais da estrutura. Com a parte imaginária da função de transferência foi possível avaliar a deformada modal, Figura 5 b), e, desse modo, a partir da análise dos gráficos citados foi possível determinar as frequências naturais e as deformadas modais da estrutura.

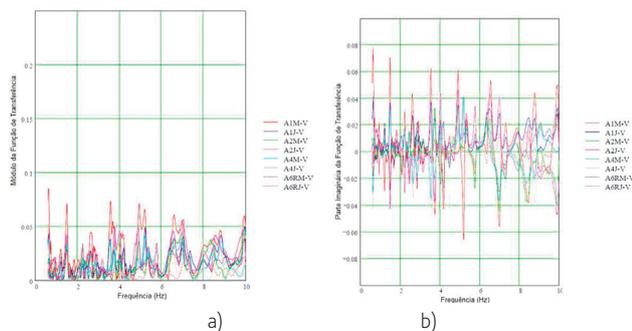


Figura 5 a) Módulo da função de transferência; b) Parte Imaginária da função de transferência

4 Modelo numérico

O modelo numérico 3D foi desenvolvido no Software ANSYS versão R15 [14].

O elemento de viga, com seis graus de liberdade por nó, BEAM188, foi adotado para a representação dos tirantes, vigas, travessas e mastro, sendo este último modelado com seção variável ao longo da altura, adotando ao todo 6 seções diferentes. O elemento de casca, com seis graus de liberdade por nó, SHELL181, foi considerado para a representação das lajes.

A motivação para a modelagem dos tirantes como elementos de viga utilizando o elemento BEAM188, foi incluir o efeito da rigidez a flexão na análise da não-linearidade geométrica com grandes deslocamentos. Para os tirantes foram consideradas ainda as cargas de protensão previstas no projeto, sendo estas escalonadas em fases, simulando o comportamento real da estrutura e evitando os problemas de deformações excessivas provocadas pela excentricidade geométrica.

A Figura 6 apresenta o modelo numérico desenvolvido no software ANSYS.

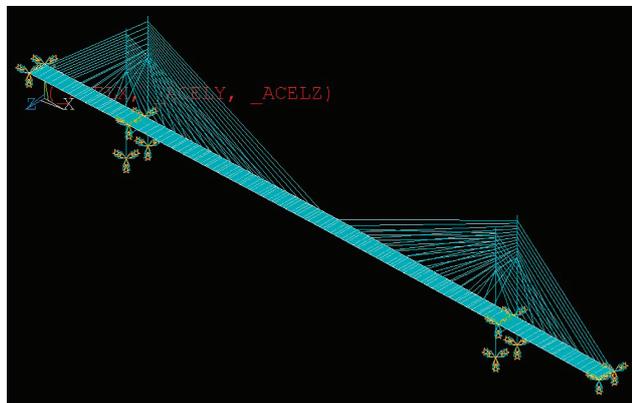
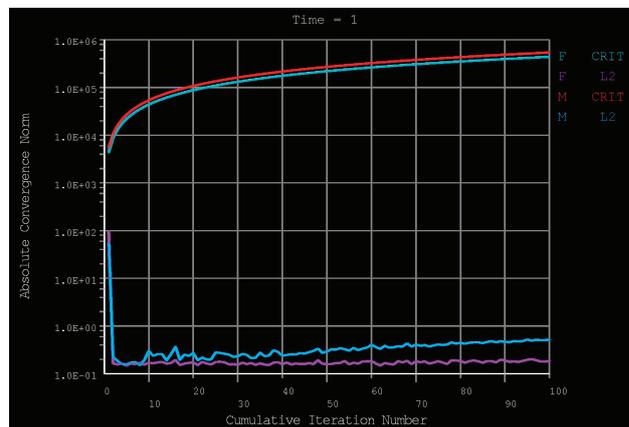


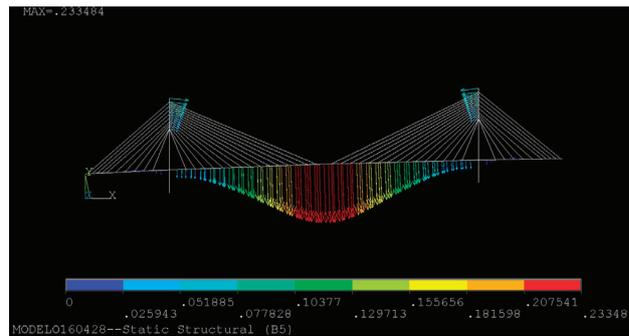
Figura 6 Modelo numérico da ponte

5 Análise estática e modal

A primeira etapa foi a análise estática considerando as não-linearidades geométricas devidas às grandes deformações, onde se considerou a ação da força de protensão nos tirantes e ação da aceleração da gravidade. A Figura 7 a) apresenta os resultados da análise de convergência das não-linearidades geométricas do modelo numérico e a Figura 7 b) apresenta a seção deformada final obtida após a análise não-linear da ponte.



a)



b)

Figura 7 Análise estática: a) Gráfico de convergência da força na análise não-linear; b) Deformada final

A análise modal objetivou determinar as frequências e modos de vibração naturais da estrutura, foi realizada uma análise linear onde as não-linearidades, tais como plasticidade e elementos de contato, foram ignoradas. Para a resolução dos problemas de autovalores e autovetores no programa ANSYS foi utilizado o método Subespaço. Os modos principais são ilustrados na Figura 8 em escala de deformação exagerada para melhor visualização dos modos.

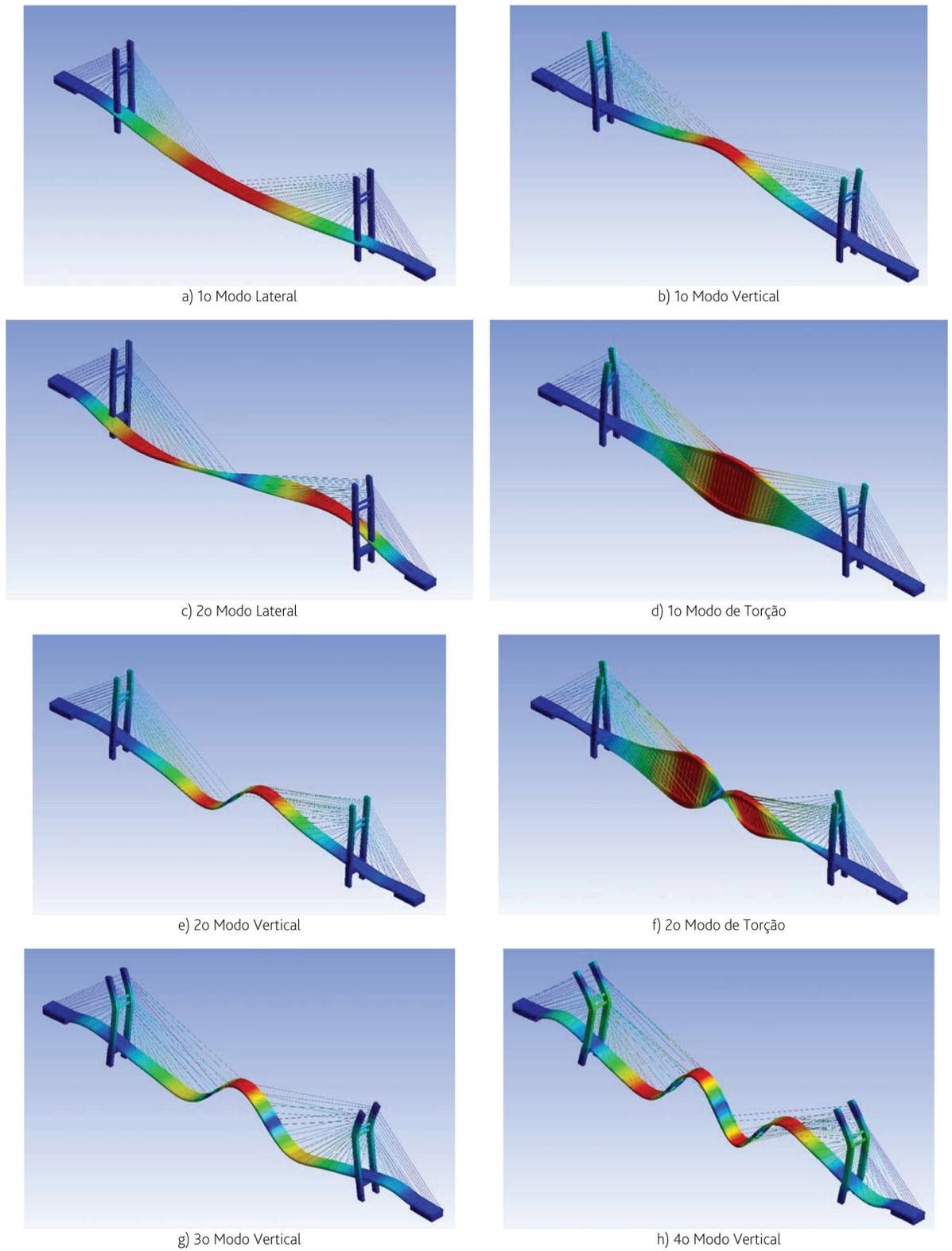


Figura 8 Análise modal

6 Avaliação numérica do modelo de recuperação

Após o desenvolvimento do modelo e análise estática e modal, onde foram determinados a deformação estática e os modos e frequências naturais de vibração, foram consideradas duas situações: a primeira, a estrutura foi modelada sem a consideração das anomalias, conforme projeto final *as built*, e, a segunda situação, foram consideradas anomalias conforme análise de sensibilidade dos parâmetros mais influentes onde tentou simular-se a redução das áreas das seções para a condição de fissuras e trincas, e redução do módulo de elasticidade para representar no modelo numérico a perda da protensão nos tirantes e tabuleiro.

Além da redução da elasticidade devida a relaxação na protensão, ainda foram consideradas nos tirantes a redução da elasticidade para a Elasticidade Equivalente conforme formulação proposta por Irvine [15] e Caetano [16], onde a rigidez axial apresenta uma variação linear em relação ao comprimento, e a tensão axial. Em uma análise linear simplificada, uma rigidez axial pode ser linearizada e poderá ser associada a um determinado nível de comprimento e tensão, por meio da avaliação de um módulo de elasticidade equivalente e E_{EQ} definido como uma função de parâmetro λ^2 , de acordo com a Equação 1:

$$E_{EQ} = \frac{E}{1 + \left(\frac{\lambda^2}{12}\right)} \quad (1)$$

sendo o parâmetro λ^2 definido conforme Equação 2:

$$\lambda^2 = \left(\frac{m \cdot g \cdot L}{T}\right) \cdot \frac{L}{T L_e} \quad (2)$$

onde L e T representam respectivamente o comprimento e a tensão do tirante, m é a massa distribuída ao longo do comprimento e L_e é o comprimento virtual definido como Equação 3:

$$L_e = \int_0^L \left(\frac{ds}{dx}\right)^3 dx \cong L \left[1 + 8\left(\frac{d}{L}\right)^2\right] \quad (3)$$

Para a correlação entre as frequências naturais experimentais e numéricas utilizou-se o índice FER . Assim, para o modo experimental g e um modo numérico h , o índice é dado pela Equação 4:

$$FER_{gh} = \frac{\lambda_h - \lambda_g}{\lambda_g} \quad (4)$$

onde λ_h representa a frequência natural numérica do modo h e λ_g representa a frequência experimental do modo g .

Através da integração entre os softwares *ANSYS* [17] e *ModeFrontier* [18], foram realizadas simulações na fase de otimização empregando dois métodos de otimização: MOGA (*Algoritmos Genéticos para Multiobjective Optimization*), com uma abordagem multiobjetivo da otimização para um resultado mais geral, e o NLPQL (*Non Linear Programação quadrática Lagrangian*) usando um algoritmo baseado no gradiente ideal para otimizações locais, para uma abordagem mais refinada.

6.1 Análise de sensibilidade dos parâmetros

O cálculo da sensibilidade estrutural consiste na avaliação da alteração das variáveis de resposta em função da variação das variáveis de projeto. Desse modo, a sensibilidade associada com o parâmetro de projeto selecionado é calculada, permitindo assim selecionar os parâmetros mais sensíveis, que serão utilizados no processo de atualização.

De tal modo, na análise de sensibilidade calcula-se o coeficiente de sensibilidade S_c definido como a correlação entre a derivada das variáveis de estado ou da função objetivo e a derivada das variáveis de projeto ou parâmetro de atualização, definido conforme Equação 5 e Equação 6:

$$S_c = \frac{\delta_z}{\delta_A} = \frac{Z_m - Z}{A_m - A} \quad (5)$$

$$\delta_z = S_c \cdot \delta_A \quad (6)$$

onde $\delta_A = A_m - A$ representa a alteração nos parâmetros de atualização; $\delta_z = Z_m - Z$ representa a alteração nas variáveis de estado ou função objetivo.

Desse modo, a análise de sensibilidade realizada no *ModeFrontier* objetivou avaliar a correlação entre os parâmetros: força nos tirantes,

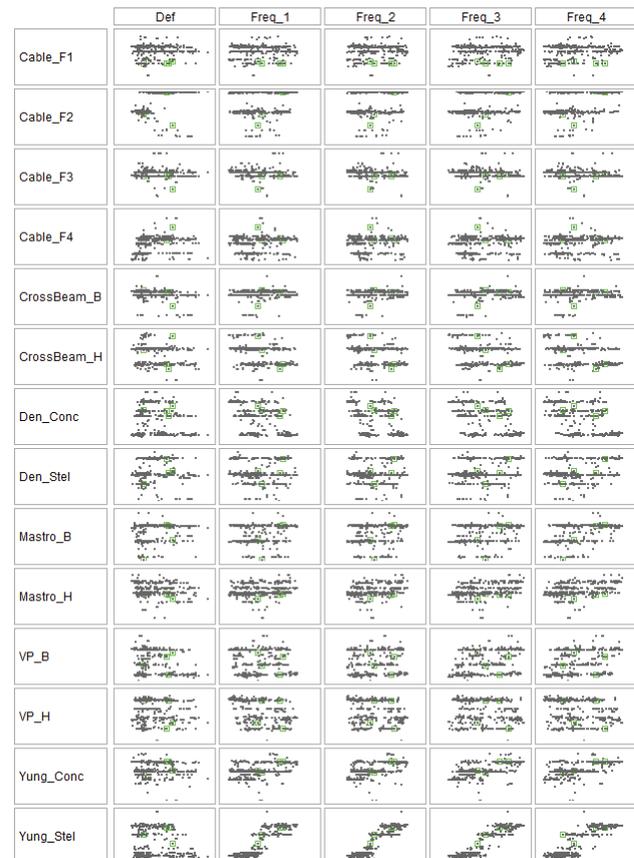


Figura 9 Análise de sensibilidade

módulo de elasticidade, densidade e dimensão dos elementos principais: vigas, transversinas e mastro, com a frequência de resposta da estrutura, conforme ilustrado na Figura 9.

Como um resultado do estudo de sensibilidade, concluiu-se que o parâmetro de maior impacto sobre a resposta de frequência foi o módulo de elasticidade dos tirantes, com um coeficiente de sensibilidade de 0,9. Os parâmetros de Elasticidade e Densidade do Concreto, inércia da Viga Principal e Transversinas apresentaram coeficientes de correlação com as respostas de 0,5, 0,5, 0,39 e 0,40 respectivamente.

Os demais parâmetros apresentaram correlação com valores inferiores a 0,3. Assim, com base na análise de sensibilidade, decidiu-se trabalhar com os parâmetros módulo de Elasticidade dos Tirantes, Elasticidade e Densidade do Concreto e inércia da Viga Principal e Transversinas, que mostraram maior coeficiente de sensibilidade.

6.2 Simulação da estrutura sem dano

Com a consideração das estruturas na condição de projeto, o modelo desenvolvido e os modos e as frequências naturais foram extraídos. A comparação dos resultados entre as frequências numéricas e experimentais da ponte é apresentada na Tabela I.

Tabela I Comparação das frequências numéricas e experimentais – Tabuleiro

Configuração	Frequências		FER
	Analítica	Experimental	
1º vertical	0,6472	0,75	-13,71%
2º vertical	1,5538	1,40	10,99%
3º vertical	2,3656	2,65	-10,73%
4º vertical	3,4013	3,60	-5,52%

Para os estais da ponte onde as frequências foram medidas procedeu-se ao cálculo da correção numérico e experimental apresentado na Tabela II.

Tabela II Comparação das frequências numéricas e experimentais – Estais Guiana

Estais	Frequências		FER
	Analítica	Experimental	
1º 15 vão principal	3,07	3,06	-0,33%
2º 15 vão principal	4,13	4,10	-0,73%
3º 15 vão principal	5,11	5,08	-0,59%

6.3 Simulação da estrutura com dano

Foi criado o modelo numérico com a consideração de anomalias, com o objetivo principal de simular anomalias que podem ser encontradas nas pontes nas condições de serviço.

A Figura 10 apresenta a estrutura de otimização no Programa ModeFrontier, onde os parâmetros de entrada foram força nos tirantes, módulo de elasticidade, densidade e seção das vigas principais, transversinas e mastro. Estes parâmetros foram correlacionados com as quatro frequências dos modos verticais medidos no ensaio experimental assim como a minimização da deformação da análise estática não-linear.

Os valores ótimos para os parâmetros estão relacionados na Figura 11 e foram utilizados para desenvolver o modelo com dano simulado.

Assim, no modelo numérico com dano foram consideradas reduções de seções conforme resultados obtidos na otimização dos parâmetros. A comparação dos resultados entre as frequências numéricas e experimentais da ponte é apresentada na Tabela III.

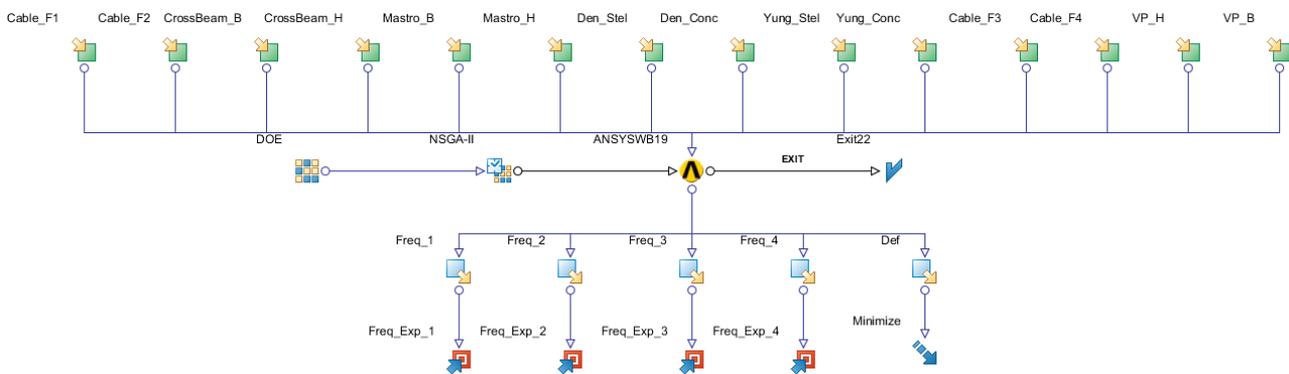
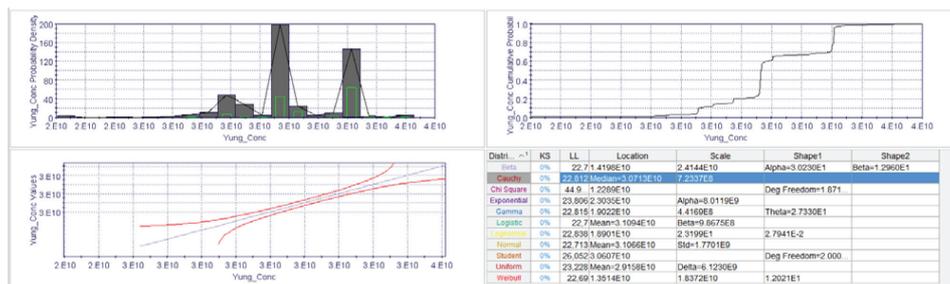
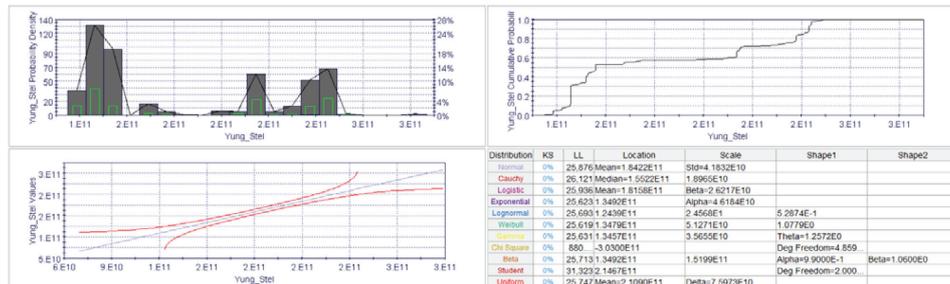


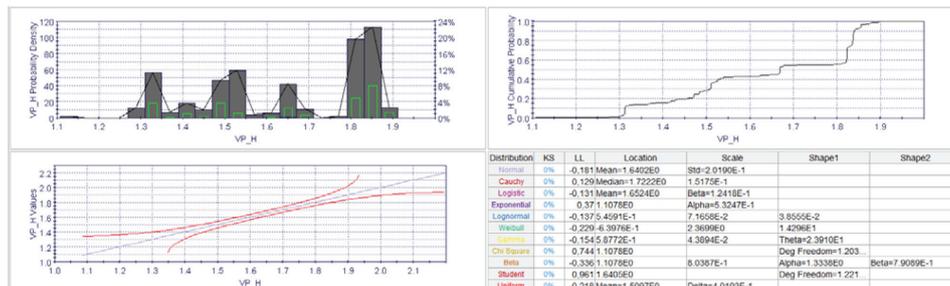
Figura 10 Estrutura da otimização dos parâmetros na simulação com dano



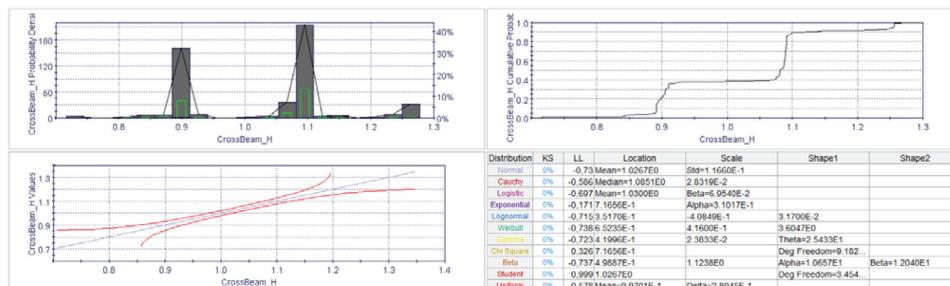
a) Módulo Elasticidade do Concreto



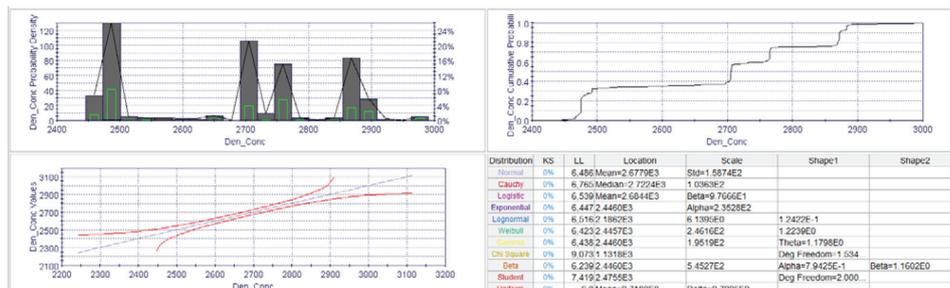
b) Módulo Elasticidade dos Tirantes



c) Inércia da Viga Principal



d) Inércia da Transversina



e) Densidade do Concreto

Figura 11 Valores ótimos dos parâmetros

Tabela III Comparação das frequências numéricas e experimentais – Tabuleiro

Configuração	Frequências		FER
	Análítica	Experimental	
1º vertical	0,7829	0,75	4,39%
2º vertical	1,4291	1,40	2,08%
3º vertical	2,6240	2,65	-0,98%
4º vertical	3,5761	3,60	-0,66%

Pode-se notar que, com a consideração os valores dos danos, as frequências se aproximaram mais das frequências encontradas no ensaio experimental.

6.4 Proposta de recuperação da estrutura

Nesta seção propõe-se o retensionamento dos tirantes de forma a diminuir a deformada estática e aumentar a rigidez global da estrutura. A comparação dos resultados entre as frequências numéricas e experimentais da ponte é apresentada na Tabela IV.

Tabela IV Comparação das frequências numéricas e experimentais – Tabuleiro

Configuração	Frequências		FER
	Análítica	Experimental	
1º vertical	0,75276	0,75	0,37%
2º vertical	1,3437	1,40	-4,02%
3º vertical	2,6213	2,65	-1,08%
4º vertical	3,6314	3,60	0,87%

A consideração do retensionamento dos tirantes levou a representação dos modos e frequências verticais mais próximas às experimentais. Considerando ainda os resultados da inspeção planejada para a estrutura, poderá no futuro analisar-se a capacidade de prever os dados por meio da atualização do modelo numérico e assim obter novos valores de frequências e modos que poderão ser utilizados na avaliação mais precisa da proposta de retensionamento e reforço da estrutura.

7 Conclusão

O objetivo da análise teórica e experimental na estrutura na condição de projeto, sem danos, foi avaliar o comportamento estrutural da ponte estaiada no estágio após a construção quanto ao atendimento as condições de projeto. Assim, o comportamento da ponte pode ser considerado satisfatório, uma vez que o modelo numérico desenvolvido com base nos dados do projeto executivo apresenta resultados próximos aos experimentais avaliados após a conclusão da obra, como pode ser observado por meio do índice de correlação entre as frequências naturais e o índice FER.

No entanto, pode-se notar que a consideração das alterações nos valores dos parâmetros estruturais levou a valores de frequências numéricas próximos aos das frequências experimentais, o que demonstra as incertezas do modelo em representar a estrutura, assim como possíveis existências de danos.

Uma avaliação numérica quantitativa das anomalias que podem ser encontradas nas pontes nas condições de serviço, por meio da análise dinâmica de modelos numéricos, proporciona uma forma adequada de avaliação da capacidade de serviço e ainda possibilita a análise numérica do acréscimo de rigidez fornecido pelo reforço como forma de propor soluções à recuperação da estrutura. No caso de estudo apresentado, a proposta de reforço se ateu no retensionamento dos tirantes como forma de diminuir a deformada estática e aumentar a rigidez global da estrutura.

Por fim, com os resultados da inspeção planejada para estrutura, poderá no futuro avaliar-se a capacidade de prever os danos por meio da atualização do modelo numérico e assim obter novos valores de frequências e modos que poderão ser utilizados na avaliação mais precisa dos valores de retensionamento proposto.

Agradecimentos

Os autores gostariam de agradecer o apoio prestado pelas seguintes instituições e parceiros: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Ministério dos Transportes, Brasil; a empresa IEME BRASIL pelo Relatório do Ensaio Dinâmico; e Licença Acadêmica ModeFrontier ESTECO.

Referências

- [1] International Monetary Fund – *World Economic Outlook: Legacies, Clouds, Uncertainties*. Washington, October 2014.
- [2] DNIT – *Manual de Projeto de Obras-de-Arte Especiais*. DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro, 1996.
- [3] Vitorio, J. – *Pontes Rodoviárias: Fundamentos, Conservação e Gestão*. Recife: 1 Edição, 2002.
- [4] DNIT – *Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2004.
- [5] Clough, R. W.; Penzien, J. – "Dynamics of Structures" (3ª ed.). Berkeley, CA: *Computers & Structures, Inc.*, 2003.
- [6] Fu, C. C.; Wang, S. – *Computational Analysis and Design of Bridge Structures* (Vol. 1). Boca Raton, FL, EUA: CRC Press Taylor & Francis Group. doi:978-1-4665-7985-9, 2014.
- [7] Gimsing, N. J.; Georgakis, C. T. – *Cable Supported Bridges Concept and Design* (3 ed.). Chichester: John Wiley & Sons. doi:1119951879, 9781119951872, 2011.
- [8] Hambly, E. C. – *Bridge Deck Behaviour* (2 ed.). CRC Press, 1991.
- [9] Clough, R. W. – "The Finite Element in Plane Stress Analysis". Proceedings 2nd ASCE Conference on Electronic Computations, (pp. 345-378), Pittsburgh, USA, 1960.

- [10] Greening, P. D. – *Dynamic Finite Element Modelling and Updating of Loaded Structures*. University of Bristol, Bristol, 1999.
- [11] Maia Melo Engenharia. – *Projeto Básico - Ponte Internacional sobre o Rio Oiapoque*. BR-156/AP. Brasília: DNIT, 2008.
- [12] Maia Melo Engenharia – *As Built - Ponte Internacional sobre o Rio Oiapoque*. BR-156/AP. Brasília: DNIT, 2011.
- [13] IEME BRASIL – *Relatório de Avaliação estrutural da Ponte Estaiada sobre o Rio Oiapoque*. São Paulo: DNIT, 2011.
- [14] ANSYS – ANSYS Mechanical User's Guide Release 15.0. Canonsburg, 2013.
- [15] Irvine, H. M. – *Cables Structures*. London, England: The MIT, 1981.
- [16] Caetano, E. S. – *Cable Vibrations in Cable-Stayed Bridges*. Zurich, Switzerland: International Association for Bridge and Structural Engineering IABSE, 2007.
- [17] Software ANSYS – Versão R15, 2015.
- [18] Software ModeFrontier – Versão 2014. Fornecido por ESTECO, 2014.

Reparação em vigas de *Eucalyptus* usando peças de *Pinus* tratado com CCB

Repair in Eucalyptus beams using pieces of CCB treated Pinus

Francisco Antônio Rocco Lahr

Laurenn Borges de Macedo

Giovana Gobatto Balanco

Nathan Alves dos Santos

André Luis Christoforo

Resumo

A madeira é um dos materiais que sempre foram utilizados na construção civil brasileira, devido à sua disponibilidade e bom desempenho estrutural. A maioria das edificações, no Brasil, desde o século XVII, tem utilizado este material como base para a construção, enraizando uma quantia significativa da herança cultural. Porém, em diversas situações, a manutenção adequada não foi dada para garantir a integridade da madeira ao longo do tempo, e por isso a deterioração dos elementos estruturais não é rara, e sua substituição total ou parcial costuma ser necessária. Este estudo objetivou determinar o ganho no produto de rigidez (produto do módulo de elasticidade, E , e do momento de inércia, I) de vigas de madeira parcialmente deterioradas, reforçadas com peças de madeira saudável, conectadas com parafusos autoatarraxantes (de três a trinta e três). Foram realizados testes com vigas mistas de *Eucalyptus grandis* (classe de resistência 30, de acordo com a norma brasileira NBR7190:1997), considerado neste estudo como a porção principal da viga, e *Pinus elliottii* tratado com CCB (borato de cobre cromatado), para a substituição da fração danificada. Os resultados demonstraram um aumento expressivo no produto de rigidez, mesmo quando apenas três parafusos autoatarraxantes foram utilizados, e confirmaram a conveniência na utilização deste procedimento para a reabilitação de vigas de madeira danificadas.

Palavras-chave: Parafusos autoatarraxantes / Reabilitação / Rigidez à flexão

Abstract

Timber is one of materials always applied in Brazilian building construction, due to its availability and good structural performance. The majority of buildings, in Brazil, since 17th century, have utilized this material as important input, concentrating a significant charge of our cultural heritage on it. In several situations, however, maintenance procedures have been insufficient to ensure the integrity of timber along the time. Therefore, deterioration is not rare in structural members and their partial or integral replacement is often necessary. This study aimed to determine improvement in flexural rigidity (product of elastic modulus, E , by moment of inertia, I) in partially deteriorated timber beams, reinforced with healthy wood pieces, connected with self-tapping screws (from three to thirty three). Tests were carried out using mixed beams of *Eucalyptus grandis* (Strength Class 30, according do Brazilian Code NBR7190:1997) considered in this study as main beam portion, and CCB (chromated copper boron) treated *Pinus elliottii* for replacing damaged fractions. Results showed expressive improvement of flexural rigidity, even when only three self-tapping screws were used, and confirmed the convenience of such procedures to rehabilitate damaged timber beams.

Keywords: Self-tapping screws / Rehabilitation / Flexural rigidity

Francisco Antônio Rocco Lahr

Professor Doutor
Universidade de São Paulo
São Carlos, Brasil
frocco@sc.usp.br

Laurenn Borges de Macedo

Doutorado em andamento
Universidade de São Paulo
São Carlos, Brasil
laurennmacedo@hotmail.com

Giovana Gobatto Balanco

Mestrado em andamento
Universidade de São Paulo
São Carlos, Brasil
giovanaagobatto@hotmail.com

Nathan Alves dos Santos

Graduado
Universidade de São Paulo
Araraquara, Brasil
nathan.snts@gmail.com

André Luis Christoforo

Professor Doutor
Universidade Federal de São Carlos
São Carlos, Brasil
christoforoal@yahoo.com.br

Aviso legal

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

Legal notice

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

LAHR, Francisco [et al.] – Reparação em vigas de *Eucalyptus* usando peças de *Pinus* tratado com CCB. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 29-36.

1 Introdução

Com a sedentarização do homem no período neolítico, surgiu a necessidade de construção de moradias e outras edificações e desde esta época a madeira é utilizada como um dos principais elementos para a construção. Unida a materiais como a argila, era utilizada para a obtenção de habitações que substituíam as cavernas pré-históricas. Desde então, fez parte de toda a história do setor da construção civil. O interesse pela madeira e sua grande utilização deve-se a alguns fatores como a acessibilidade e disponibilidade na natureza, boa resistência e durabilidade, fácil manuseio e adequação (talhagem), grande variedade de comprimentos e diâmetros, além de ser um material muito leve quando comparado a outros elementos estruturais, o que facilita seu transporte e montagem de estruturas (Cruz e Nunes, 2015).

No Brasil, devido à sua extensa área territorial e ao clima favorável, além de outros fatores, há uma vasta diversidade de espécies de madeira. Graças a estes fatores, a madeira era um material acessível em peças de diferentes comprimentos e diâmetros, levando ao seu grande uso nas construções. Assim, ainda hoje, existem construções muito antigas oriundas da era colonial e épocas subsequentes (Bertolini *et al.*, 2013). Abreu (2010) afirma que “é notória a utilização da madeira na composição do patrimônio arquitetônico brasileiro” e frisa que trabalhos voltados à reabilitação deste patrimônio são muito importantes, pois, “nenhuma espécie de madeira, nem mesmo aquelas de reconhecida durabilidade natural, é capaz de resistir, indefinidamente, às intempéries, às variações das condições ambientais, ao ataque de microrganismos”. Miotto e Dias (2006) ressaltam que as estruturas de madeira são submetidas às ações e à interação com o ambiente, o que contribui para a perda de suas propriedades iniciais. Além disso, o ataque biológico é uma das principais causas da degradação dessas estruturas, resultando em perda de massa e, conseqüentemente, em diminuição da sua resistência. Como as estruturas as quais estamos dando enfoque fazem parte de construções muito antigas e, em sua maioria, não receberam a manutenção e cuidado adequados, ficaram expostas aos agentes de degradação de diversos tipos que comprometeram seu desempenho estrutural e vida útil.

Em muitos casos, há estruturas com grau de deterioração avançado em que parte delas tem que ser removida ou até mesmo totalmente substituída. Considerando que na maioria dos casos não seja possível a substituição total do elemento estrutural, é necessária a aplicação de métodos para reabilitação. Neste contexto, o presente trabalho foi desenvolvido objetivando apresentar método viável para a recuperação da rigidez à flexão de peças estruturais de madeira (Classe 30, NBR 7190:1997) por intermédio da substituição da fração danificada por peças de *Pinus elliottii* tratado com borato de cobre cromatado (CCB), solidarizado com parafusos autoatarraxantes. A intervenção foi concebida para fazer com que seja recuperada parte significativa da rigidez na flexão do conjunto. A opção pelo emprego de madeira com propriedades de rigidez de menor magnitude (no caso peças de *Pinus elliottii*) se justifica porque tais peças, quando tratadas em autoclave contra a demanda, permitem que a impregnação seja alcançada em praticamente toda sua seção transversal, o que certamente vai retardar sobremaneira a reincidência dos ataques de fungos e insetos evitando reincidência da deterioração.

Ensaio laboratoriais e análise estatística foram utilizados para avaliar a eficiência da proposta.

2 Material e métodos

O presente estudo foi realizado nas dependências do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), do Departamento de Engenharia de Estruturas (SET) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC), Universidade de São Paulo (USP).

Foram utilizadas peças de *Eucalyptus grandis* que se enquadram na Classe de Resistência D40 (folhosas ou dicotiledôneas), segundo a Norma Brasileira NBR 7190 (1997), com o valor médio do módulo de elasticidade das peças de 11.000 MPa. Tal classe apresenta valor característico à compressão paralela às fibras de 40 MPa e representa um universo de espécies tradicionalmente utilizadas no país na construção de estruturas. Além do *Eucalyptus*, foram utilizadas peças de *Pinus elliottii* que se enquadram na Classe de Resistência C25 (coníferas), segundo o referido documento normativo, com o valor médio do módulo de elasticidade das peças de 7.900 MPa. As peças tratadas com CCB (sais de cromo, cobre e boro) tiveram toda a seção transversal impregnada com o citado produto preservante da madeira. Ambas as madeiras apresentando teor de umidade próximo de 12%.

As peças de *Eucalyptus grandis* foram escolhidas para simular as vigas degradadas. Peças de *Pinus elliottii* foram usadas para substituição parcial das vigas existentes por apresentarem permeabilidade tal que o tratamento preservativo com CCB (borato de cobre cromatado) alcança toda a seção transversal, conferindo às peças reabilitadas maior resistência aos agentes patológicos (SILVA *et al.*, 2008).

Inicialmente, foram produzidos oito corpos de prova de *Eucalyptus grandis* nas dimensões nominais 5 cm x 5 cm x 115 cm, de acordo com o que recomenda o Anexo B da NBR 7190:1997, para ensaios de flexão estática de três pontos.



Figura 1 Corpos de prova para ensaio de flexão estática, 5 x 5 cm de seção transversal e 115 cm de comprimento

Em seguida, foram retirados 33,3% da altura inicial de 4 destes corpos de prova e 50% da altura inicial dos outros 4 corpos de prova, resultando em 4 peças com 3,33 cm de altura, 5 cm de largura e 115 cm de comprimento e mais 4 peças de 2,5 cm de altura, 5 cm de largura e 115 cm de comprimento.

Foram confeccionados corpos de prova de *Pinus elliottii* com as alturas complementares às alturas das novas vigas de *Eucalyptus grandis* para simular as peças que seriam inseridas nas vigas originais na intenção de reforçá-las. Assim sendo, foram obtidos 4 corpos de prova com 1,67 cm de altura, 5 cm de largura e 115 cm de comprimento e mais 4 peças de 2,5 cm de altura, 5 cm de largura e 115 cm de comprimento de *Pinus elliottii*.



Figura 2 Corpo de prova de *Pinus elliottii* com 1,67 cm de altura, 5 cm de largura e 115 cm de comprimento

As peças de *Eucalyptus grandis* foram unidas às respectivas peças de *Pinus elliottii* a fim de formarem peças mistas com a configuração original de 5 cm de altura, sendo que os 4 corpos de 3,33 cm e 2,5 cm de *Eucalyptus grandis* foram unidos às peças de 1,67 cm e 2,5 cm de *Pinus elliottii* respectivamente. Essa união foi feita com o uso de parafusos autoatarraxantes. O primeiro tratamento foi realizado com a inserção de 3 parafusos autoatarraxantes de 4 mm de diâmetro e 40 mm de comprimento, para a fixação das peças, solidarizando os materiais. Os parafusos das pontas foram fixados à distância equivalente de 4 vezes o diâmetro do parafuso em relação aos apoios utilizados durante os ensaios (NBR7190:1997). O terceiro parafuso deste tratamento foi fixado ao centro da peça. Após a fixação inicial e devidos testes realizados, foram feitas novas inserções progressivas nas peças, sempre acrescentando parafusos autoatarraxantes no vão entre os parafusos fixados anteriormente, resultando em cinco configurações distintas para cada mescla de peças, com três, cinco, nove, dezessete e trinta e três parafusos. A inserção de parafusos além deste número causou fissuração da madeira, reduzindo as propriedades mecânicas das peças, por isto o número máximo de parafusos inseridos foi de 33. Estes tratamentos foram denominados conforme Quadro I.

Quadro I Tratamentos experimentais delineados

Tratamento	Porcentagem de retirada (%)	Número de parafusos
T1	33,33	3
T2	33,33	5
T3	33,33	9
T4	33,33	17
T5	33,33	33
T6	50,00	3
T7	50,00	5
T8	50,00	9
T9	50,00	17
T10	50,00	33



Figura 3 Vigas mistas provenientes da junção de peças de *Eucalyptus grandis* e *Pinus elliottii* com 2,5 cm de altura cada



Figura 4 Parafusos autoatarraxantes de 4 mm de diâmetro e 40 mm de comprimento (A); Detalhe da fixação do parafuso na madeira (B)

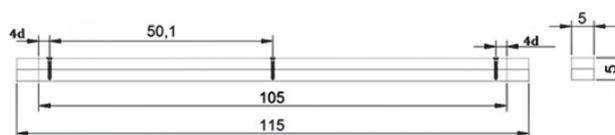


Figura 5 Esquema de fixação para T1 e T6, peça mista com 3 parafusos ao longo do vão efetivo, onde d é o diâmetro do parafuso

Foram feitos ensaios de flexão estática de três pontos nos corpos de prova mistos, tendo a peça de *Pinus elliottii* posicionada na região comprimida.

Após os tratamentos iniciais (T1/T6) utilizou-se as mesmas peças mistas para a realização dos tratamentos posteriores, onde foram fixados mais 2 parafusos localizados um entre o parafuso da extremidade esquerda e o do centro e o outro entre o parafuso do centro e o da extremidade direita, resultando em 5 parafusos equidistantes. Estes tratamentos foram denominados T2 para a mescla de 66,67% *Eucalyptus grandis* /33,33% *Pinus elliottii* e T7 para a mescla de 50,00% *Eucalyptus grandis* /50,00% *Pinus elliottii*.

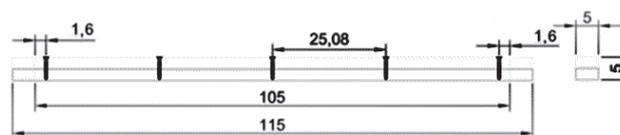


Figura 6 Esquema de fixação para T2 e T7, peça mista com 5 parafusos ao longo do vão efetivo

Após, foram acrescentados novos parafusos autoatarraxantes nas vigas mistas, sempre conferindo um acréscimo de 1 parafuso para cada espaço livre entre-parafusos. Tal procedimento foi realizado mais três vezes em cada um dos corpos de prova, assim, foram obtidos os tratamentos T3 e T8, posteriormente, T4 e T9, e por fim, T5 e T10, conforme ilustrado a seguir. Tais denominações podem ser vistas com maior clareza junto ao Quadro 1.

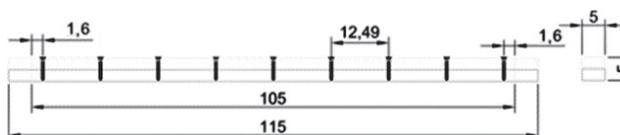


Figura 7 Esquema de fixação para T3 e T8, peça mista com 9 parafusos ao longo do vão efetivo

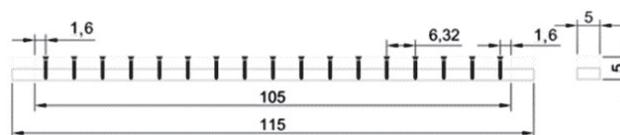


Figura 8 Esquema de fixação para T4 e T9, peça mista com 17 parafusos ao longo do vão efetivo

A cada novo acréscimo de parafusos foi feito um novo ensaio. Todos os ensaios de flexão estática de três pontos foram realizados no regime elástico para que não houvesse fissuração na peça,

respeitando uma flecha máxima de 5,25 mm (L/200), para garantir que não houvesse comprometimento das peças para os ensaios posteriores.

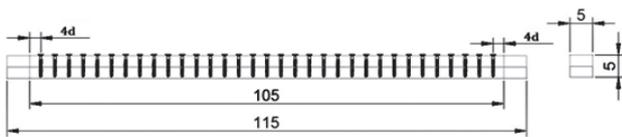


Figura 9 Esquema de fixação para T5 e T10, peça mista com 33 parafusos ao longo do vão efetivo

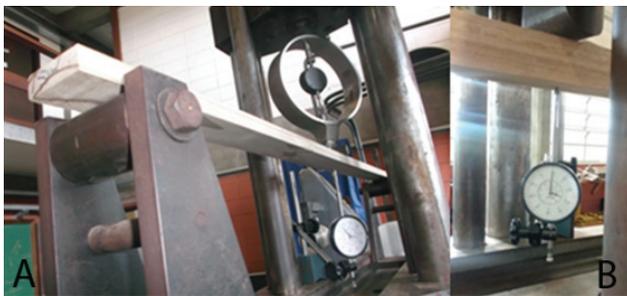


Figura 10 Exemplo de ensaio de flexão estática de três pontos (A); Detalhe do relógio comparador utilizado na flexão estática de três pontos (B)

A influência dos fatores: frações de madeira de *Pinus elliottii* tratada com CCB [%h] (33,33%, 50%), número de parafusos [NS] (3, 5, 9, 17, 33) e a interação entre estes nos valores do produto de rigidez na flexão estática (EI) foram avaliadas por meio da análise de variância (ANOVA), considerada ao nível de 5% de significância (α). O Quadro 1 apresenta os 10 tratamentos (T_i) experimentais investigados nesta pesquisa, provenientes das combinações dos níveis dos dois fatores investigados.

Da análise de variância, a hipótese nula (H_0) consistiu na equivalência das médias entre os tratamentos, e não na de pelo menos duas médias como hipótese alternativa (H_1). Pela proposição da ANOVA, P-valor inferior ao nível de significância implica refutar H_0 , e de aceitá-la em caso contrário. A normalidade na distribuição dos valores dos produtos de rigidez na flexão estática e a homogeneidade das variâncias dos tratamentos (validação da ANOVA) foram avaliadas com o auxílio dos testes Anderson-Darling e de Bartlett, respectivamente, ambos ao nível de 5% de significância. Pela formulação dos testes, P-valor superior a 5% implica que a distribuição nos valores do EI é normal e que a variância dos tratamentos é homogênea, validando os resultados da ANOVA.

Considerados significativos os fatores individuais pela ANOVA, nos valores do EI , o teste de Tukey, também em nível de 5% de significância, foi utilizado para o devido agrupamento dos níveis do fator. No teste de Tukey, "A" denota o grupo de maior valor médio, "B" o grupo de segundo maior valor médio e assim sucessivamente. Letras iguais significam grupos com médias estatisticamente equivalentes. Gráficos de efeitos principais e de interação de fatores foram também utilizados como forma de auxiliar na interpretação dos resultados.

Para o grupo das madeiras reparadas com 33,33% e com 50% de madeira de *Pinus elliottii* modelos de regressão quadráticos foram utilizados na estimativa dos valores do produto de rigidez na flexão em função do número de parafusos autoatarrachantes utilizados. Os modelos de regressão foram também avaliados via ANOVA ao nível de 5% de significância. Pelas hipóteses formuladas, P-valor inferior ao nível de significância implica que o modelo gerado é significativo, e não significativo em caso contrário. A qualidade dos ajustes foi medida pelo coeficiente de determinação ajustado (R^2_{adj}).

3 Resultados e discussão

O Quadro II apresenta os valores médios e os coeficientes de variação (Cv) dos valores do produto de rigidez na flexão estática referentes aos dez tratamentos experimentais distintos. Na Figura 11 consta o gráfico com os valores médios e os respectivos intervalos de confiança para 95%.

Quadro II Valores médios e coeficientes de variação dos produtos de rigidez

Tratamento	EI ($N \cdot m^2$)	Cv (%)
1	3273,294	9,1
2	3354,116	9,8
3	3509,025	8,2
4	3731,285	8,3
5	4647,269	8,6
6	1892,583	14,4
7	2067,698	16,8
8	2269,753	10,2
9	2532,425	7,2
10	3542,700	7,8

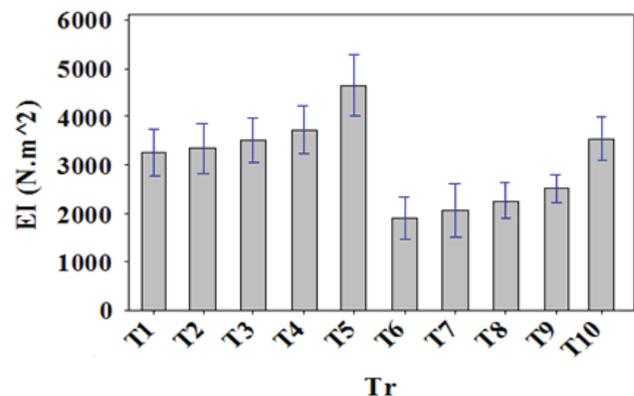


Figura 11 Gráfico com valores médios e intervalos de confiança

Conforme esperado, o acréscimo do número de parafusos autoatarraxantes como elementos de solidarização entre as duas peças proporcionou crescente aumento nos valores do produto de rigidez à flexão.

As Figuras 12 e 13 apresentam os resultados dos testes de validação da ANOVA.

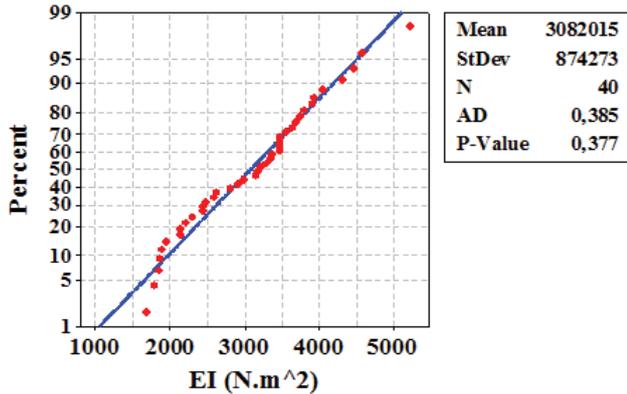


Figura 12 Resultados dos testes de validação da ANOVA: normalidade

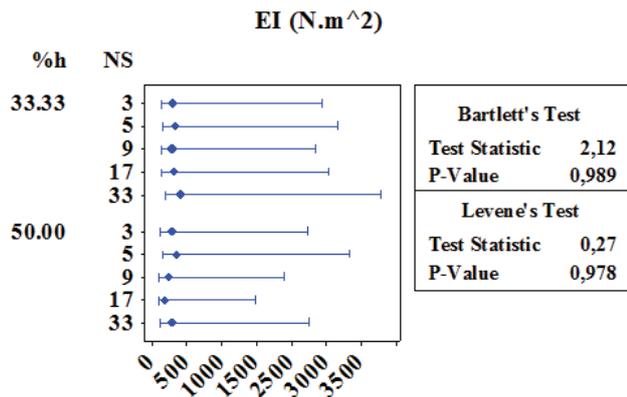


Figura 13 Resultados dos testes de validação da ANOVA: homogeneidade de variâncias

Das Figuras 12 e 13, os P-valores dos testes de normalidade e de homogeneidade de variâncias foram superiores ao nível de significância (0,05), validando o modelo da ANOVA.

O Quadro III apresenta os resultados da ANOVA do planejamento fatorial para os valores da rigidez na flexão estática das peças testadas, sendo *DF* os graus de liberdade, *Seq SS* a soma dos quadrados, *Adj SS* a soma dos quadrados ajustados, *Adj MS* a média dos quadrados ajustados, *F* é a estatística de Fisher, P-valor é a probabilidade *P* e %h x NS é a interação entre os dois fatores avaliados.

Do Quadro III, ambos os fatores individuais foram considerados significativos pela ANOVA (P-value < 0,05), o mesmo não ocorreu com relação à interação entre estes. O Quadro IV apresenta os resultados do teste de Tukey para os dois fatores e as Figuras 14 e 15 ilustram os gráficos dos efeitos principais.

Quadro III Resultados da ANOVA do planejamento fatorial para os valores do *EI*

Source	DF	Seq SS	Adj SS	Adj MS	F	P
%h	1	1,54248E+13	1,54248E+13	1,54248E+13	173,59	0,000
NS	4	1,16200E+13	1,16200E+13	2,90499E+12	32,51	0,000
%h x NS	4	83938846087	83938846087	20984711522	0,23	0,917
Error	30	2,68111E+12	2,68111E+12	89370254344		
Total	39	2,98098E+13				

Quadro IV Resultados do teste de Tukey

Fator	%h			NS				
	33,33%	50,00%		3	5	9	17	33
<i>EI</i> (N*m ²)	3702,998	2461,032	2582,938	2710,907	2889,389	3131,855	4094,985	
Group	A	B	B	B	B	BA	A	

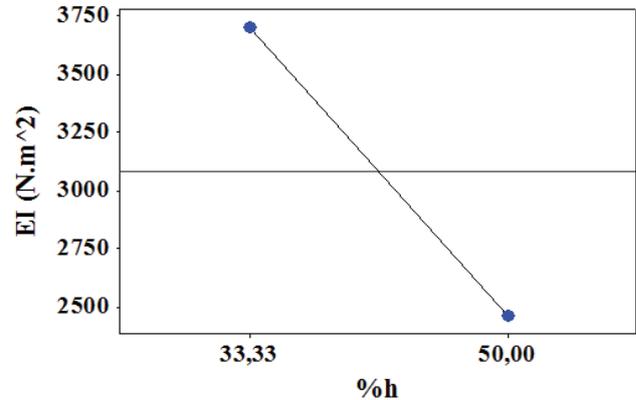


Figura 14 Gráfico de efeitos principais para os valores dos produtos de rigidez na flexão: %h

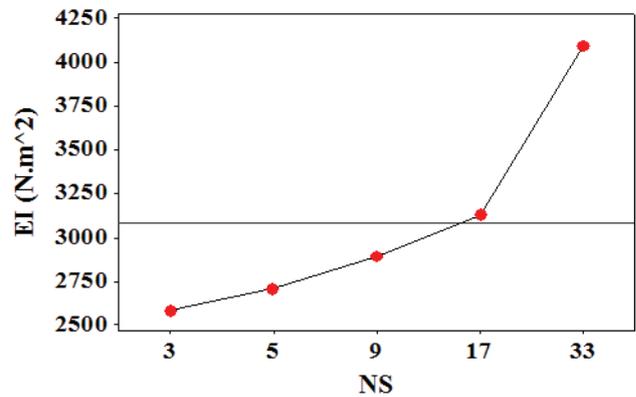


Figura 15 Gráfico de efeitos principais para os valores dos produtos de rigidez na flexão: NS

Do Quadro IV pode-se observar que os maiores valores do produto de rigidez à flexão, em ambas retiradas (33,33% e 50%), foram provenientes do uso de 33 parafusos autoatarraxantes, seguidos pelo uso de 17 parafusos e, por final, 9, 5 e 3 parafusos. A Figura 15 auxilia na visualização do comportamento de crescimento no produto de rigidez, com nível de significância de 5%, implicando na validade do modelo da ANOVA.

As Figuras 14, 16 e 17 (expostas a seguir) comprovam a hipótese inicial de que, conforme aumenta a substituição da madeira original pelo *Pinus elliottii* tratado com CCB, menor é o produto de rigidez final, tendo em vista que a substituição é realizada com peça de espécie com propriedade de rigidez inferior.

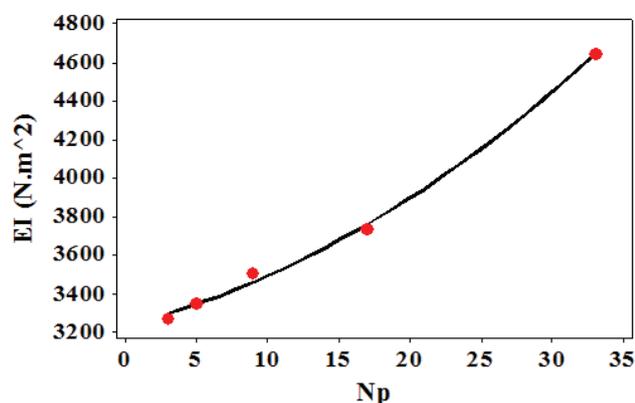


Figura 16 Gráfico dos modelos de regressão: $IE = f(NS)$ para $\%h = 33,33\%$

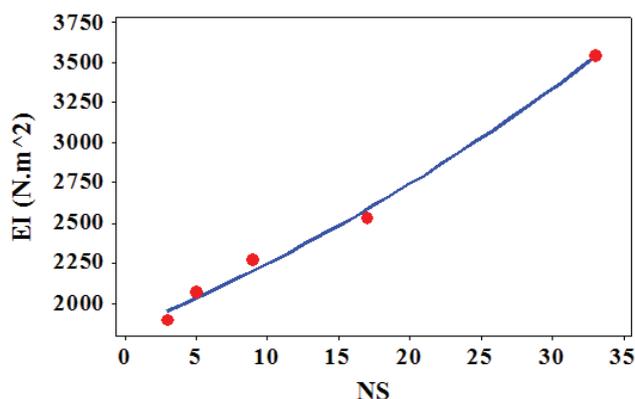


Figura 17 Gráfico dos modelos de regressão: $IE = f(NS)$ para $\%h = 50\%$

Quadro V Resultados dos modelos de regressão quadráticos

Modelo para $\%h = 33,33\%$	P-Valor	$R^2 Adj$
$EI = 3237307 + 18484 \cdot NS + 730,1 \cdot NS^2 \cdot 10^{-3}$	0,000	99,4
Modelo para $\%h = 50\%$	–	–
$EI = 1840989 + 35806 \cdot NS + 469,7 \cdot NS^2 \cdot 10^{-3}$	0,000	98,5

O Quadro V apresenta os resultados dos modelos de regressão quadráticos para a estimativa dos valores dos produtos de rigidez na flexão em função dos números de parafusos para as vigas com 33,33% e 50% de madeira de *Pinus elliottii*, e as Figuras 16 e 17 apresentam os gráficos dos ajustes obtidos.

Cabe registrar ao fim desta discussão de resultados que o presente artigo faz parte de uma pesquisa maior que ainda está em fase de desenvolvimento. Nesta pesquisa, cuja experimentação envolve outras composições de peças inclusive elementos estruturais de grande porte, será apresentado um modelo analítico que permite a generalização dos resultados. A partir desse estudo mais aprofundado será possível aceder a todos os resultados e descartar problemas de escala que poderão ocorrer na aplicação prática.

O que se pretendeu com este artigo foi demonstrar (mesmo que considerando os resultados de apenas uma das fases do planejamento experimental) que é possível, sim, recuperar parte significativa da rigidez à flexão das peças compostas, cuja solidarização se processou de modo simples, rápido e pouco custoso. Além disso, fazer uma análise da interação entre o produto de rigidez e o número de parafusos para o caso aqui abordado.

4 Conclusões

Pode-se concluir que o aumento de 33,33% para 50% nas frações de madeira de *Pinus elliottii* tratada com CCB proporcionou redução significativa nos valores do EI . Além disso, o aumento progressivo do número de parafusos autoatarraxantes conferiu aumentos significativos nos valores da rigidez na flexão, e a interação entre os dois fatores não foi considerada significativa pela ANOVA. Os resultados da ANOVA dos modelos de regressão para as peças com substituição de 33,33% e de 50% de madeira de *Eucalyptus grandis* evidenciaram a boa precisão dos ajustes quadráticos utilizados na estimativa dos valores do EI em função do número de parafusos, cujos valores dos coeficientes de determinação foram superiores a 98%.

Vale destacar também que os tratamentos T1, T2 e T3, assim como os tratamentos T6, T7 e T8, foram equivalentes estatisticamente. Os tratamentos T5 e T10 apresentaram melhor produto de rigidez em relação aos demais tratamentos, e o aumento do número de parafusos além deste causaria uma diminuição no produto de rigidez, devida à fissuração da madeira prevista em norma quanto ao espaçamento mínimo. Portanto este é o melhor tratamento possível.

Desta forma, considerou-se que neste caso os tratamentos que utilizaram 33 parafusos demonstraram ser a melhor opção. Seguido dos tratamentos que utilizam 3 parafusos, considerados aqui os mais viáveis, tendo em vista que os tratamentos intermediários (entre 3 e 33 parafusos) não apresentam melhora estatística no produto de rigidez, evitando assim desperdício de parafusos autoatarraxantes.

Referências

- [1] ABNT, NBR. 7190:1997 – *Design of timber structures*. Rio de Janeiro, Brazil. 1997.

- [2] Cruz, H.; Nunes, L. – *A madeira como material de construção*. Núcleo de Estruturas de Madeira. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. 2015.
- [3] Bertolini, M. S.; Macedo, L. B.; Almeida, D. H.; Icimoto, F. H.; Rocco Lahr, F. A. – *Restoration of Structural Timber Elements Using Epoxy Resin: Analysis of Mechanical Properties*. Advanced Materials Research (Online), v. 778, p. 582-587. 2013.
- [4] Abreu, L. B. de – *Ensaio não destrutivo para avaliação da integridade de elementos estruturais de madeira em construções históricas*. 134f. Tese (Doutorado em Ciência e Tecnologia da madeira) – Curso de Pós-Graduação em Ciência e Tecnologia da Madeira, Universidade Federal de Lavras, Lavras. 2010.
- [5] Miotto, J. L.; Dias, A. A. – *Reforço e recuperação de estruturas de madeira*. Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 27, n. 2, p. 163-174. 2006.
- [6] Silva, M. R.; Machado, G. O.; Calil, J. C.; Deiner, L. J. – *Permeability measurements of Brazilian Pinus elliottii*. Wood Research, Bratislava, v. 53, n. 03, p. 47-56. 2008.

Structural assessment of concrete beams strengthened with CFRP laminate strips by their dynamic response

Avaliação estrutural de vigas de betão armado reforçadas com lâminas CFRP por sua resposta dinâmica

Rolando Salgado
A. Gustavo Ayala
José G. Rangel

Abstract

This paper addresses the location and detection of damage on concrete beams strengthened with CFRP laminates through their dynamic response. For this purpose, three beams with different CFRP strengthening were tested to failure with ambient vibration tests, AVTs, performed before and after damage. Several vibration based damage detection methods were applied to the modal parameters and acceleration histories acquired on the beams evaluating their effectiveness to locate and detect damage with a limited number of measuring points. Finite element models of the beams with properties calibrated with the modal parameters determined from the AVTs were used for calculating their dynamic responses and evaluating the damage detection methods. Results showed that dynamic behaviour of strengthened beams with CFRP laminates does not change significantly compared with no strengthened beam. Moreover, damage was detected when was chosen a denser number of measuring points from the finite element models for all evaluated methods.

Resumo

Este trabalho aborda a localização e detecção de danos em vigas de betão armado reforçadas com lâminas de CFRP através de sua resposta dinâmica. Para este fim, foram testadas três vigas com reforço de CFRP diferente, com ensaios de vibração ambiental realizados antes e após o dano. Vários métodos de detecção de danos baseados em vibrações foram aplicados aos parâmetros modais e acelerações adquiridos nas vigas avaliando a sua eficácia para localizar e detetar danos com um número limitado de pontos de medição. Modelos de elementos finitos das vigas com propriedades calibradas com os parâmetros modais determinados a partir dos ensaios de vibração ambiental foram utilizados para calcular as suas respostas dinâmicas e avaliar os métodos de detecção de dano. Os resultados mostraram que o comportamento dinâmico de vigas reforçadas com lâminas de CFRP não se altera significativamente em comparação com vigas sem reforço. Além disso, os danos foram detetados quando foi escolhido um número mais denso de pontos de medição a partir dos modelos de elementos finitos para todos os métodos avaliados.

Keywords: CFRP laminates / Concrete beams / Damage detection / Dynamic behaviour / Structural assessment

Palavras-chave:

Rolando Salgado

PhD, Assistant Professor
Universidad Veracruzana, Campus Veracruz
Boca de Río, Veracruz, Mexico
rosalgado@uv.mx

A. Gustavo Ayala

PhD, Research Professor
Institute of Engineering, UNAM
Mexico City, Mexico
GAyalaM@iingen.unam.mx

José G. Rangel

PhD, Assistant Professor
Universidad Veracruzana, Campus Córdoba-Orizaba
Cd. Mendoza, Veracruz, Mexico
gurangel@uv.mx

Aviso legal

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

Legal notice

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

SALGADO, R. [et al.] – Structural assessment of concrete beams strengthened with CFRP laminate strips by their dynamic response. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 37-46.

1 Introduction

Composite Fibre Reinforced Polyester (CFRP) has become an important material for strengthening structures. The advantages of this material are, among others, its low weight, ease of installation, high durability and large deformation capacity. However, it has disadvantages such as the fact of its structural performance may be affected by freeze/thaw cycles and its vulnerability against vandalism acts. To minimize and even eliminate these disadvantages, these CFRP laminates are placed into grooves made on the concrete cover of the element to be strengthened. The increment of the structural capacity of reinforced concrete elements strengthened with this material has been reported in several works (e.g., [1], [2] and [3]). However, these studies have been focused in the static behaviour of the strengthened structures and no investigation has been carried out on the change of the dynamic behaviour of reinforced concrete beams strengthened with composite laminates into slits.

It is a widely recognized fact that the dynamic characteristics of an otherwise undamaged structure change when damage is present. This fact has motivated the scientific community to perform dynamic tests on structures such as buildings and bridges. Unfortunately, for damage evaluation purposes, the dynamic parameters for the baseline condition of these structures are required, information that for most cases is not easily available. Available literature shows results of a limited number of dynamic tests performed in real structures before and after deliberate damage is produced ([4] and [5]). Alternatively, simple structures like beams have been investigated to obtain their dynamic responses before and after damage is deliberately induced. In this way, Maeck ([6]) carried out several tests on concrete beams tested to the failure to validate the direct stiffness calculation method. Cao *et al.* ([7]) used complex wavelet curvature to reduce noise and detect damage in cracked specimens with different boundary conditions. Other experiments carry out in reinforced concrete elements and a review of the most important vibration based damage detection methods can be consulted in [8].

The objective of this paper is to investigate the dynamic behaviour of reinforced concrete beams strengthened with composite laminates and the potential of existent damage detection methods to detect and locate, through the vibration data analysis, damage introduced to these concrete beams. To validate the experimental data found, a numerical Finite Element Model (FEM) of the reinforced concrete beams strengthened with composite laminates will be used. The properties of this model will be updated using the experimental modal parameters. Damage was simulated by modifying the Young's modulus along the length of the beams.

2 Main structural characteristics of beams

To accomplish the objectives described above, a series of laboratory tests were carried out on three reinforced concrete beams strengthened with composite laminates. These tests were also part of a series of static tests performed on these specimens aimed to the evaluation of the increment of ductility due to CFRP laminates strengthening ([9]). The three beams used in this study were built

with the same steel reinforcement with a nominal yield strength of 415 MPa. All the beams were casted at the same time and compressive strength of the concrete, f'_c , at 28 days was 40.07 MPa. At the time that the tests on the beams were carried out, the mean compressive resistance of the concrete for the three beams was 44.38 MPa with a standard deviation of 1.06 MPa. One of these beams (referred as CI), used as reference, was built without strengthening. In the other two beams (referred as CII and CIII), composite laminates were placed on their upper surface. All beams were 5.85 m long and had a rectangular cross section of 0.120 m depth and 0.375 m wide. The beams were supported at three points. One support was located at the middle of the beam and the remaining two near the ends of the beams. Small cantilevers, 0.125 m long were considered at the ends of the beams. It resulted to two equal spans with 2.8 m. The end supports were only restricted in the vertical direction while the middle support was clamped. In the first strengthened beam, CII, three CFRP laminate strips were placed at the middle span of the beam. For the other strengthened beam, CIII, the number CFRP laminate strips was increased to 7, all located at the same position as those of the CII beam. The three beams were tested to failure applying a monotonic load in two different locations along their length. Same magnitude loads were simultaneously applied at the middle of the beam spans. These applied forces were distributed across the upper face through metallic plates. The geometrical properties of the beam, the location and quantity of their reinforcement steel and the locations of the strengthening and the applied forces are shown in Figure 1.

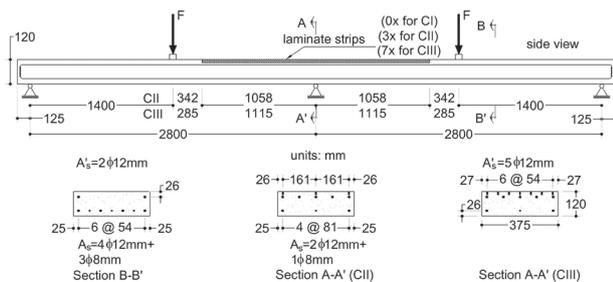


Figure 1 Geometrical properties of the beams

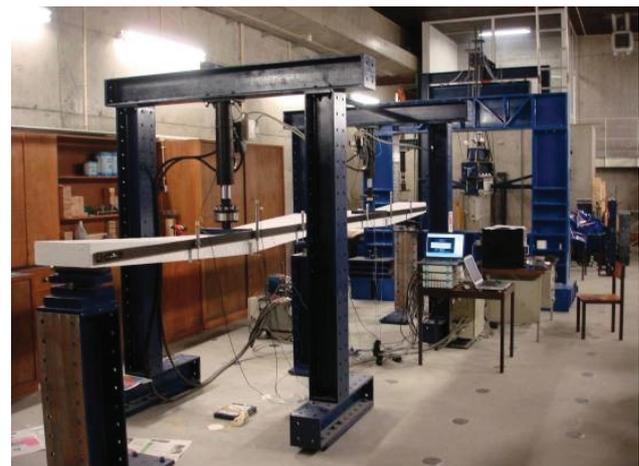
3 Failure tests

The failure of the reference beam (CI) was reached when the load at each application point was 52.88 kN. At these points, the maximum residual displacements, after loading was removed, were 53 mm. The failure of the CI beam was characterized by yielding of the steel reinforcement and crushing of the concrete. For the strengthened beam CII, the failure was reached when the load at each application point was 58.78 kN, *i.e.*, an 11.15% increment with respect to the corresponding reference beam, CI. The maximum permanent displacements after failure at the points of load application were 69.5 mm. The failure for the CII beam was due to shear. The failure of beam CIII was reached when the load at each application point was 63.62 kN. For this beam the maximum load increased 20.30% with respect to the reference beam, CI. The permanent displacement at the points of load application after failure was 40.3 mm. A bending

failure characterized by rupture of the CFRP laminate strips, yielding of the reinforced steel and concrete crushing occurred in the beam. Additional details regarding the failure mode and the strength increment of the beams with CFRP laminates can be consulted in [9]. The instrumentation layout and the deflection attained of a beam after test are illustrated in Figures 2a and b.



a) Layout instrumentation, static test



b) Beam deflexion after failure test

Figure 2 Example of the failure test procedure

4 Experimental dynamic tests

Dynamic tests were performed on three beams before and after damage. Eight piezoelectric accelerometers (model PCB 393B12) with a nominal sensitivity of 1000 mV/g and an impact hammer (model PCB 086D20), instrumented with a load cell with a nominal sensitivity of 0.24 mV/N, were connected to a DAQ System (cDAQ National Instruments) with two vibration input modules (National Instruments 9134) of four channels each one, able to simultaneously acquire at rates up to 51.2 kS/s. All these sensors deviate of their nominal sensitivity value according to the calibration performed by

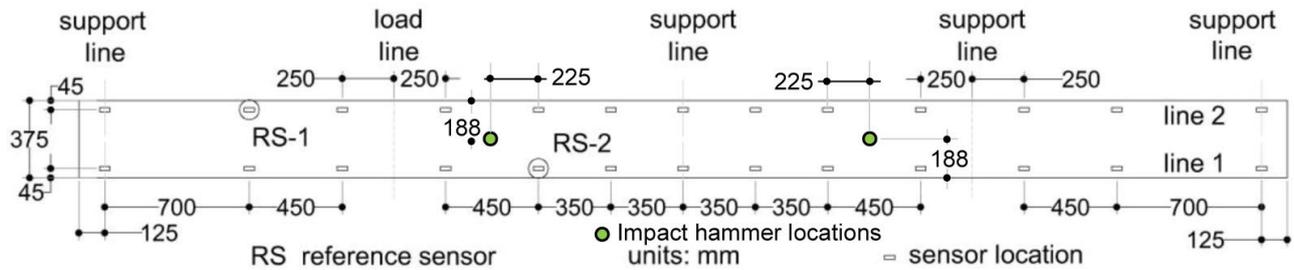
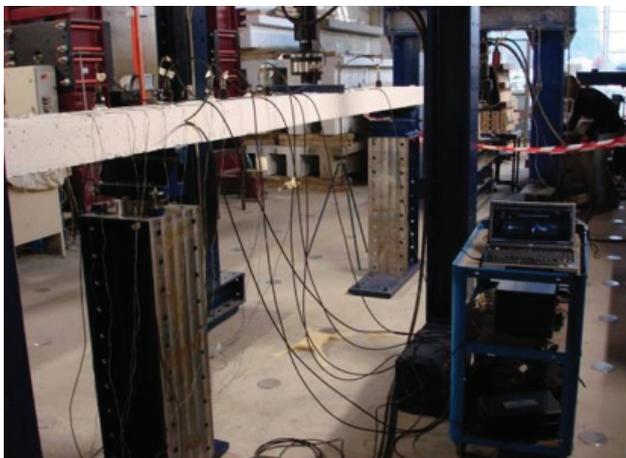
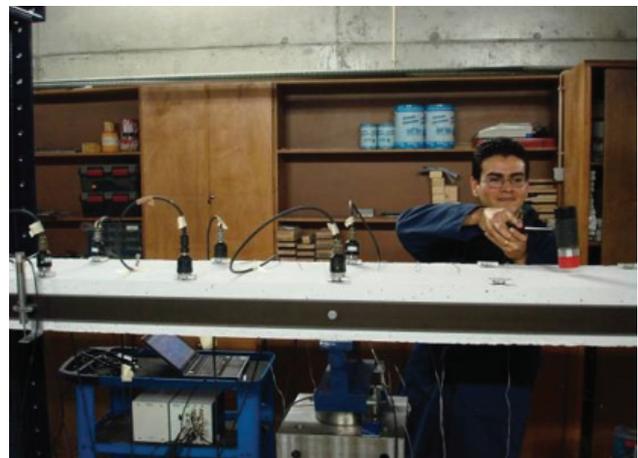


Figure 3 Position of sensors for the dynamic tests



a) Ambient vibration tests, AVTs



b) Impact hammer tests, IHTs

Figure 4 Example of the dynamic test procedures

the manufacturer. The sensitivity values of each sensor were taken into account during dynamic tests. During the dynamic tests only the responses of the vertical DOFs were registered. Two reference sensors were kept at fixed position and the remaining six were moved four times for covering all the nodes along the beams' models used for the analyses. The acceleration time histories of the AVTs were recorded during 150 s (according to the recommendation given by [10]) with a sampling rate of 600 Hz. Besides the AVTs, the beams were subjected to Impact Hammer Tests (IHTs). The beam specimen was excited with a single hammer impact in two locations as shown in Figure 3. To have a good waveform definition, the acceleration response caused by this hammer impact was recorded during 10 s with a sampling rate of 7500 Hz. The IHTs were used to determine the damping ratios of the beams using the logarithmic decrement method (LDM) ([11]) and the area method (AM) ([12]). Because IHTs have a great variability, several IHTs were performed for each location selecting that with the best waveform quality. Data acquired from the IHTs was not used to determine other modal parameters because beams were excited just in two locations by an impact force. In this context AVTs are more precise because the beams are excited in all points with different intensities. The locations of the accelerometers with the impact hammer and an example of the dynamic test procedures are depicted in Figures 3 and 4, respectively.

5 Modal analysis

From the recorded acceleration time history, modal identifications of the beam specimens were carried out using the enhanced frequency domain decomposition method ([11]). To do that, the acceleration time history, acquired at 600 Hz without decimation, was filtered using a bandpass Butterworth filter at 5 and 250 Hz with a slope of 48 dB/octave. Spectral density matrices were estimated performing a Fourier Transform of the acquired data, broken in segments of 1024 elements, and multiplied by the Hanning window function. Finally, this data was averaged with a 67% overlap. In total, six modal parameters were identified. Three of them were done on the undamaged specimens (CI, CII and CIII) and the remaining three were done on the same specimens after damage (cases DI, DII and DIII). The dynamic parameters of the beams were calculated using a program developed in Matlab ([13]). Five resonant natural frequencies and their corresponding mode shapes were identified for each case. As an example, the modal parameters for the cases CII and DII are given in Figures 5a to 5e and Figures 5f to 5j, respectively. The first two mode shapes for all cases studied corresponded to the first and second vertical bending modes and the third shape to a torsional mode. As mentioned before, beam rotations at its intermediate support were not allowed, *i.e.*, the beam was clamped. However, as this support was fixed to a column just with a screw,

something that might had allowed displacements, small enough to permit a torsional mode shape to be developed. The third and fourth mode shapes corresponded to the third vertical bending mode and the second rotational mode. These modes exchanged their relative positions after damage, *i.e.*, 4th mode before damage became 5th mode after damage and 5th mode before damage became 4th mode after damage.

The procedure for the IHTs consisted in determining the power spectral density function of the free vibration response for each measuring point at each of the hit positions indicated in Figure 3. This power spectral density function was then filtered to eliminate

the information outside the frequency of interest. In a next step, the inverse discrete Fourier transform of the filtered power spectral density was obtained (also called autocorrelation function). From the autocorrelation function, the maximum extreme values (for the LDM) and the time at which the autocorrelation function crossed zero were determined (for the AM). Finally, the damping ratio was calculated either as the slope of the curve of the logarithm of the absolute extreme values (for the LDM) *versus* the time lag, or the logarithm of the area covered within two consecutive times that the function crossed zero (for the AM), *versus* the same time lag. The procedure followed for calculating the damping ratio with the above described methods is illustrated in Figure 6.

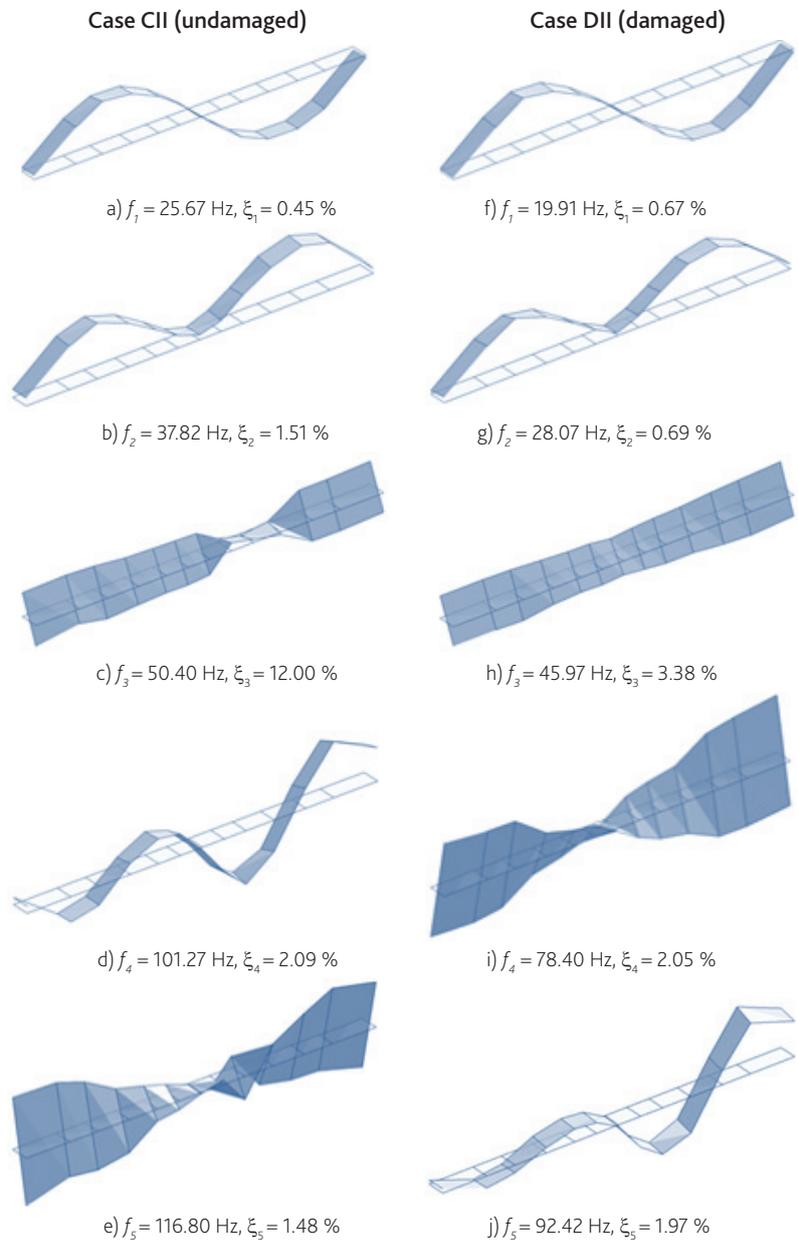


Figure 5 Determined mode shapes, CII and DII cases

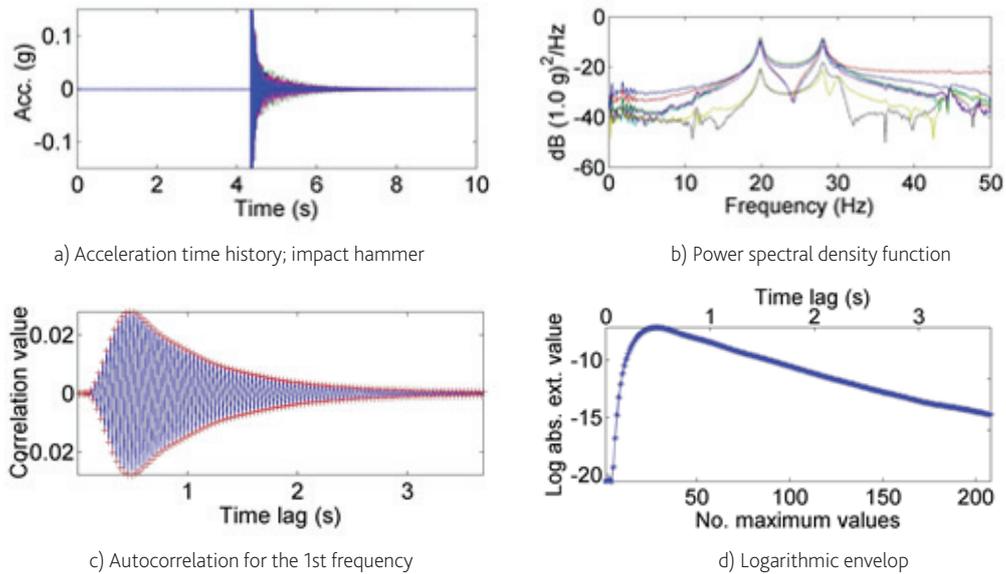


Figure 6 Procedure followed for calculating the damping ratios using data from IHTs

6 Finite element model of the beam specimens

Initial Finite Element Models (FEMs) of the beams before and after damage were carried out in the structural analysis program SAP2000 ([14]). The models consisted of 648 nodes each with 6 DOFs, the concrete beams were modelled with 544 thick shell elements 120 mm deep, 24 frame elements for the steel bars with a diameter of 7.5 mm. For the properties of the concrete, relevant data for obtaining the numerical modal parameters of the beams, a Young's modulus of 35.55 GPa was determined according to Eurocode 2 ([15]), a compressive strength of 44.38 MPa and a mass density of 2.4 ton/m³ were obtained. The Young's modulus of the CFRP laminates, 200 GPa, was not included in the models as its influence in the dynamic behaviour of the beams was not significant and did not justify a more complex FEM. Instead of that, small deviation of the Young's modulus from its mean value took the small differences in the modal parameters between the undamaged specimens. The natural frequencies and mode shapes of the FEMs were obtained using the Ritz Vector procedure. The end supports of the beams were restrained in their transversal and vertical displacements, u_2 and u_3 , and in their rotation r_3 around the vertical direction. In the middle support, the beams were clamped allowing only small rotations about r_1 . The FEM of the beams is shown in Figure 7.

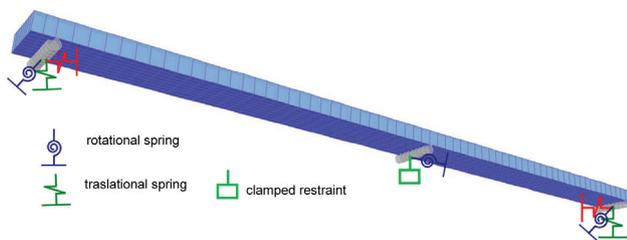


Figure 7 FEM of the beams

7 Model updating

The initial FEMs of the undamaged beams (CI, CII and CIII) were updated by tuning its physical properties and boundary conditions to match its natural frequencies and mode shapes with those determined from the AVTs. Only the first two natural frequencies of the undamaged beams were taken into account in the model updating process. In fact, these parameters were determined, with the highest accuracy in the experimental tests. For instance, the coefficients of variation (COV) for the first two frequencies were less than 1% in all cases evaluated, while for some of the remaining Eigen frequencies the COVs were more than 1% (see [16] for more details about modal parameters and their COV).

For the FEMs of the beams, three parameters were considered to have an important influence in their dynamic behaviour, *i.e.*, the average Young's modulus of the concrete E and the vertical translation u_3 at the supports of the beams. Using the FEM models a sensitivity analysis was carried out to determine the sensitivity coefficients of the natural frequencies, f_i , to the selected parameters, Pr_j . For this, a common method for calculating these sensitivity coefficients in structural engineering ([17]) was used. These coefficients are obtained using the following equation:

$$S_{i,j} = f_i^{-1} \left[\frac{\partial f_i}{\partial Pr_j} \right] Pr_j \quad (1)$$

where S_{ij} is the normalized sensitivity matrix and subscripts $i = 1, \dots, N$ for N frequencies and $j = 1, \dots, M$ for M parameters. For the case study $M = 3$ parameters, namely: Young's modulus and vertical translations at end and middle supports. $N = 2$ frequencies. Using these values, the best matchings of results with the experimental tests were obtained.

The sensitivity coefficients given in Table I showed that the Young's

modulus, E , had an important influence in the natural frequencies. The vertical translations u_3 at the end supports and at the middle of the beam also had influence in the frequencies but in less measure. Therefore, the Young's modulus and the vertical translation parameters were considered as the sensitive parameters for the model updating process.

Table I Sensitivity coefficients in percentage

Frequency	E	u_3 middle	u_3 end
1	-109.27	0.00	-3.09
2	-64.92	-14.58	-2.80

A manual model updating process was done tuning the three sensitive parameters in the FEM of the undamaged beams. This procedure was repeated until a predefined level of accuracy was achieved in the differences between the experimental and numerical natural frequencies and mode shapes. The final correlation determined for the three undamaged specimens is given in Table II.

The final values of the sensitivity parameters given in Table II indicate that the Young's modulus suffered variations less than 4% of the value adopted for the initial FEM. The vertical translation u_3 of the middle support required significant changes from its initial value to match the second mode shape and corresponding natural frequency.

Table II Final value of the sensitivity parameters after the model updating process (undamaged cases)

Parameter	Initial model	CI	CII	CIII
E (GPa)	35.55	36.95	36.18	36.39
u_3 middle (kN/m)	100000	112000	90500	78000
u_3 end (kN/m)	100000	95500	95500	95500

8 Dynamic simulation of damaged beams

The dynamic behaviour of the damaged beams was determined simulating the structural damage into the updated FEMs of the undamaged beams. Damage was simulated with a modification of the flexibility of the beam at the damage zones using the Modified Christides and Barr method ([16]). Considering that at the damage zones the moments of inertia I of the cross sections of the beams remained constant, their Young's modulus varied according to Equation 2:

$$E(x) = \frac{E_0}{1 + C_{cr} \exp(-2\alpha_{cr} |x - x_j| / h)} \quad (2)$$

where x defines the location of the point to the left of the support where the Young's modulus is calculated, x_j defines the crack positions, E_0 is the Young's modulus of the beam for the undamaged specimen, $C_{cr} = (I - I_{cj}) / I_{cj}$, I is the moment of inertia of the undamaged beam section, I_{cj} is the moment of inertia of the damaged section at the location of the j_{th} crack, h is the depth of the undamaged beam

and α_{cr} is an experimentally defined coefficient whose value was set to 2.267.

The variation of the Young's modulus along the beam is shown in Figure 8 where darker blue colours indicate Young's modulus nearing those determined for the undamaged specimens given in Table I. On the other hand, lighter blue colours indicate Young's modulus nearing zero value.

A manual model updating process was done tuning the three sensitive parameters in the FEM of the undamaged beams. This procedure was repeated until a predefined level of accuracy was achieved in the differences between the experimental and numerical natural frequencies and mode shapes. The damage patterns of the beams in the three damage zones included cracks different in size, direction and depth. In the FEMs equivalent single vertical open cracks at the damaged positions were instead considered. The depth of these equivalent vertical cracks was determined matching the numerical modal parameters of the damaged beams with their experimental ones. The final correlation determined from this manual model updating procedure is given in Table III.



Figure 8 Variation of the Young's modulus along the damaged beams (— support line)

Table III Correlation between the numerical and experimental modal parameters of damaged specimens

Parameter	Case DI		Case DII		Case DIII	
	mode 1	mode 2	mode 1	mode 2	mode 1	mode 2
f_e (Hz)	20.04	28.78	19.91	28.07	20.62	26.78
f_n (Hz)	20.47	28.27	20.16	27.65	20.15	27.48
Δf (%)	-2.08	1.82	-1.23	1.51	2.33	-2.53
MAC	1.00	0.99	1.00	0.99	0.99	0.99
NMD (%)	4.94	7.74	4.34	8.57	7.40	8.47

where f_e and f_n are the frequency obtained from the AVTs simulations and numerical simulations, respectively.

Correlation between natural frequencies gave values below 2.53% larger than the maximum value determined for the undamaged beams but still indicated a good correlation with natural frequencies. For the correlation between mode shapes, the Modal Normalized Difference (NMD) was used. NMD is considered a variant of the Modal Assurance Criterion (MAC) method. The MAC method determines the projection of one vector onto another in such way that both vectors are the same when MAC achieved a value equal to one while a MAC value close to zero indicates that both vectors are uncorrelated. The NMD method is related to MAC method as follows ([16]):

$$NMD(\phi, \phi_i^*) = \sqrt{\frac{1 - \text{MAC}(\phi, \phi_i^*)}{\text{MAC}(\phi, \phi_i^*)}} \quad (3)$$

where ϕ_i and ϕ_i^* are the i_{th} mode shape for the undamaged and damaged conditions, respectively. MAC method is defined as ([16]):

$$MAC(\phi_i, \phi_i^*) = \frac{|\phi_i^T \phi_i^*|}{(\phi_i^T \phi_i)(\phi_i^{*T} \phi_i^*)} \quad (4)$$

Differences in natural frequencies close to zero and MAC values close to one (equivalent to NMD values less than 12%) are indications of high correlation between the experimental and numerical modal parameters. This characteristic indicates that the FEMs give an accurate representation of the dynamic behaviour of the undamaged beams.

From Table III the NMD gave values below 9.0%, smaller than the maximum values determined for the undamaged beams indicating an excellent correlation between mode shapes. Therefore, the FEMs of the damaged beams were accurate representations of their prototypes.

The depths of the equivalent vertical cracks (a_{eq}) did not show a big variation between the undamaged cases. They increased slightly from the damage case DI with 78.0 mm to 78.6 mm for the damage case DIII. This reflected a similar dynamic behaviour for the first two modes of the damaged cases. The depths of the equivalent cracks and Young's modulus values considered for the damaged cases are given in Table IV.

Table IV Young's modulus and equivalent crack depth values for the damaged specimens

Parameter	DI	DII	DIII	Colour
a_{eq} (mm)	78.0	78.4	78.6	----
E_0 (GPa)	36.95	36.18	36.39	
E_1 (GPa)	33.91	33.13	33.27	
E_2 (GPa)	26.13	25.41	25.44	
E_3 (GPa)	13.66	13.18	13.13	
E_4 (GPa)	4.29	4.11	4.07	

9 Damage location from simulated dynamic behaviour

For the location of damage in the beam specimens, eight vibration based damage detection methods were used. Four of these methods were based on Wavelet Analysis, *i.e.*, the Continuous Wavelet Transform (CWT), the Discrete Wavelet Analysis (DWA), the Wavelet Packet Signature and the Damage Index applied to the CWT of the mode shapes (CWT-DI). The curvature method, the Damage Index (DI), the change of stiffness and the flexibility methods complement the methods used. The CWT, the DWA and the Curvature methods located damage along the structures only with the vibration parameters determined from the damaged cases. The WPS is the only method that uses the acceleration response for locating the damage. It calculates the energy shape related to the

Wavelet Packet Decomposition of the acceleration response of the specimens. An explanation of these methods falls out of the scope of this work. However, a comprehensive explanation of the used damage detection methods may be found in [16].

All mode shapes determined from the AVTs were mass normalized. With the purpose of simplifying the damage location process, the mass normalized mode shapes were divided into two longitudinal lines defined along the beams (see Figure 2). Considering that the used damage detection methods have a better performance when more measurement points are used, the normalized mode shapes and the energy shapes were interpolated from the original 13 points to 113 points along the two lines previously defined using spline interpolation. Additionally, mode shape curvatures were calculated using the smoothing procedure proposed by [6].

For the case of Wavelet Analysis methods (DWA, CWT and WPS), the Gauss no. 4 mother wavelet for the CWT method in the scale no. 2 and the Daubechies no. 4 mother wavelet for the DWA method in the detail no. 1 were the chosen variables. In the WPS method, the acceleration response was decomposed to the 9th level using the Daubechies no. 4 as the mother wavelet. In the WPS method, the five functions with the highest entropy energy were chosen for the damage detection procedure.

The updated FEMs of the beams before and after damage were used for determining their dynamic parameters, in particular, mode shapes and acceleration responses with a higher number of DOFs along the beams. In fact, the location and number of sensors on the beams could play an important role for the location of damage using these methods. As previously mentioned, the number of DOFs defined for these AVTs were set according to practical reasons for space instrumentation and available time for performing the tests. Under these conditions, modal parameter identification was successfully done on all AVTs and frequency changes clearly detected damage for all evaluated cases. However, mode shapes and energy shapes determined from the Wavelet decomposition of acceleration responses were not able to determine the locations of damage for all cases considered.

Two longitudinal lines of nodes were defined on the updated FEMs at the same transversal separation as defined for the experimental dynamic tests. The number of measuring points for each line was 65 evenly separated along the updated FEMs. Under these conditions, mode shapes and acceleration response with this new layout were extracted. Acceleration responses were determined applying two concentrated dynamic forces located at the middle of the beam spans. Their magnitudes were defined as random with a uniform distribution and a mean value of 0.1 N. The time histories of accelerations were obtained with a sampling rate of 600 Hz, the same used for the experimental dynamic tests. For the dynamic simulations, the recorded time was shortened to 16.67 s to reduce the computational effort required for calculating the dynamic response from the updated FEMs. With these adopted conditions, a typical acceleration response determined from the updated FEM is shown in Figure 9.

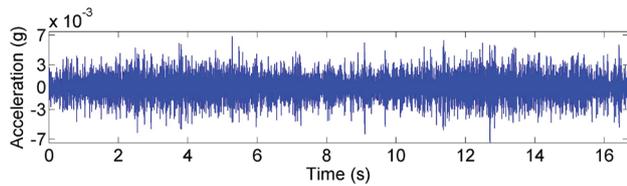


Figure 9 Acceleration response at the middle of the left span obtained from the updated FEM of the case CI

For the application of the eight damage detection methods, the same conditions defined for the damage location for the experimental dynamic tests were adopted, *i.e.*, type of mother wavelet, level of decomposition of the acceleration response, method for calculating the curvatures of the mode shapes and other required parameters. Spline interpolation between output responses were not done at this step. The number of measuring points was considered enough for an adequate application of the damage detection methods. Typical example of the application of these methods to the simulated dynamic response of the beams determined from the updated FEMs is shown in Figure 10.

The evaluated damage detection methods presented in general give a better performance when compared with their experimental counterparts. All the methods had a disturbance located at the middle of the spans and several of them could also locate damage at the middle support. The CWT-DI method presented the best performance between the selected damage detection methods with coefficient values at the damage zones clearly higher than those outside these areas. Furthermore, this method delimited

these disturbances at the damage zones. It seems that combining the characteristics for damage location of CWT and DI methods could increase the probability of damage location. Other damage detection methods performed also well, but their coefficient values at the damage locations and delimited zone of damage were not as good as for the CWT-DI method.

In conclusion, the number of points located in the beams during the dynamic tests was not dense enough for an appropriate damage location. The effects caused by damage in the mode shapes and acceleration responses were concentrated at the close vicinity of the damage zones. Moreover, in this study, the location of damage was known during all the process of damage detection. In the structural evaluation of a real case, location of damage is not known *a priori* and an optimal location of sensors could not be done. Furthermore, to perform dynamic tests in more complex structures like buildings or bridges with a large number of measuring points would not be practical. A better procedure for damage detection would consist of locating some sensors on the probable location of damage and its neighbourhood. At least two different sensor layouts should be considered in this step. Then, update a numerical FEM of the structure with the experimental dynamic parameters. Several patterns of structural damage could be simulated in the structure according the assumed damage locations in the dynamic tests. Next, their influence in the dynamic parameters could be determined. In a subsequent step, the sensor layouts used for the dynamic tests would be upgraded by comparing modal parameters from the simulated damage with experimental ones. If two experimental modal parameter identifications performed on the structure lead

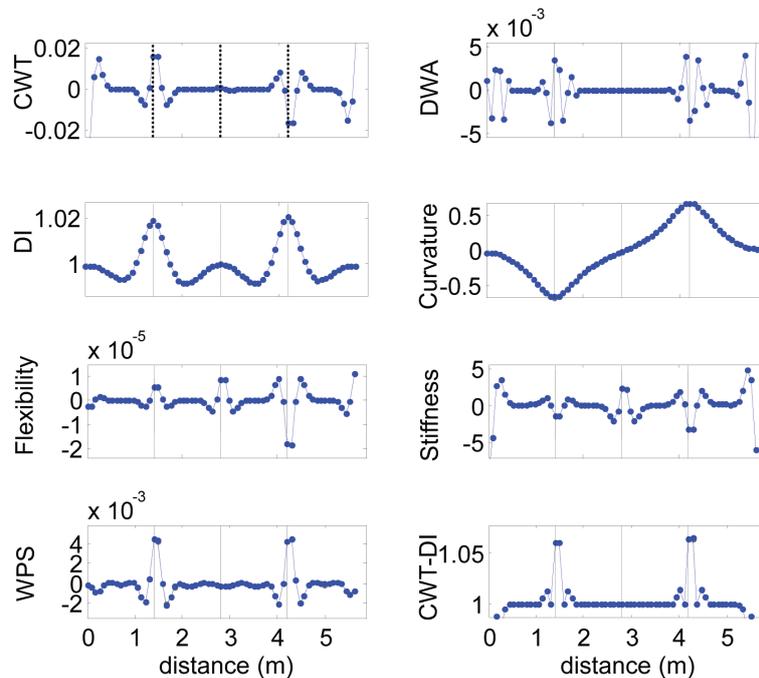


Figure 10 Typical example of the application of the damage detection methods to the case CII-DII (2nd mode and energy shapes from simulations). Keys
 —●— line 1 and - - - line 2; damage zone

to significant differences in the evaluated dynamic parameters, the detection and location of damage procedures should be done. Thus, the procedure used here for the damage detection and location on these beams can also be applied to more complex structures using an iterative procedure.

10 Conclusions

The modal parameter identification of the three concrete beam specimens showed that the strengthening CFRP laminates added to the beams did not significantly modify their dynamic response even when their ultimate static load, compared with the case without strengthening, increased up to 20.3% for the beam with the highest strengthening. Five mode shapes and their corresponding natural frequencies and damping ratios were identified for each case. Two rotational modes were identified. In the experimental tests, end supports allowed longitudinal rotations and the middle support also allowed small longitudinal rotations.

The dynamic parameters determined from the FEMs were used for locating the damage in the beams through damage detection methods. A denser grid of points was used to compare with the results obtained in the AVTs. The performance of the damage detection methods significantly improved and all methods presented disturbance at the damage zones located at the middle of the spans. The CWT-DI presented the best performance. Combining the advantages of the location features of both methods (CWT and DI) increased the probability of damage location. The results showed in this study highlighted the importance of the sensor layout adopted for the damage detection procedure. The sensor layout does not only need to be larger in quantity compared with the traditional dynamic tests for modal parameter identification, it also requires having more sensors close to the damaged zones. However, damage is not known *a priori* in real scenarios. A FEM of the structure updated with the parameters extracted from the dynamic tests could help firstly to simulate the probable damage scenarios in the structure and secondly to optimize the position of the sensor layout for a better probability of damage location. In summary, the process of damage location with the current development of sensor instrumentation for AVTs and the evaluated vibration-based damage detection methods needs an iterative procedure between experimental dynamic tests and updated FEMs.

Acknowledgements

The authors would like to thank Professors Everaldo Bonaldo and Joaquim Barros for the opportunity given to perform the dynamic tests on the beams. The first author would also like to thank the Portuguese Foundation of Science and Technology, FCT, for his doctoral grant with reference SFRH/BD/29317/2006.

References

- [1] Guo Y.; Xie J.; Xie Z.; Zhong J. – "Experimental study on compressive behavior of damaged normal and high-strength concrete confined with CFRP laminates". *Construction and Building Materials*, 107, p. 411–425, 2016.
- [2] Barros, J. A. O.; Dias, S. J. E.; Lima, J. L. T. – "Efficacy of CFRP-based techniques for the flexural and shear strengthening of concrete beams". *Cement and Concrete Composites*, 29, p. 203–217, 2007.
- [3] Gao, P.; Gu, X.; Mosallam, A.S. – "Flexural behavior of preloaded reinforced concrete beams strengthened by prestressed CFRP laminates". *Composite Structures*, 157, p. 33–50, 2016.
- [4] Salgado, R.; Cruz, P. J. S. – "Modal identification and damage detection of Övik Bridge between deliberated damage tests – Sustainable Bridges – Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives", internal report, Department of Civil Engineering, University of Minho, Guimarães, Portugal, 2007.
- [5] Di Cesare, A.; Ponso, F. C.; Vona, M.; Dolce, M.; Masi, A.; Gallipoli, M. R.; Mucciarelli, M. – "Identification of the structural model and analysis of the global seismic behaviour of a RC damaged building". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, p. 131–141, 2014.
- [6] Maeck, J. – *Damage assessment of civil engineering structures by vibration monitoring*. PhD dissertation, Catholic University of Leuven. Heverlee, Belgium, 2003.
- [7] Cao, M.S.; Xu, W.; Ren, W. X.; Ostachowicz, W.; Sha, G. G.; Pan, L. X. – "A concept of complex-wavelet modal curvature for detecting multiple cracks in beams under noisy conditions". *Mechanical Systems and Signal Processing*, 76–77, p. 555–575, 2016.
- [8] Montalvão, D.; Maia, N. M. M.; Ribeiro A. M. R. – "A Review of Vibration-based Structural Health Monitoring with special Emphasis on Composite Materials". *The Shock and Vibration Digest*, 38(4), p. 1–30, 2006.
- [9] Bonaldo, E. – *Composite materials and discrete steel fibers for the strengthening of thin structures*, PhD Dissertation, University of Minho, Guimarães, Portugal, 2008.
- [10] Cantieni, R. – "Experimental methods used in system identification of civil engineering structures", In Proc. of the 1st International Operational Modal Analysis Conference (IOMAC), Copenhagen, Denmark, p. 249–260, 2005.
- [11] Brincker, R.; Ventura, C. E.; Andersen, P. – "Damping estimation by frequency domain decomposition", In Proc. of the 19th International Modal Analysis Conference (IMAC), Kissimmee, FL, USA., 2001.
- [12] Huang, F. L.; Wanga, X. M.; Chena, Z. Q.; Hea, X. H.; Ni, Y. Q. – "A new approach to identification of structural damping ratios", *Journal of Sound and Vibration*, 303, p. 144–153, 2007.
- [13] MathWorks – *Matlab version 6.5.0.180913a, language engineering computer program*, MathWorks, Inc., Natick, USA, 2002.
- [14] CSI – *SAP2000 Advanced 10.0.5. Structural analysis program*. Computers and Structures Inc., Berkeley, CA, USA, 2006.
- [15] CEN – *Eurocode 2: Design of concrete structures Part 1: General rules and rules for buildings*, European Committee for Standardization, prEN 1992-1:2001, Brussels, Belgium, 2001.
- [16] Salgado, R. – *Damage detection in bridges through vibration monitoring: evaluation and application*, Ph.D. Dissertation, University of Minho, Guimarães, Portugal, 2008.
- [17] Brownjohn, J. M. W.; Xia, P. Q.; Hao, H.; Xia, Y. – "Civil structure condition assessment by FE model updating: methodology and case studies", *Finite Elements in Analysis and Design*, 37, p. 761–775, 2001.

Seismic response of masonry buildings with alternative techniques for in-plane strengthening of timber floors

Resposta sísmica de edifícios de alvenaria com pisos de madeira reforçados com técnicas alternativas

Roberto Scotta
Davide Trutalli
Luca Marchi
Luca Pozza
Michele Mirra

Abstract

In this work, the seismic behaviour of three case-study masonry buildings with traditional timber floors (simple layer of wooden boards) retrofitted with three alternative techniques has been analysed.

The modification of the seismic response of the buildings, depending on the type of the in-plane stiffening technique applied to the diaphragms, has been determined. The dynamic behaviour of the building has been analysed via non-linear dynamic analyses using three-dimensional finite element models. Hysteretic elements reproducing the actual non-linear behaviour of both masonry and floors have been calibrated according to experimental results from literature. For all the timber diaphragms, Incremental Dynamic Analyses were performed with seven seismic signals. Obtained results give important information on the modification of the seismic response of masonry buildings when alternative retrofitting methods of traditional timber floors are used.

Resumo

Neste trabalho é analisado o comportamento sísmico de três edifícios de alvenaria, cuja estrutura tradicional de piso em madeira (pavimento em tábuas de madeira simples) é reforçada com três técnicas alternativas.

Foi avaliada a alteração da resposta sísmica dos edifícios, em função do tipo de solução adotada na rigidificação dos diafragmas no seu plano. O comportamento dinâmico dos edifícios foi simulado recorrendo a análises dinâmicas não-lineares utilizando modelos tridimensionais de elementos finitos. Os modelos foram calibrados, com base em resultados experimentais disponíveis na literatura, incorporando elementos com comportamento não-linear histerético, quer para a alvenaria quer para os pisos. Para cada tipo de diafragma de madeira em estudo, foi realizada uma Análise Dinâmica Incremental (IDA) para sete sinais sísmicos. Os resultados obtidos fornecem informações importantes sobre a modificação da resposta sísmica dos edifícios de alvenaria quando são adotadas diferentes soluções de reforço ao nível dos seus pisos de madeira.

Keywords: Timber floors / Seismic behaviour / Strengthening techniques

Palavras-chave: Pavimentos em madeira / Comportamento sísmico / Técnicas de reforço

Roberto Scotta

MSc, PhD/Engineer
Department ICEA, University of Padova
Padova, Italy
roberto.scotta@dicea.unipd.it

Davide Trutalli

MSc, PhD/Engineer
Department ICEA, University of Padova
Padova, Italy
davide.trutalli@dicea.unipd.it

Luca Marchi

Msc, Phd Student/Engineer
Department ICEA, University of Padova
Padova, Italy
luca.marchi@dicea.unipd.it

Luca Pozza

MSc, PhD/Engineer
DICAM, University of Bologna
Bologna, Italy
luca.pozza2@unibo.it

Michele Mirra

MSc Student
Department ICEA, University of Padova
Padova, Italy
michele.mirra@studenti.unipd.it

Aviso legal

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

Legal notice

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

SCOTTA, Roberto [et al.] – Seismic response of masonry buildings with alternative techniques for in-plane strengthening of timber floors. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 47-58.

1 Introduction

Masonry buildings can be highly vulnerable to earthquake if in-plane strength and stiffness of floors are not sufficient to limit out-of-plane deformations of walls or portions of them or to transmit efficiently the seismic forces from floors to walls [1], [2].

Floors in masonry buildings, which are normally built with timber beams and a single orthogonal layer of timber boards nailed to the beams, lack of in-plane stiffness and strength is normally assumed as an improvement of the global seismic response of the building. Various strengthening techniques have been developed and can be applied as retrofitting methods: each one is characterized by a different efficiency, involving a not easily predictable response. Most common technologies and their details are summarized in [3], [4]. The RC slab connected to the existing timber beams with traditional or innovative anchorage techniques is the most widely used [5]-[7]. Another widely known method, which is a more compatible, lighter and reversible alternative, consists of the application of a second and sometimes a third layer of timber planks above the existing one, fastened to timber beams and arranged with an angle of 45° or 90°. Other methods consist of the application of timber panels (plywood, CLT, OSB...) fastened to the existing planks or the use of diagonal bracing system made with steel plates or FRP strips.

The in-plane stiffness of timber floors with different strengthening methods and their force-displacement behaviour have been studied by various researchers with tests (e.g., [4], [8], [9]) and numerical models have been performed to evaluate the seismic response of entire buildings (e.g., [10], [11]). However, some strengthening methodologies have recently demonstrated to be inadequate or, in some cases, unfavourable [4] and the effectiveness of such retrofitting techniques remains an open issue.

Various recent works have been carried out to evaluate the hysteretic behaviour of unreinforced masonry walls loaded in plane and out of plane (e.g., [12]-[14]) or to study the interaction between floors and masonry walls (e.g., [15]-[19]).

In this work, three case studies of two-storey masonry buildings have been analysed with three-dimensional numerical models to investigate the effects of the application of alternative retrofitting techniques to traditional timber floors (simple floor). The three considered retrofitting techniques are: a) addition of a second layer of timber boards fixed with screws to existing beams at an angle of 45°, b) use of light-gauge steel plates, c) usage of a lightweight reinforced concrete (RC) slab connected to the timber beams by means of studs. For each case-study building, results obtained for each technique are compared with those obtained with the original single-layer timber floor. A rigid connection of the timber floor with the surrounding masonry walls is assumed.

2 Numerical model of the building

The two-storey buildings have plan dimensions equal to 8.00 × 10.00 m and inter-storey height equal to 3.00 m. The first configuration (A) is regular in plan and in elevation, with four masonry piers parallel to the direction of the imposed seismic

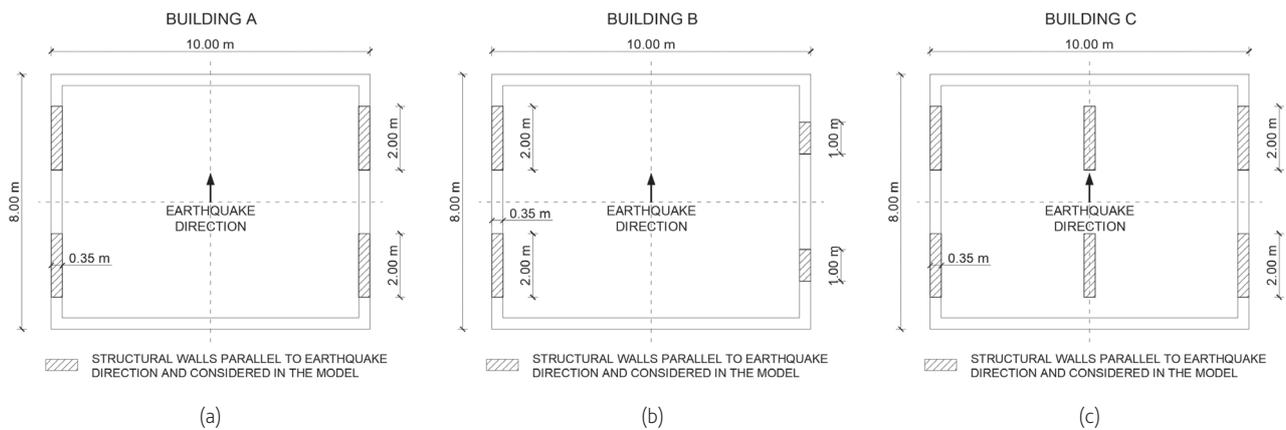


Figure 1 Building configurations: (a) regular (building A), (b) irregular (building B), (c) redundant (building C)

shocks, having base dimensions equal to 200×35 cm (Figure 1a) and aligned openings. The second configuration (B) is regular in elevation but not in plan. It has a geometry similar to A but walls in the east façade have base dimensions of 100×35 cm (Figure 1b). The last case study (C) is the same of A with two additional masonry piers in the middle of the floor span (Figure 1c). The latter configuration is characterized by the redundancy in the transmission of the horizontal loads among walls.

The details and mechanical parameters of the floors tested by Piazza *et al.* [4] and Baldessari [20] have been assumed. The not-strengthened floors (NS) are made with a single layer of 20×3 cm C22-class timber planks nailed orthogonally to 18×18 cm GL24c-class timber beams having spacing of 50 cm and fastened with 4 nails per intersection. The first strengthening technique (TB) consists of a second layer of 30-mm thick timber boards arranged at an angle of 45° to the first plank and fastened to the beams with 6×90 mm structural timber screws (from 2 to 4 screws per intersection). The second adopted method (SP) consists of the addition of light-gauge steel plates (80×2 mm) screwed to the existing boards at an angle of 45° with 5×25 mm screws (20 screws per meter). Spacing of diagonal bracing plates is 705 mm. The last chosen technique (RC) consists of the addition of a 50-mm thick RC slab reinforced with 6 mm diameter rebars (mesh 200×200 mm). Connection between timber beams and RC slab consists of 14 mm diameter L-shaped steel bars spaced 20-30 cm glued with epoxy resin.

In detail, twelve configurations have been analysed, which are labelled as follow (Table I):

- The first letter (A, B or C) identifies the wall configuration as described above;
- The second and third letter (NS, TB, SP or RC) identify the type of floor.

Masses and vertical loads have been computed according to the seismic combination of EN 1990 [21] assuming live loads equal to 2.00 kN/m^2 . Floor dead loads have been chosen according to the adopted strengthening technique including screed and finishing layers: they were assumed equal to 3.00 kN/m^2 for the NS, TB and SP configurations and 4.00 kN/m^2 for the RC ones. Masonry density was assumed equal to 18.00 kN/m^3 . Spread mass corresponding to

all non-structural walls and to structural walls orthogonal to seismic direction has been also considered in the numerical models and modelled as mass at floor levels. Conversely, their stiffening effects have been neglected, as they were not modelled.

Table I Case-study configurations

	Regular building	Irregular building	Redundant building
Existing floor with single layer of timber boards (simple floor)	A-NS	B-NS	C-NS
Existing floor reinforced with an additional timber layer at an angle of 45°	A-TB	B-TB	C-TB
Existing floor reinforced with additional light gauge steel plates at an angle of 45°	A-SP	B-SP	C-SP
Existing floor reinforced with additional 50 mm thick RC slab	A-RC	B-RC	C-RC

The numerical Finite-Element (FE) models for each building configuration were performed with the MidasGEN [22] software by assembling elements simulating masonry and floor behaviour (Figure 2). The main assumed modelling hypotheses are:

- Unreinforced masonry (URM) piers have a predominant rocking behaviour due to their dimensions and vertical load, therefore possibility of sliding and diagonal cracking failures has been neglected, so as the stiffening effects of spandrels;
- Masonry piers were modelled with non-linear beam elements having fibre section to simulate their hysteretic behaviour due to rocking;

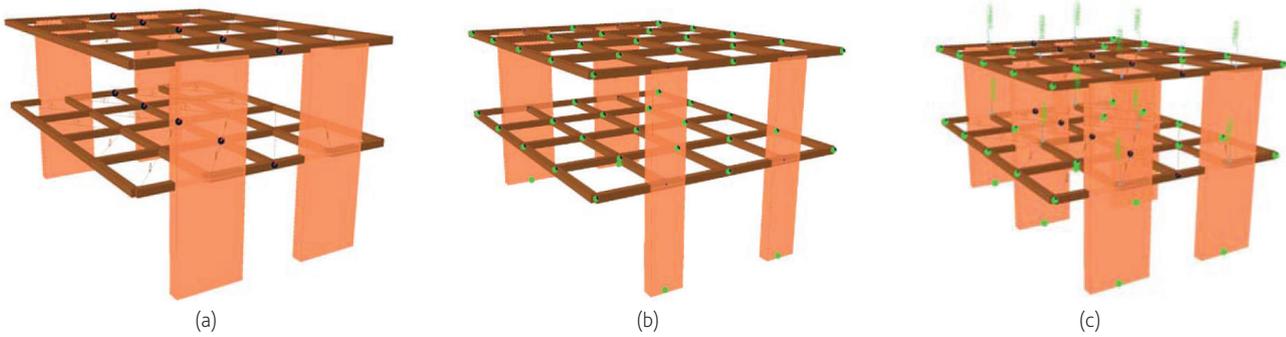


Figure 2 Axonometric views of the three-dimensional models: (a) building A, (b) building B, (c) building C

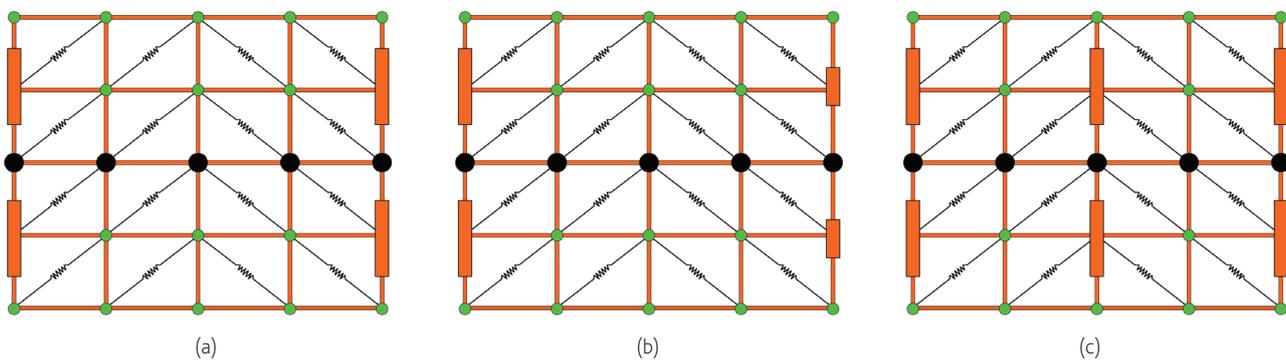


Figure 3 Plan views of the models: (a) building A, (b) building B, (c) building C

- The horizontal diaphragms were modelled as lattice modules composed of outer stiff elastic truss elements and non-linear springs as diagonals accounting for in-plane shear behaviour (Figure 3);
- All the masses have been modelled as translational point masses arranged in the floor nodes according to the relative pertinent areas (Figure 3). The masses of the structural walls parallel to the earthquake direction have been arranged at floor levels above walls. Conversely, the mass of the orthogonal walls is spread in all the floor nodes.

The feasibility of adopting a fibre beam model for masonry piers, notoriously unable of accounting for in-plane shear and diagonal cracking failures, was supported by preliminary analytical calculations. The maximum shear strength V_R of a single masonry pier and the equivalent bending moment M_R were analytically derived from [1] for each failure mode (i.e., rocking, sliding and diagonal cracking failure). Table II shows that, considering the actual dimensions and axial load acting on each masonry pier of the case-study buildings, rocking failure always anticipates other in-plane failures. Therefore, no more complex models are needed for piers.

Table II Shear strength and equivalent bending moments according to [1] for a single pier of $200 \times 35 \times 300$ cm, subjected to an axial load of 151.05 kN

Failure mode	Shear strength (kN)		Equivalent bending moment (kNm)	
	Parameter	Value	Parameter	Value
Rocking	V_R	41.83	M_R	125.49
Sliding	V_R	52.30	M_R	156.89
Diagonal cracking	V_R	77.42	M_R	232.25

2.1 Floor models

The hysteretic behaviour of all the diaphragms (NS, TB, SP, RC) was calibrated reproducing the quasi-static cyclic-loading tests conducted at University of Trento [20] according to EN 12512 [23]. The geometrical and mechanical characteristics of the diaphragms considered in this work are the same of the tested specimens. In particular, the Finite-Element (FE) model of the diaphragms was

obtained subdividing the original geometry of the tested floor module (plan dimensions 4.00×5.00 m) into four sub-modules 2.00×2.50 m, composed of stiff elastic truss elements at the perimeter and a single non-linear diagonal spring for each sub-module, as shown in Figure 4. The properties of trusses and diagonal springs were calibrated to reproduce the results from experimental tests [4]. The properties of trusses and diagonal springs were calibrated to reproduce the results from experimental tests [4]. To calibrate the floor models, elastic and post-elastic hardening stiffness and yielding point were obtained applying method "a" of EN 12512 [23] to the envelope curves of the experimental cycles. Then, cycles were fitted graphically and compared with experimental ones in terms of dissipated energy. Figure 5 shows the calibration of the in-plane shear behaviour of all analysed floors. It is worth noting that only the low displacement cycles from tests were considered for the calibration, i.e., within the displacement level consistent with the floor deformation of the case-study buildings conforming to masonry drift at failure, assumed equal to 0.8%.

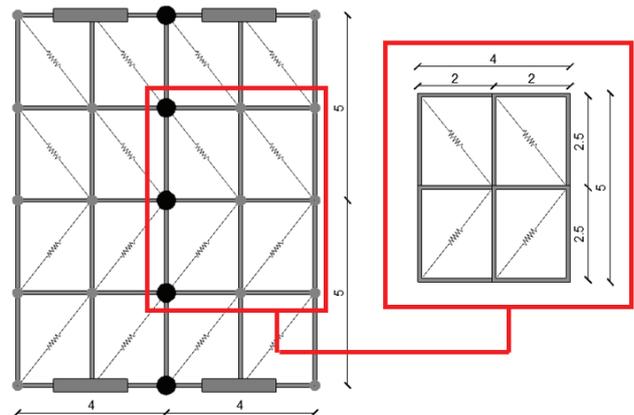


Figure 4 Modelling of the building diaphragms: subdivision of the 5×4 m module into sub-modules

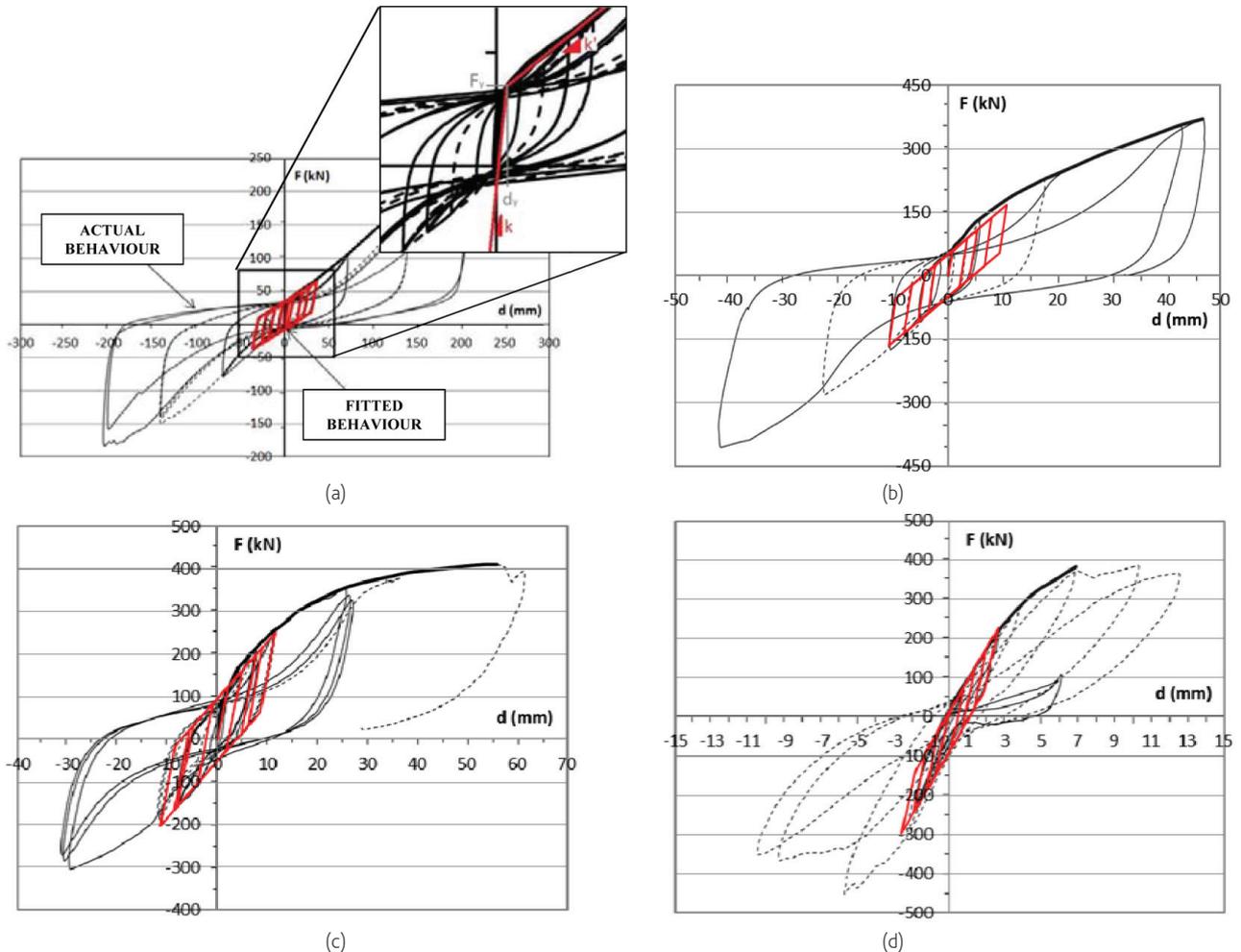


Figure 5 Calibration of diaphragms' models: total shear force vs. displacement measured at the mid span point for (a) NS floor; (b) TB floor; (c) SP floor; (d) RC floor

A first comparison among the considered strengthening methods can be made in terms of elastic stiffness k computed applying EN 12512 [23] (Table III). From these values, it is evident that all the strengthening methods strongly increase the stiffness of the simple floor (about 30 times for RC and on average 10 times for TB and SP).

Table III Comparison of elastic stiffness k among floors

	k (kN/mm)	k/k_{NS} (-)	k/k_{RC} (-)
NS	7.09	1.00	0.03
TB	80.00	11.28	0.35
SP	61.50	8.67	0.27
RC	230.00	32.44	1.00

2.2 Masonry model

A fibre beam model was chosen to simulate the actual hysteretic behaviour and failure of masonry piers due to rocking. A damage model was adopted to simulate the null tensile strength and brittle behaviour of masonry, allowing the possibility of representing cracking and compressive inelastic response, stiffness recovery at crack closure, softening branch and failure condition.

Kent and Park model [24], originally proposed to determine a stress-strain relation of concrete and implemented in MidasGEN library [22], was properly adapted to simulate the behaviour of masonry when subjected to compression loads. The mechanical parameters summarized in Table IV, which describe the skeleton curve, were calibrated from test available in literature [25] and represent the actual response of a masonry prism composed by typical clay bricks coupled with mortar.

Each beam element has the same cross-section of the actual masonry piers and length equal to the inter-storey height of the case-study building. Fibre's thickness was scaled according to the pier dimensions.

Table IV Mechanical parameters describing skeleton curve of Kent and Park model [24]

Parameter [Units]	Value	Skeleton curve
Elastic modulus [MPa]	E	2400.0
Shear modulus [MPa]	G	500.0
Compressive strength [MPa]	$f_{cd} = f_k$	3.0
Strain at maximum strength	ε_0	0.002
Strain at end of softening branch	ε_u	0.0036
Strain at failure	ε_1	0.004
Lateral confinement factor	k	1.0
Gradient of softening branch	Z	500.0

3 Numerical analyses and results

Preliminary non-linear static analyses (NLSA) were performed to determine the ultimate displacement capacity of masonry piers, necessary to define the in-plane failure conditions for the following non-linear dynamic analyses. A triangular distribution of equivalent seismic horizontal forces was applied to the structure and increasing monotonic displacements were imposed to the central node of the floors up to 70 mm at top floor, *i.e.*, up to the expected out-of-plane failure displacement of the wall orthogonal to the seismic input direction. Results of NLSA on building A are reported in Figure 6 where: dashed lines represent building base shear vs. displacement of the mid span point of first floor; continuous lines represent base shear of a single pier vs. displacements of the same pier (the base shear of the building is four times the base shear of the single pier). It can be seen that only for A-NS, displacement of floor differs from that of piers, whereas for all the strengthened floors (TB, SP, RC) mid-span floor and pier displacements are practically identical. This means that stiffness and strength of the strengthened floors are sufficient to transfer the same level of seismic force to the masonry piers, acting as almost rigid diaphragms in the considered building. The maximum in-plane displacement of piers measured at failure is about 24 mm, *i.e.*, corresponds to a drift of 0.8%, independently from the retrofitting technique.

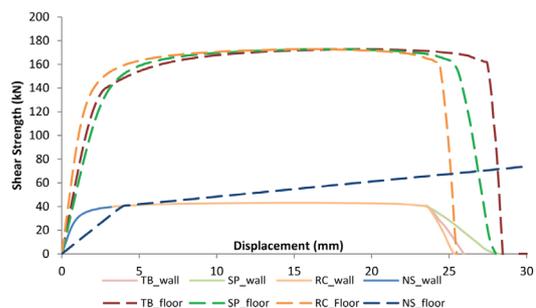
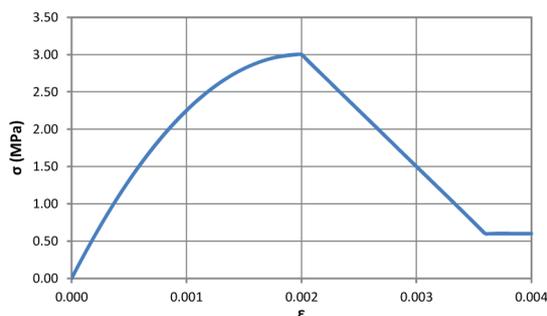


Figure 6 Capacity curves from pushover analyses for building A: effect of floor types



After NLSA, incremental dynamic analyses (IDA) with increasing Peak Ground Acceleration (PGA) level were performed for the evaluation of the near-collapse PGA, hereafter called PGA_u . A set of six artificial earthquakes [26] and one natural earthquake (El Centro) were applied to all models. The artificial earthquakes were generated respecting the spectrum compatibility requirements according to the elastic response spectrum for building foundations resting on type A soil (rock soil, corresponding to $S = 1.0$, $T_B = 0.15$ s, $T_C = 0.4$ s, $T_D = 2.0$ s) and building importance factor $\gamma_I = 1$, according to Eurocode 8 [27]. An estimation of the compatible elastic PGA (PGA_u) was computed via an equivalent linear static analysis (q-factor = 1.00) as the PGA which leads the masonry piers to rocking failure (i.e., to reach their ultimate resisting moment), considering the mass, the principal elastic period of the building and a spectral amplification factor $F_0 = 2.5$. From these calculations, it was obtained a PGA_u equal to 0.038 g, 0.015 g and 0.058 g for buildings A, B and C respectively with the original floors (NS cases).

Table V lists the main natural frequencies of all the buildings for each type of floor. Table VI gives the top displacement vs. base shear curves for each case study subjected to the same seismic signal. The other seismic signals gave similar results and led to the same conclusions. The cycles recorded at the middle node of the top floor (TF) are compared with the cycles of a masonry pier at the same level (MP). The comparison is given only between NS and TB floors, being results for SP and RC floors almost identical to the TB models. This evidence confirms that all the strengthening techniques have almost the same efficacy in limiting the in-plane deformation of floors, as demonstrated by the NLSA.

Table V Main natural vibration frequencies of each configuration (Values in Hz)

Floor Type	Building A	Building B	Building C
NS	2.50	1.18	3.23
TB / SP / RC	2.78	1.20	3.45

A first comparison between A-NS and A-TB buildings at low PGA allows a first interesting evidence: for the same low level of applied seismic inputs ($PGA = 0.077$ g), displacements and forces for A-TB are higher than A-NS. The level of PGA_u for which ultimate top displacement of piers is achieved resulted to be equal to 0.308 g for A-NS and 0.135 g for A-TB. Considering A-NS, the peak horizontal displacement of the floor is about 50% higher than that of the masonry wall. At PGA_u the out-of-plane displacement of non-structural walls remains limited to an acceptable value, and failure is achieved in the shear resisting walls, while for the A-TB case, hysteretic cycles of top floor and walls are identical evidencing the almost infinite stiffness of the retrofitted floors. The same displacements for all the piers have been noticed, independently from the stiffness of the floors.

In buildings B, failure is localized in the slender walls, whereas the 2.00 m walls remained almost elastic. The PGA_u were obviously lower than in building A: a uniform $PGA_u = 0.07$ g was obtained independently from the strengthening technique adopted for the

floors. This means that in building B even the NS floor is enough stiff and strong for the slender pier. The comparison between B-NS and B-TB in Table VI evidences that the strengthened floor induced higher displacement and forces than the 2.00 m wide walls.

In buildings C, the strengthened floors assure an equal displacement of the shear walls, while in C-NS the deformability of the floor allows for a slight higher displacement of the central wall. For the same level of PGA (as instance $PGA = 0.174$ g in Table VI) total displacement of the walls with the strengthened floor is again higher than with NS floor: PGA_u is equal to 0.29 g in the C-NS case, while it decreases in the range between 0.18 g and 0.24 g with the strengthened floors.

The above described results are in contrast with the widely accepted assumption that rigid floors can increase the seismic capacity of buildings. In all the three case-study buildings here considered, the retrofitting of timber floors caused a decrease of the seismic performance. In the following section, a discussion of the numerical results is conducted and the explanation of the reduced performance obtained with the retrofitted floors is given.

4 Discussion

The results from IDA presented in the previous section were averaged over seven seismic signals and analysed to draw conclusions about the effects of the floor stiffening.

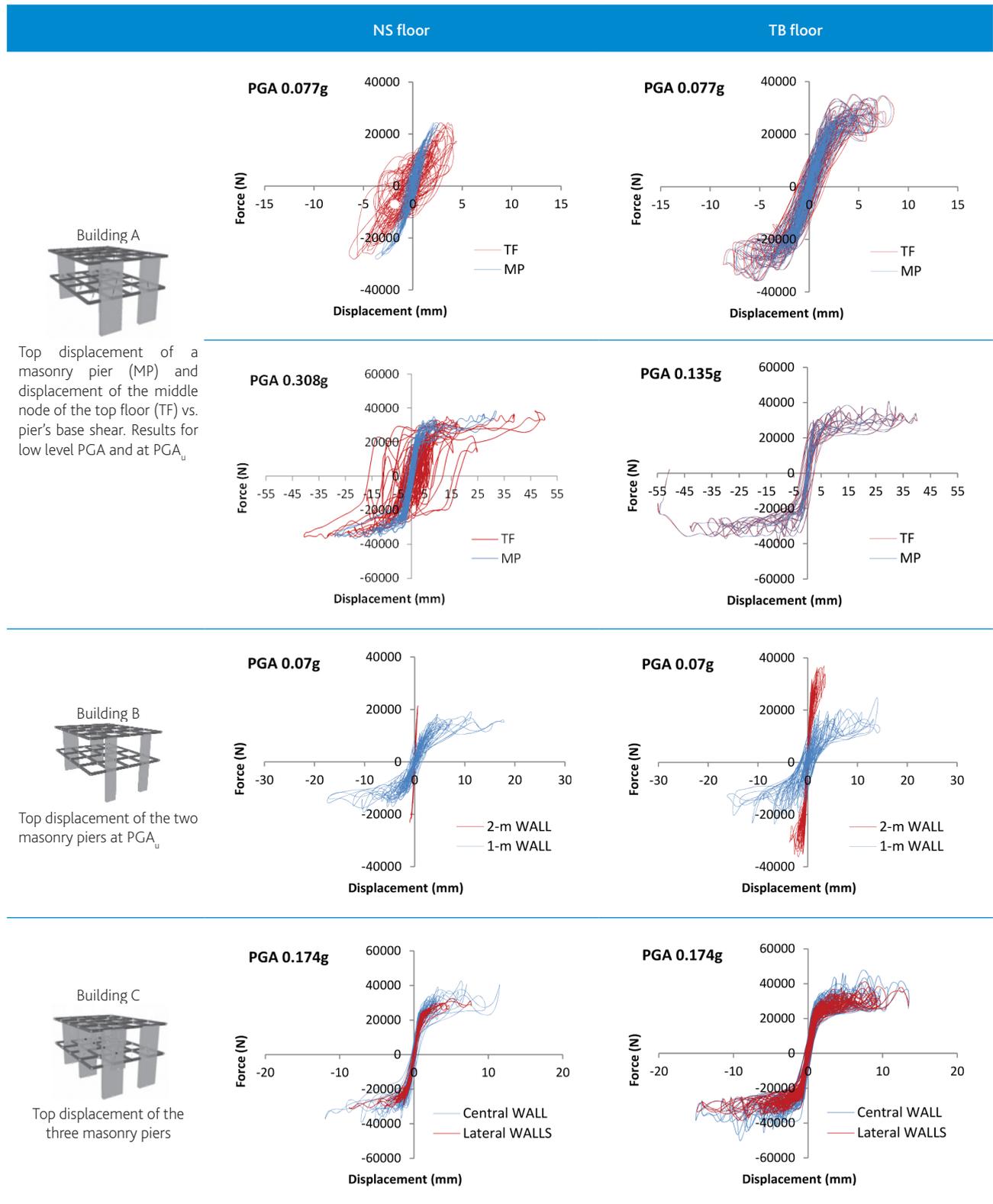
Figure 7 plots the trend of maximum horizontal displacement of mid-span floor and of walls recorded at the level of first floor with increasing PGA level. Displacements are averaged among the seven seismic signals.

As concerning building A, only the NS floor allows a significant difference between displacement of middle span point and of resisting walls (blue lines in Figure 7a), while all the lines of reinforced floors are superposed on those of walls, i.e., the floors are practically not deformable respect the walls and they remain in their elastic range. For a given value of PGA the displacements of the walls in the buildings with reinforced floors are always larger than in the A-NS case. Mean ultimate PGA value for which the displacement capacity of walls (24 mm) is exhausted is about 0.17 g in TB, SP and RC case. For NS, the mean PGA_u exceeds 0.3 g.

The motivation of such reduction of the seismic performance with retrofitting of floors has been found in the impaired dissipative capacity of the retrofitted floors. When stiffness of floors is increased, their capacity of energy dissipation is not exploited. Therefore, energy dissipation can be assured only by masonry piers with consequent increase of their mechanical damage. On the contrary, the NS floor is able to perform plastic deformations and to dissipate large amount of the energy inputted by the earthquake into the structure. NS floor acts as a damper, avoiding introduction of inertial loads into the shear walls. Consequently and contrarily to uniformly accepted design criteria, the interventions aiming to strengthen the floors may lead to a reduced overall dissipative capacity of the structure and to reduced seismic capacity.

Similar conclusion can be drawn analysing the numerical results obtained for building C. Such case study demonstrates also that the deformability of NS floors is not negligible but stiffness is enough

Table VI Comparison of results from IDA for a given seismic signal



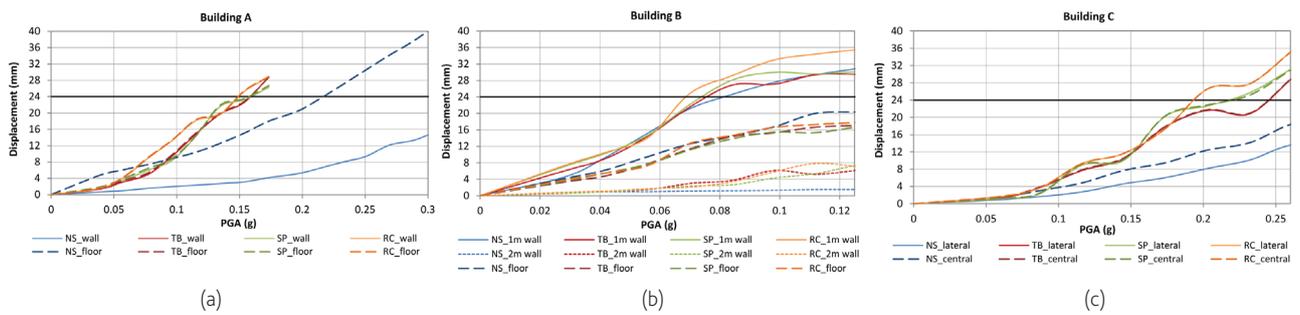


Figure 7 Mean maximum displacements of floor and walls from IDA at first floor level vs. imposed PGA. (a) Building A: wall and floor. (b) Building B: 1.0 m wall, 2.0 m wall and floor. (c) Building C: lateral wall and central wall

to assure a quite good distribution of seismic forces on the resisting shear walls. Figure 7c shows that with NS floors, mean displacement of lateral walls (continuous blue line) is about 80% of that of central wall (dashed blue line). With the retrofitted floors, relative displacements of the shear walls are zeroed, *i.e.*, rigid translation of the floors occurs. Even in building C adoption of rigid, and then non-dissipating, floors leads to increased displacement and to reduced PGA_u .

Case study B is less significant, being the NS floor stronger and stiffer than the weak 1.0 m wide shear wall. In this case, alternative

options for floors do not affect significantly their mean maximum displacements, which are intermediate between the displacements of the 2.0 m wall and of the 1.0 m wall.

Consideration about relevance of energy dissipation from floor distortion has been evidenced by computing the energy dissipated by floors and walls as a fraction of the input seismic energy. Results are plotted in Figure 8 where, for the same seismic input, time evolution of inputted and dissipated energies are reported for case study A and the various floor options. The dissipated energies are computed as the area within hysteretic cycles of floors and walls. The

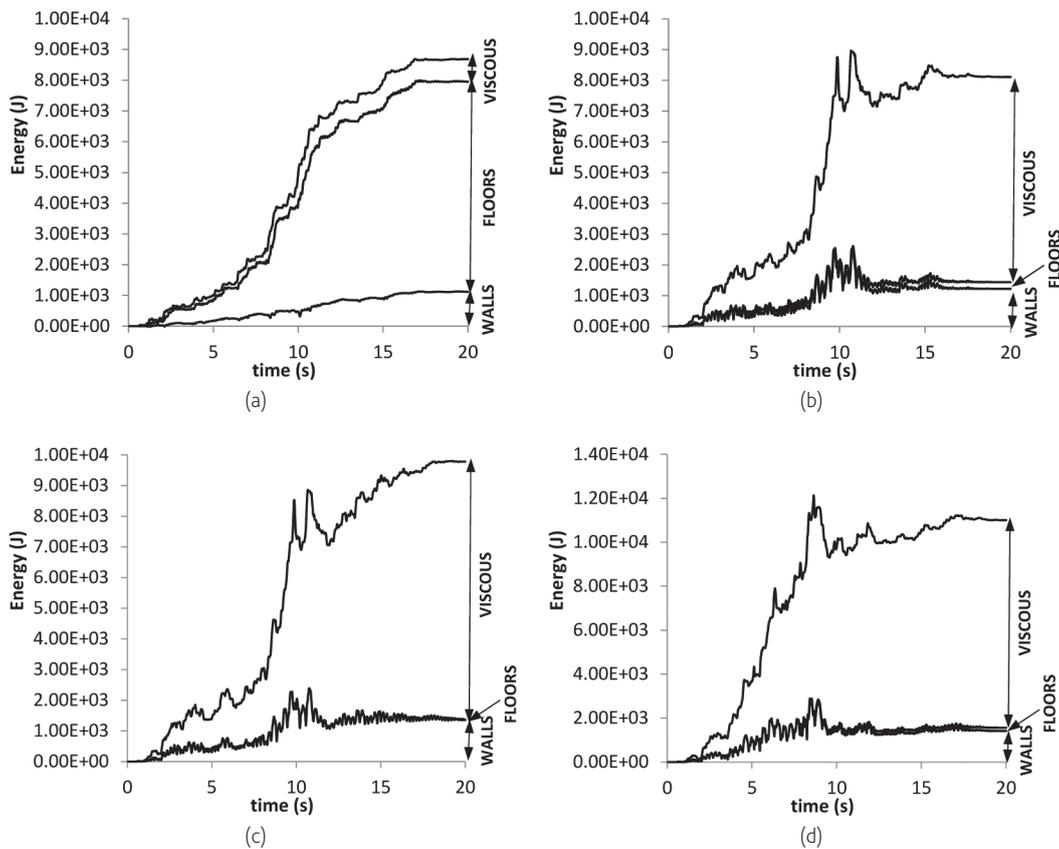


Figure 8 Energetic response for Building A for a typical seismic signal: (a) A-NS; (b) A-TB; (c) A-SP; (d) A-RC

inputted energy is the work done by seismic input on the structure as a whole, computed according to [28]. The gap between inputted energy and summation of dissipated energies gives the viscous energy contribution (in the numerical models a 2% Rayleigh viscous damping has been considered), which is emphasized for buildings having an almost elastic behaviour.

Obtained results confirm that in A-NS building floors dissipated most of the inputted energy, transmitting to walls reduced seismic forces. Conversely, for all the retrofitted buildings, floors showed a negligible dissipative contribution, independently from the chosen retrofitting strategy. Therefore, it can be stated that for these buildings seismic forces derived from dead and live masses of floors are totally transferred to the shear walls.

The aforementioned results can be useful to provide additional information to design properly such structural rehabilitations. When performing linear analyses, normally strengthened floors are schematized as infinitely rigid in their plane and the different dissipative capacity provided by the type of floor adopted is not taken into account. According to results presented in this work, it seems appropriate to consider different values of the equivalent viscous damping ξ [27] in linear numerical models to take into account the different dissipative capacity supplied by the floor deformation. A first estimation of these values has been obtained for Building A performing additional analyses at PGA_u for each case study, modelling all floors with pure elastic behaviour and increasing the value of ξ in the model until reaching the masonry failure deformation. The estimations of ξ are listed in Table VII.

Table VII Evaluation of viscous damping ξ for building A

	PGA_e (g)	PGA_u (g)	ξ (-)
NS	0.038	0.308	7.50
TB	0.038	0.135	5.50
SP	0.038	0.135	5.50
RC	0.038	0.135	2.00

5 Conclusions

Results presented in this work were obtained from numerical analyses performed to simulate the non-linear behaviour of masonry buildings with simple or strengthened timber floors. Such models have been used to estimate how the seismic response of different masonry case-study buildings is modified by different rehabilitation techniques of the timber floors.

The main hypotheses and simplifications assumed in this work, from which results are conditioned, are:

- A rigid anchorage of the diaphragms to perimeter walls has been assumed;
- The structural walls orthogonal to the seismic direction have not been modelled, therefore their possible stiffening effects have been neglected;
- The mass of the structural walls orthogonal to the seismic

direction has been arranged in the floor nodes;

- The possible stiffening effects of screeds have been neglected, thus assuming the presence of screeds with loose materials.

From the numerical results and considering the aforementioned hypotheses, some conclusions and some useful information for the design may be obtained:

- It is necessary to find a correct ratio between the increase of in-plane stiffness of the floor (necessary to transmit correctly the forces to the walls) and the decrease of its dissipative capacity;
- The use of a 45° additional layer of timber boards fastened with screws, of light-gauge steel plates or of a 50 mm RC slab gives almost the same in-plane response of the floor. These diaphragms can be properly considered as infinitely stiff in their plane and modelled accordingly;
- In contrast to common expectations, the seismic capacity of a traditional masonry building can decrease if a retrofitting method leading to excessive floor stiffening is adopted.

This last conclusion derives from results in terms of PGA: the analysed retrofitted buildings have withstood earthquakes with lower intensities than un-reinforced ones, *i.e.*, all the applied retrofitting strategies have worsened the seismic performances. This suggests therefore that interventions aiming to stiffen the floors can impair the seismic response of a structure affecting its displacement and dissipative capacity. Conversely, a deformable floor can act as a dissipative damper interposed between the floor mass and the resisting shear walls, if it is characterized by a dissipative non-linear behaviour after yielding. The dissipation capacity and the possible increasing of the oscillation period, if it is higher than the upper limit of the constant spectral acceleration branch of the spectrum (plateau), produce a reduction of seismic forces on resisting walls.

Further works are needed to generalize the results considering other case-study buildings and in particular more refined three-dimensional models, which consider the behaviour of the walls perpendicular to the earthquake direction and other possible in-plane failure modes of masonry, *i.e.*, sliding or diagonal cracking.

Acknowledgments

The authors acknowledge the contribution to the research given by Luca De Tomasi and Andrea Lonardi with the development of their master theses.

References

- [1] Magenes, G.; Calvi, G.M. – “In-plane seismic response of brick masonry walls”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26, 1091-1112, 1997.
- [2] Giuriani, E.; Marini, A. – “Wooden roof box structure for the anti-seismic strengthening of historic buildings”. *International Journal of Architectural Heritage*, 2(3), 226-246, 2008.
- [3] Ongaretto *et al.* – “Wood-based solutions to improve quality and safety against seismic events in conservation of historical buildings”. *International Journal for Quality Research*, 10(1), 17-46, 2016 doi: 10.18421/IJQR10.01-01.

- [4] Piazza *et al.* – “The role of in-plane floor stiffness in the seismic behaviour of traditional buildings”. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- [5] Piazza, M.; Turrini, G. – “Una tecnica di recupero statico dei solai in legno”. *Recuperare*, 5, 224-237, Milano, 1983.
- [6] Crocetti *et al.* – “An innovative prefabricated timber-concrete composite system”. *Materials and Joints in Timber Structures*, 9, 507-516, 2014.
- [7] Marchi *et al.* – “Experimental and theoretical evaluation of TCC connections with inclined self-tapping screws”. *Materials and Structures*. 2017 doi: 10.1617/s11527-017-1047-1.
- [8] Newcombe *et al.* – “In-Plane Experimental Testing of Timber-Concrete Composite Floor Diaphragms”. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 136(11), 1461-1468, 2010.
- [9] Valluzzi *et al.* – “In-plane strengthening of timber floors for the seismic improvement of masonry buildings”. *Proceedings of the World Conference on Timber Engineering WCTE*, Riva del Garda, Italy, 2010.
- [10] Brignola, A. *et al.* – “In-plane stiffness of wooden floor”, NZSEE Conference, Wairakei, New Zealand, 2008.
- [11] Gattesco *et al.* – “Retrofit of wooden floors for the seismic adjustment of historical buildings with high reversible techniques”. ANIDIS, Pisa, Italy, 2007.
- [12] Beyer, K. – “Peak and residual strength of brick masonry spandrels”. *Engineering Structures*, 41, 533-547, 2012.
- [13] Allen *et al.* – “Cyclic in-plane shear testing of unreinforced masonry walls with openings”. *Proceedings of the Tenth Pacific Conference on Earthquake Engineering*, Sydney, Australia, 2015.
- [14] Vaculik, J.; Griffith, M. – “Shaketable Tests on Masonry Walls in Two-Way Bending”. Australian Earthquake Engineering Society Conference, Wollongong, NSW, Australia, 2007.
- [15] Tondelli *et al.* – “Influence of boundary conditions on the out-of-plane response of brick masonry walls in buildings with RC slabs”. *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 45(8), 1337-1356, 2016.
- [16] Giongo I *et al.* – “Field Testing of Flexible Timber Diaphragms in an Existing Vintage URM Building”. *Journal of Structural Engineering*, 2015, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001045.
- [17] Costley, A.C.; Abrams, D.P. – “Dynamic response of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms”. National Center for Earthquake Engineering Research, 1996.
- [18] Simsir *et al.* – “Out-of-plane dynamic response of unreinforced masonry bearing walls attached to flexible diaphragms”. 13th WCEE, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [19] Paquette, J.; Bruneau M. – “Pseudo-Dynamic Testing of Unreinforced Masonry Building with Flexible Diaphragm”. *Journal of Structural Engineering*, 129(6), 708-716, 2003.
- [20] Baldessari, C. – *In-plane behaviour of differently refurbished timber floors*. Ph.D Thesis, University of Trento, Italy, 2010.
- [21] EN 1990 “Eurocode - Basis of structural design”, European Committee for Standardization (CEN), 2010.
- [22] MIDAS/Gen FX Program. MIDAS/Gen FX – General structure design system. <http://www.cpsfea.net>.
- [23] EN 12512 – “Timber structures – test methods – cyclic testing of joints made with mechanical fasteners”. European Committee for Standardization (CEN), 2006.
- [24] Kent, D.C.; Park, R. – “Flexural members with confined concrete”, *Journal of the Structural Division*, 97, 1969-1990, 1971.
- [25] Kaushik *et al.* – “Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression”, *Journal of materials in Civil Engineering*, 19(9), 728-739, 2007.
- [26] Gelfi, P. (2012) – SIMQKE_GR, Version 2.7. University of Brescia, Italy. Available online: <http://dicata.ing.unibs.it/gelfi>.
- [27] EN 1998-1 – “Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance, part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”. European Committee for Standardization (CEN), 2013.
- [28] Uang, C.M.; Bertero, V. – “Evaluation of seismic energy in structures”. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 19, 77-90, 1990.

Monitorización estructural local y global durante el desapeo de las bóvedas de una edificación histórica

Local and global structural health monitoring during the bracing removal of the domes of a historical building

Haydee Blanco
Yosbel Boffill
Ignacio Lombillo
Pedro Díaz
Javier Balbás
Luis Villegas

Resumen

El artículo tiene como objetivo presentar las actuaciones seguidas durante el desapeo del abovedado de ladrillo de una iglesia Modernista de finales de s. XIX, tras finalizar las obras de rehabilitación. Ante la necesidad de realizar un seguimiento exhaustivo de los desplazamientos de los arcos y las bóvedas, se planteó controlar la entrada en carga de los elementos estructurales, así como anticiparse a posibles anomalías que pudieran surgir. Dicho seguimiento se realizó empleando dos sistemas de instrumentación. El primero, basado en sensores temporales, garantizaba un control local de los desplazamientos en bóvedas y arcos. El segundo sistema, incluyó elementos de control manual y sensores en continuo con objeto de dar seguimiento a cualquier comportamiento anómalo de la estructura antes, durante y con posterioridad al desapeo de las bóvedas. Los sistemas planteados posibilitaron disponer de un control global centralizado y fiable de todos los elementos estructurales de la construcción.

Abstract

The article aims to present the Structural Health Monitoring (SHM) developed during the bracing removal of several brickwork domes of a late 19th-century Modernist church, after the strengthening works performed on the domes. Given the need for an exhaustive monitoring of the arches and domes movements, a control strategy of the appropriate loading operation of the referred structural elements was developed. Furthermore, the SHM must allow anticipating any anomaly arises during the loading operation. The SHM was carried out using two instrumentation systems. The first one, based on temporary sensors, ensures a local control of displacements in domes and arches. The second system, based on the remote monitoring of several sensors and onsite control, allows following up any unexpected structural behaviour before, during and after the bracing removal of the domes. The systems made possible to get a centralized and reliable global control of the structural elements of the building.

Palabras clave: Edificios históricos / Rehabilitación / Desapeo de bóvedas / Monitorización estructural / Sistema de adquisición de datos

Keywords: Historical buildings / Refurbishment / Bracing removal of domes / Structural health monitoring / Data acquisition system

Haydee Blanco

Universidad de Cantabria
Santander, España
haydee.blanco@unican.es

Yosbel Boffill

Universidad de Cantabria
Santander, España
yosbel.bofill@unican.es

Ignacio Lombillo

Universidad de Cantabria
Santander, España
ignacio.lombillo@unican.es

Pedro Díaz

Siegrist y Moreno S.L.
Madrid, España

Javier Balbás

Universidad de Cantabria
Santander, España

Luis Villegas

Universidad de Cantabria
Santander, España
luis.villegas@unican.es

Aviso legal

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

Legal notice

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

BLANCO, Haydee [et al.]– Monitorización estructural local y global durante el desapeo de las bóvedas de una edificación histórica. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 59-72.

1 Introducción

Los sistemas de monitorización estructural (Structural Health Monitoring en sus siglas en inglés) son una herramienta útil que permite controlar y verificar el comportamiento de las estructuras. Éstos sirven de guía, tanto para ingenieros como propietarios, en la toma de decisiones relativas al mantenimiento, economía y seguridad de las estructuras (Merit, 2006). Asimismo, estos sistemas son definidos como ensayos de detección no destructivos in situ que, a través de una variedad de sensores conectados o embebidos a la estructura, permiten analizar y controlar la respuesta estructural con el fin de estimar la severidad de los daños y evaluar las consecuencias de éstos sobre las estructuras. (Housner *et al.*, 1997) (Karbhari, 2005)

Uno de los principales objetivos de un sistema de monitorización es obtener datos cuantitativos acerca del comportamiento estructural de las construcciones o elementos a analizar. Ello posibilita confirmar y/o determinar asunciones de diseño, así como proporciona en tiempo real el comportamiento de las construcciones. En consecuencia, estas herramientas permiten tanto durante el proceso de diseño como de ejecución tomar decisiones acerca de los planes de mantenimiento. Trabajos en esta línea pueden consultarse en *SMooHS Smart Monitoring of Historic Structures* (2010), Schueremans *et al.* (2007), Chang *et al.* (2003), Rossi & Rossi (2001) y Binda *et al.* (2001).

La monitorización puede ser periódica o continua, a corto o a largo plazo, local o global, y contar con un sistema desde pocos sensores hasta cientos, lo cual dependerá de la demanda del objeto de seguimiento.

En línea con lo antes comentado, el presente artículo describe los trabajos desarrollados previo y durante el desapeo de un abovedado de ladrillo de una edificación histórica. Se expone en primer lugar la evaluación realizada del comportamiento estructural de las bóvedas desarrollado a través de un modelo de elementos finitos. Éste permitió disponer de una estimación del comportamiento de los elementos, y en consecuencia plantear un procedimiento de desapeo. A continuación, se recoge la metodología planteada para la realización del desapeo, así como el seguimiento de la respuesta estructural de las bóvedas durante dicha actuación, y puesta en carga. Finalmente, se presenta la evolución de las mediciones durante el desapeo y días posteriores, comparando los resultados registrados con los alcanzados en el modelo.

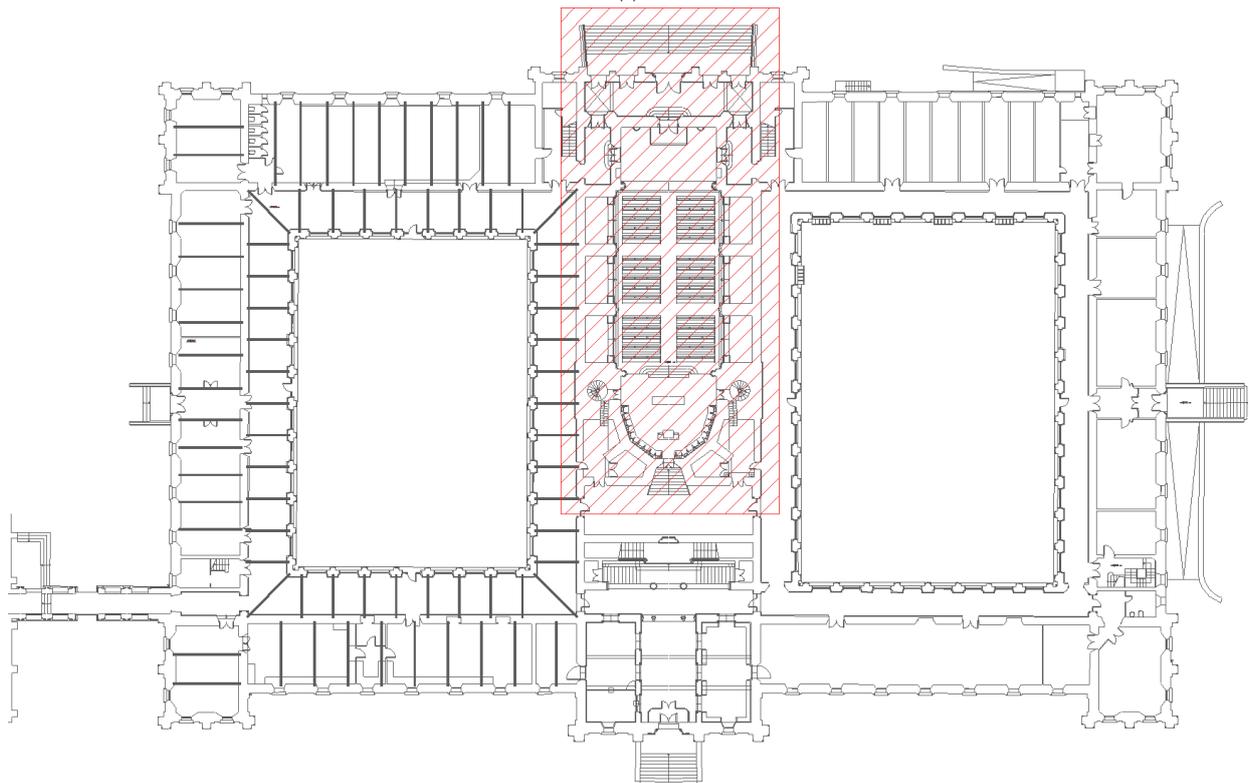
2 Caso de estudio: Iglesia del Seminario Mayor de Comillas

El caso que nos ocupa, la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas, se halla inmersa en un edificio Modernista de finales del siglo XIX, el cual se encuentra catalogado como Monumento Histórico-Artístico. Además, éste ha sido declarado Bien de Interés Cultural (BIC), siendo a día de hoy, uno de los elementos de mayor valor del patrimonio histórico, territorial, económico y artístico de la región.

Como puede apreciarse en la Figura 1a, el edificio ocupa una superficie rectangular aproximada de 100 × 65 m, articulándose en torno a dos claustros, de dimensiones aproximadas 35 × 25 m, flanqueando el volumen central en el que se ubican los elementos



(a)



(b)

Figura 1 (a) Perspectiva general del Seminario Mayor de Comillas, y (b) ubicación en planta de la Iglesia

arquitectónicos y artísticos de mayor calidad, el hall de entrada, la escalera principal, el paraninfo, la sacristía y la Iglesia.

La Iglesia en sí (Figura 1b) la conforma un cuerpo principal, con una nave central y dos laterales (capillas), con una zona de ábside al sur y el nártex hacia el norte. El cuerpo principal está constituido por arcos transversales principales, en la nave central, contrarrestados por contrafuertes que separan las capillas laterales. Paralelos al eje de la Iglesia discurren arcos formeros laterales separando la nave central de las capillas. Apoyadas sobre los arcos se encuentran una serie de bóvedas de forma sensiblemente elipsoidal, materializadas por medio de tres roscas de ladrillo macizo de unos 3 cm de espesor. Finalmente, la cubierta se completa por medio de cerchas de madera con tirantes de acero y montantes también de madera.

El edificio, que se encontraba relativamente en buen estado hasta los años ochenta, entró en un progresivo proceso de deterioro desde que dejó de ser utilizado. En consecuencia, y con el paso de los años, la Iglesia se mantuvo sometida a un estado de creciente deterioro, lo que trajo consigo la aparición de procesos patológicos graves que afectaban la estabilidad del inmueble (deterioro de la cubierta de madera: humedades, pudrición, pérdida de tirantes en las cerchas que al disponer de un diseño con apoyo excéntrico conllevó a agrietamientos verticales en todos los paños bajo cubierta de los muros de fábrica, excesiva deformación de los forjados de madera existente, agrietamientos significativos en contrafuertes, muros de fachada y bóvedas, etc.). Pueden ser ampliados en Villegas&Lombillo (2008) los estudios previos realizados sobre la patología, idoneidad estructural y de materiales del inmueble.

Como medida de seguridad, y debido al importante tamaño de las grietas observadas en las bóvedas del inmueble en el año 2009, se dispuso de un sistema de apeo que evitara la posibilidad de desplomes de las mismas, así como la colocación de tirantes en los arcos fajones para equilibrar los empujes producidos por la cubierta. La Figura 2 ilustra la estructura de sostenimiento colocada en aquel entonces y mantenida hasta la actualidad.

Previo al proceso de intervención recientemente realizado, se procedió al registro de daños mediante un levantamiento de grietas y fotográfico. Éstos fueron elaborados a partir de la toma de datos realizada in situ durante las visitas llevadas a cabo en los meses de agosto y septiembre de 2012, confeccionándose un total de 41 planos. La información se agrupó por secciones de acuerdo a la planta de la Iglesia, correspondiendo a las zonas de arcos y contrafuertes, bóvedas, muros interiores y fachadas. En la Figura 3 puede apreciarse, a modo de ejemplo, los daños registrados en el abovedado por su cara inferior. Puede ampliar dicha información en Lombillo&Blanco, *et al.* (2016).

En el año 2015, se inició la rehabilitación estructural de la Iglesia ejecutándose diferentes intervenciones en consonancia con los daños detectados. En dicha actuación se incluyó el refuerzo estructural de diversos elementos, entre éstos las bóvedas, además de la sustitución de la cubierta de la Iglesia.

En relación a las bóvedas de ladrillo, éstas recibieron inicialmente un restablecimiento de la continuidad del elemento mediante sellado e inyección de fisuras. Dicho tratamiento se ejecutó mediante la inyección de un aglomerante hidráulico de cal y eco-puzolanas, superfluido y libre de cemento.

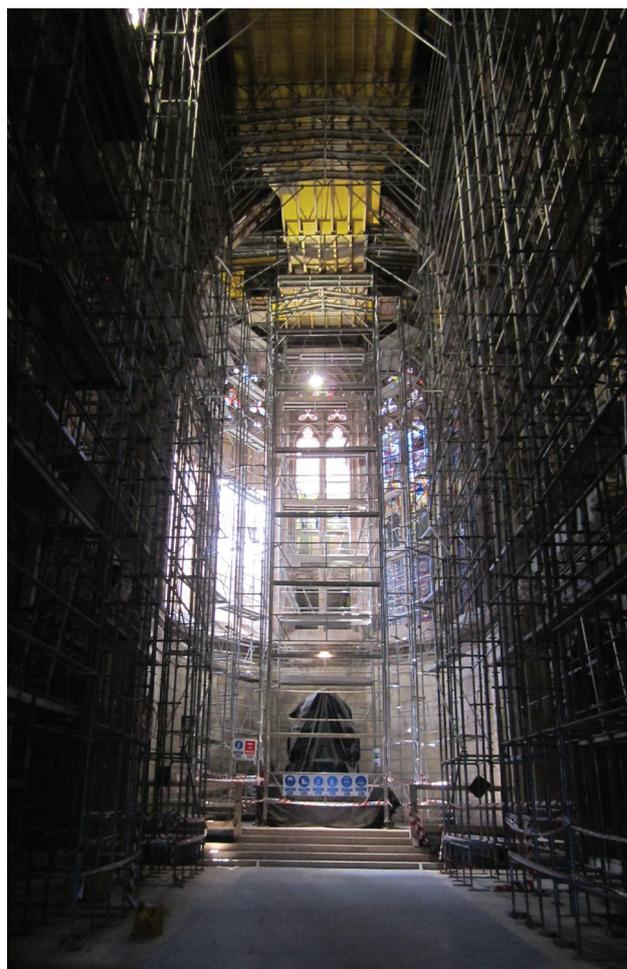


Figura 2 Estado interior del apeado existente en la Iglesia

Adicionalmente, se procedió a la regeneración superior de las bóvedas mediante una envolvente de mortero de elevada ductilidad, a base de cal hidráulica (NHL) y eco-puzolana, a la cual se conectó la bóveda mediante conectores de fibra de vidrio. Complementariamente a las anteriores actuaciones, se procedió a un cosido a base de cuerdas de fibra de carbono en las zonas de las bóvedas con grietas de mayor tamaño. La Figura 4 recoge la evolución de la intervención realizada a estos elementos.

Tras finalizar la ejecución de las actuaciones contenidas en la rehabilitación estructural, se planteó la retirada de la estructura de apeo existente en el cuerpo de la Iglesia, frente a acciones verticales, que sustentaba las bóvedas del inmueble. Ante la necesidad de un control exhaustivo de los desplazamientos de los arcos y las bóvedas

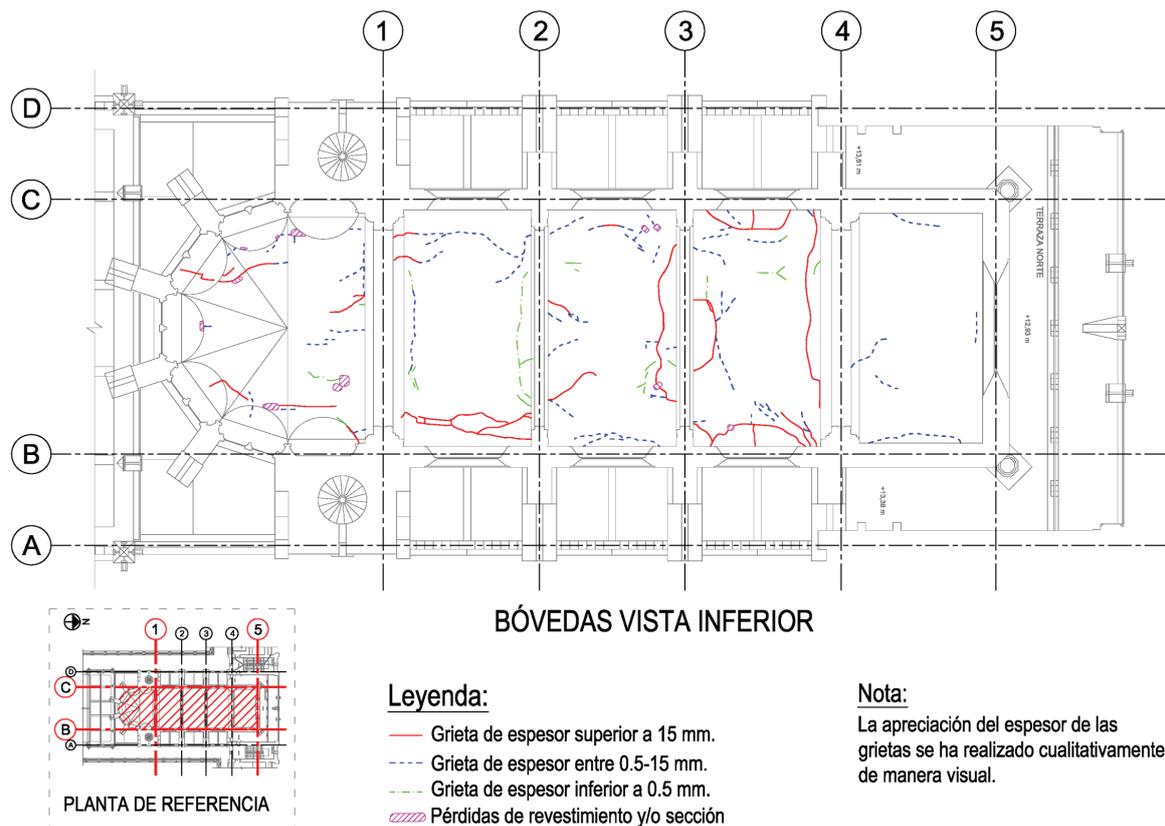


Figura 3 Ejemplo de plano de levantamiento de grietas: Bóvedas vista inferior



Figura 4 Intervención realizada en el abovedado de ladrillo: (a) Inyección de grietas, (b) refuerzo con malla de fibra de vidrio por la cara superior y (c) realización de anclajes mediante fibras de carbono (fiocos)

durante este procedimiento, se planteó una metodología que permitiera controlar la correcta entrada en carga de los elementos estructurales (de manera paulatina y no abrupta), así como avizorar y/o detectar, en caso necesario, cualquier anomalía que surgiese.

3 Análisis previo al desapeo

3.1 Evaluación del comportamiento estructural a través de un modelo de elementos finitos

Para el control del proceso de desapeo de las bóvedas se procedió a simular previamente su comportamiento mediante un modelo de elementos finitos con el programa de cálculo SAP2000, empleado de forma frecuente en el análisis de estructuras. De este modo, se evaluaron dos modelos. En el primero de ellos se modelizó la estructura resistente completa de la Iglesia, representada por un sistema que simulaba el comportamiento tensodeformacional del conjunto arcos-contrafuerzes; mientras que en el segundo se analizaron exclusivamente las bóvedas (Figura 5).

Suponiendo que la estructura de la Iglesia, una vez ejecutados los trabajos de refuerzo planteados, habría alcanzado un punto de equilibrio, se consideró que los movimientos debidos a la entrada de carga de la estructura de la bóveda no se reflejarían en deformaciones apreciables en la misma, por lo que los movimientos medidos podrían atribuirse de forma específica a la deformación de la propia bóveda.

A partir del modelo planteado, y considerando tan sólo el peso propio de las bóvedas y el del material de refuerzo, se procedió al cálculo de la flecha estimada en el centro de las mismas.

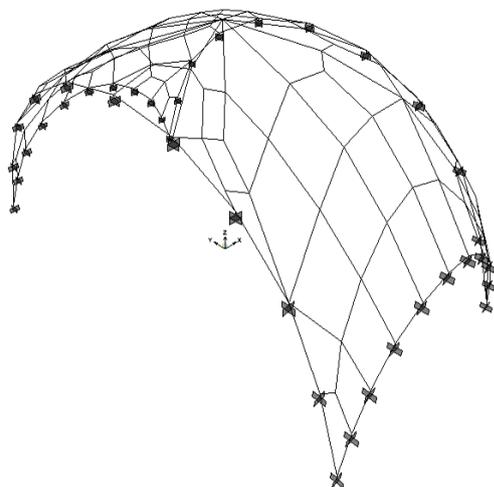


Figura 5 Estructura representativa modelada en un programa de cálculo mediante elementos finitos

En este sentido, referir que el comportamiento real de las bóvedas se ve afectado por muchos factores difícilmente cuantificables e imposibles de simular en el modelo, como son la amplitud de fisuras, el complejo comportamiento constitutivo del conjunto ladrillo-malla de vidrio-mortero de refuerzo, etc. No obstante,

dado el limitado estado de conocimiento con que se contaba de la estructura mixta, se consideró pertinente tener un valor de referencia de la flecha durante el proceso de desapeo de la estructura, de forma que se procediera a la detención del mismo en caso de que la flecha registrada fuera superior a la estimada numéricamente.

Por todo ello, se optó por llevar a cabo un cálculo lineal considerando el material constitutivo como isótropo e indefinidamente elástico. Así, para la bóveda representada, y que corresponde a la bóveda central tipo, la flecha en clave se estimó en 0,40 mm.

3.2 Proceso de desapeo

Tras los resultados arrojados por el modelo de elementos finitos en el que las flechas estimadas fueron despreciables, se procedió a definir el proceso de desapeo de tal manera que las bóvedas de la Iglesia fueran capaces de resistir con seguridad las acciones actuantes.

La estructura en cuestión consta de 5 bóvedas independientes que conforman el techo de la Iglesia, apoyadas originalmente en los muros y los arcos fajones. En la Figura 6a se presenta la distribución en planta de las mismas, así como se recoge la cantidad de elementos de apeo que se disponían en cada bóveda. A modo de ejemplo, la Figura 6b recoge la disposición en planta de los elementos de apeo sobre los que se apoyaba la bóveda 3.

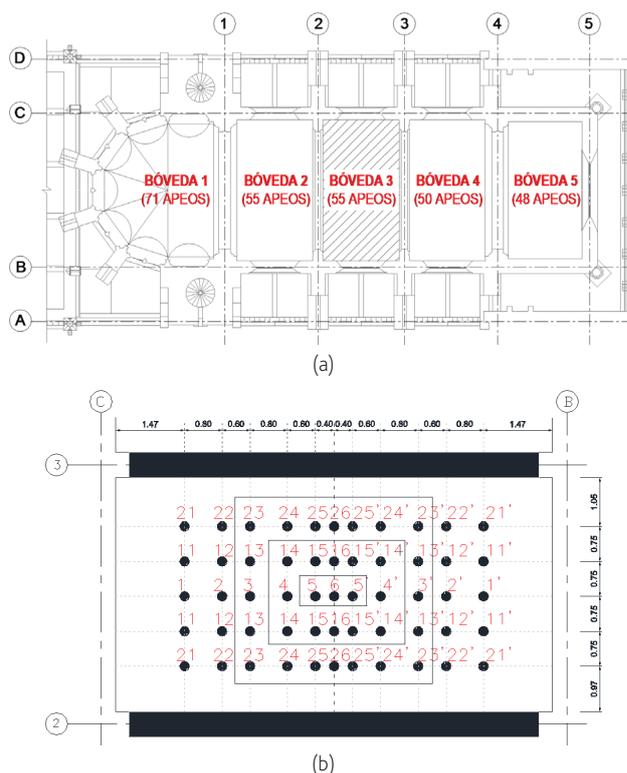


Figura 6 (a) Planta de referencia de las bóvedas de la Iglesia, (b) Ejemplo de disposición de elementos de apeo en la bóveda 3

El proceso de desapeo se concibió de manera que la transmisión de las cargas a la estructura de la Iglesia, fundamentalmente a los

arcos fajones, se ejecutara de forma simétrica, con objeto de evitar acciones laterales no compensadas sobre los mismos. Para ello, dicha actuación se planificó en dos etapas diferenciadas.

La primera fase tuvo lugar en las bóvedas 1 y 5, elementos con menores daños en sus inicios, y ejecutándose de manera independiente a las restantes. Una vez desapeadas y comprobada su estabilidad, se procedió al desapeo de las bóvedas 2, 3 y 4, que se ejecutaron de forma paralela para minimizar los posibles empujes no equilibrados sobre los arcos fajones.

Adicionalmente, el desapeo de la estructura se planteó ejecutarlo de forma escalonada, de manera que inicialmente se procediera a decalar los apeos lo mínimo necesario para asegurar la entrada en carga de la estructura. De acuerdo a los movimientos previstos en el modelo, era suficiente con una holgura del orden de 20-30 mm. De esta forma, en caso de que las flechas fueran superiores a las previstas, se contaría con los apeos como elementos de seguridad.

Al mismo tiempo, se intentó evitar que ninguna de las bóvedas quedara en una situación de “cuelgue”, por lo que la retirada de los elementos de apoyo se llevó a cabo, para cada una de las bóvedas, desde la zona central (clave de las bóvedas) hacia los extremos (muros laterales y arcos fajones).

4 Sistemas de monitorización estructural empleados

Con objeto de analizar y evaluar cualquier posible anomalía durante la realización del desapeo de las bóvedas, se plantearon dos tipos de seguimiento. El primero de ellos, destinado al control de desplazamientos verticales de las bóvedas y apertura horizontal en clave de los arcos. Este seguimiento, de carácter local, se llevó a cabo con transductores de desplazamiento instalados específicamente para el desarrollo de esta actuación, y fueron conectados al sistema de control temporal. Estos sensores se plantearon únicamente en las bóvedas 2, 3 y 4, y en los arcos 2 y 3, elementos que como se ha referido con anterioridad presentaron en sus inicios mayores daños.

Por su parte, el segundo de los controles, de carácter global, se realizó dando seguimiento a los sensores para control remoto en continuo y puntos de control manual instalados permanentemente en el edificio desde el año 2012, en su gran mayoría. Con éstos se pretendía controlar antes, durante y posterior al proceso de desapeo, los desplazamientos, inclinaciones, presiones, temperatura y humedad ambiental, etc. de un número apreciable de elementos estructurales de la Iglesia en el que se encontraban instalados. De éstos referir que, previo a la intervención realizada, no registraron movimientos significativos, circunstancia razonable a la luz de las estructuras de apeo existentes en el cuerpo de la iglesia frente a acciones verticales, así como tirantes a nivel de contrafuerte para contrarresto de los empujes horizontales de los arcos. Los movimientos registrados a lo largo del período monitorizado correspondieron, en gran medida, con los gradientes térmicos manifestados (Lombillo, *et al.* (2014)).

Los sistemas fueron gestionados desde una única ubicación de tal manera que posibilite el control de ambos a la vez. El emplazamiento concebido como área de control correspondió

a una zona bajo la bóveda 1, con objeto de disponer de un punto de evacuación directo, por su proximidad con la zona de acceso al abovedado, ante cualquier incidencia que ocurriese. La Figura 7 muestra una perspectiva general de dicho espacio, desde el cual se daba seguimiento en tiempo real a ambos sistemas de monitorización (local y global).

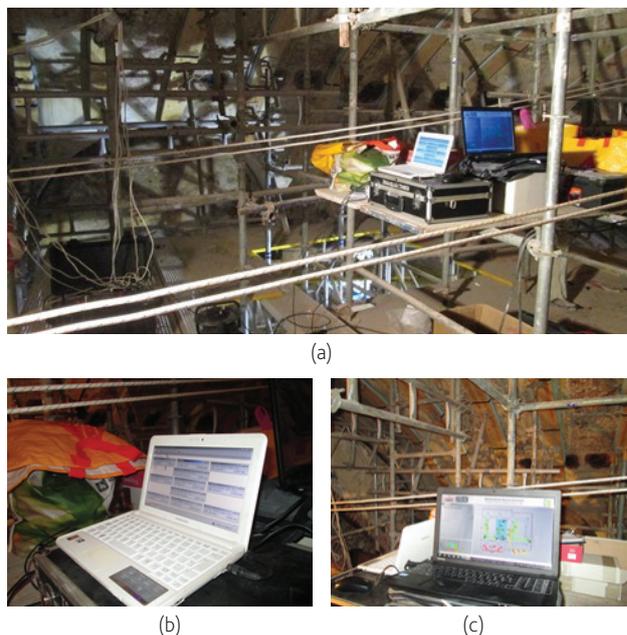


Figura 7 (a) Emplazamiento del puesto de control de los sistemas de monitorización (b) temporal y (c) continua permanente

Asimismo, referir que en la metodología desarrollada el desapeo se planteó en 5 fases, estableciéndose 15 minutos de espera entre la ejecución de cada una. Ello tuvo por objeto garantizar una puesta en carga efectiva de los elementos estructurales rehabilitados (arcos y bóvedas). A modo de ejemplo, en la Tabla I se recoge el procedimiento seguido en la bóveda 3. En consecuencia, se llevó a cabo un registro en el que se recogió la fecha de realización, el elemento a desapear, la fase de desapeo, así como la hora de inicio y final de la actuación para cada uno de los elementos y fases.

Tabla I Procedimiento realizado para el desapeo de la bóveda 3

Fases	Bóveda 3	Hora de Inicio	Hora Final
Fase 1	5, 6, 5'	11:26	11:28
Fase 2	14, 15, 16, 14', 15', 4, 4'	11:42	11:45
Fase 3	23, 24, 25, 26, 25', 24', 23', 13, 3, 13', 3'	12:09	12:23
Fase 4	22, 12, 2, 22', 12', 2'	13:02	13:08
Fase 5	21, 11, 1, 21', 11', 1'	13:37	13:40

Nota: Para conocer la distribución en planta de los apeos (números indicados en la tabla) consultar la Figura 6b.

4.1 Sistema local de control temporal

4.1.1 Instrumentación empleada y sistema de adquisición de datos

De acuerdo con la metodología planteada, el control de desplazamientos verticales en bóvedas y aperturas horizontales en clave de arcos se realizó con sensores instalados de forma temporal para el control de dicha actuación. Para ello, se emplearon transductores de desplazamiento los cuales se conectaron a un data logger portátil, y éste a su vez a un ordenador.

Se emplearon tres tipologías de transductores: los de mayor precisión, Tipo 1 (LVDT, 50 mm) ubicados en la clave de las bóvedas 2, 3 y 4 (Figura 8a); los de Tipo 2 (Transductores de desplazamiento, 25 mm) se instalaron en la clave de los arcos 2 y 3 (Figura 8b); y finalmente los Tipo 3 (Transductores de desplazamiento, 100 mm) fueron colocados hacia los riñones de las bóvedas 2, 3 y 4, dos en cada caso (Figura 8c). Estos últimos permitían controlar cualquier posible efecto "cuelgue" de las mismas durante el desapeo.



Figura 8 Tipologías de sensores de desplazamiento empleados durante el desapeo de las bóvedas 2, 3 y 4

En resumen, tres sensores de desplazamiento se instalaron en cada una de las bóvedas 2, 3 y 4 de la Iglesia en las posiciones: clave, derecha (Oeste), e izquierda (Este); y una unidad en cada uno de los arcos 2 y 3. Una relación de los dispositivos empleados se recoge en la Tabla II, así como su ubicación en planta puede consultarse en la Figura 9. En relación a este último aspecto, referir que las ubicaciones de los sensores no son simétricas dado que fue necesario ajustarse al espacio disponible entre los apeos.

Tabla II Transductores de desplazamientos empleados en el desapeo de las bóvedas

Nomenclatura	Sensor de desplazamiento	Ubicación
Tipo 1	LVDT - 50 mm	Clave de bóveda
Tipo 2	Transductor de Desplazamiento 25 mm	Clave de arcos
Tipo 3	Transductor de Desplazamiento 100 mm	Hacia los riñones de las bóvedas

Los sensores Tipo 1 y 3, instalados sobre puntales fijos, se apoyaron en los arcos fajones, entre los ejes 1-2, 2-3 y 3-4. Señalar que durante el montaje de estos elementos (puntales) se previó que no se encontrasen en contacto con la estructura de apeo existente

del edificio, con objeto de que se comportaran como unidades independientes. Para ello, se apoyaron en otros elementos que reaccionaban, a su vez, entre arcos opuestos. En la Figura 10 puede apreciarse la disposición de estos puntales en una de las bóvedas.

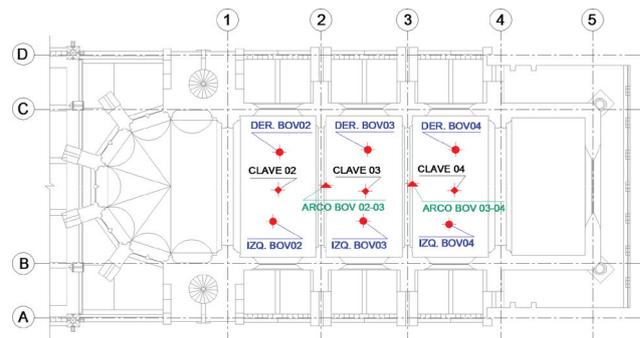


Figura 9 Disposición en planta de los sensores del control temporal



Figura 10 Puntales empleados como soporte de los sensores

Finalmente, para registrar de forma continua la evolución de la señal eléctrica (voltaje) que permitiera obtener los desplazamientos fue empleado un sistema de adquisición, acondicionamiento y registro para la medida de hasta 16 canales analógicos de entrada, con bastidor modelo Cronos SL-2 con 2 módulos de 8 entradas diferenciales modelo CRSL/DCB-8-D, marca IMC. En la Figura 11 se ilustra el data logger empleado durante la realización del desapeo.



Figura 11 Sistema portátil de adquisición de datos empleado en el sistema de control temporal

4.1.2 Calibración y comprobación previa de las medidas

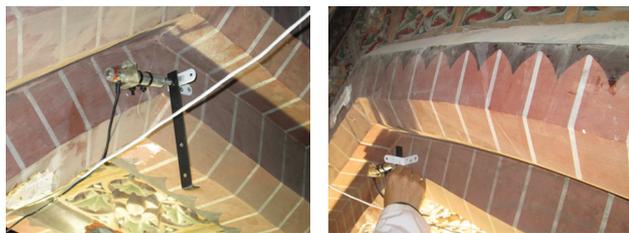
Como parte de los trabajos realizados, una vez instalados, cableados y conectados todos los sensores, se procedió a comprobar la idoneidad de las medidas registradas por los mismos. Ello tuvo por objeto garantizar que todo el sistema de instrumentación cumpliera las condiciones planteadas para la ejecución de los ensayos y, de esta manera, asegurar la correcta obtención de resultados válidos para su posterior análisis.

Para ello, se consideraron dos estrategias según la posición de los sensores. En el caso de los sensores Tipo 1 y 3, dada su posición vertical y curvatura de la bóveda, se procedió a desplazar el sensor controlando la distancia con un metro (Figura 12a). En cambio, para la comprobación de los dispositivos Tipo 2 se empleó un elemento de medida conocida (placa metálica de 2 mm de espesor) colocándola entre el extremo del transductor y la superficie a controlar. La Figura 12b ilustra el protocolo realizado en uno de los transductores. Así, finalizada la comprobación de los sensores, éstos quedaron preparados para dar comienzo al registro de los datos durante la realización del desapeo.

En relación al período controlado, referir que la actividad de seguimiento del control de desplazamiento de los sensores temporales se efectuó durante el proceso de desapeo, y a lo largo de los tres días siguientes.



(a) Chequeo de los sensores Tipo 1 y 3



(b) Protocolo realizado para los sensores Tipo 2 instalados en los arcos

Figura 12 Ejemplos de comprobación realizada a los sensores del sistema de control temporal instalados previo al registro de datos durante el desarrollo del desapeo

4.2 Sistema global de monitorización permanente

El segundo sistema utilizado incluyó elementos de control manual y sensores en continuo con objeto de dar seguimiento a cualquier comportamiento anómalo de la estructura antes, durante y con posterioridad al desapeo de las bóvedas.

4.2.1 Control manual de aperturas/cierres de grietas e inclinaciones

La monitorización manual de los movimientos durante el proceso de desapeo se planteó para un total de 13 variables. De éstas, 4 se destinaron a puntos de control manual para evaluar la apertura/cierre de grietas, mientras que las 9 restantes correspondieron a placas inclinométricas para detectar posibles desplomes de los muros.

De los citados puntos de control se disponía un registro histórico desde el año 2012, lo cual permitió, tras medidas previas y posteriores al desapeo, detectar posibles movimientos.

Para la evaluación de la apertura/cierre de grietas se empleó un deformómetro (marca Demec, con rango de medida de 200 mm y una precisión de 1 μm), mientras que los controles de las placas inclinométricas para detectar posibles desplomes de los muros se realizaron con la ayuda de un medidor de inclinaciones portátil (marca Sensorex, con una precisión de 2 centésimas de grado). En la Figura 13 se muestran las mediciones realizadas previo al desapeo de las bóvedas.

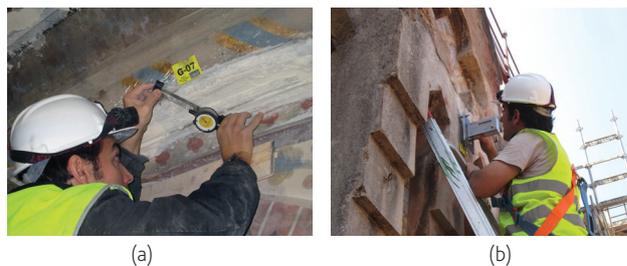


Figura 13 A modo de ejemplo, se presenta (a) el procedimiento seguido para el registro de las amplitudes de la grieta G-07 y (b) la medición de inclinación de una de las placas exteriores previo a iniciarse el proceso de desapeo

4.2.2 Seguimiento remoto de monitorización continua

Conjuntamente con el sistema de control manual, se dio seguimiento al proceso de desapeo mediante un sistema remoto de monitorización continua instalado en la edificación entre los años 2012-2015, y del que se disponía de un registro histórico. Éste permitió detectar posibles incidencias durante el desapeo que se viesen reflejadas en los elementos estructurales de la Iglesia que se encontraban monitorizados.

Los sensores para la realización de dicho seguimiento se agruparon en cuatro estaciones de adquisición de datos que, a su vez, se encontraban conectadas a un PC Industrial en el que se almacenaban

las mediciones, sirviendo igualmente para la posterior gestión remota, vía web, de los datos. En la Figura 14 se aprecian las áreas en las que se encontraban distribuidos los sensores en la edificación, a la vez que la Tabla III recoge su relación por área de monitorización.

De los citados sensores, se tuvo un seguimiento pormenorizado de un total de 12 dispositivos: 4 LVDTs a modo de fisurómetros, 5 inclinómetros, 3 cintas de convergencia y 3 puntos de control de presiones. La Figura 15 ilustra, a modo de ejemplo, algunos de los dispositivos instalados.

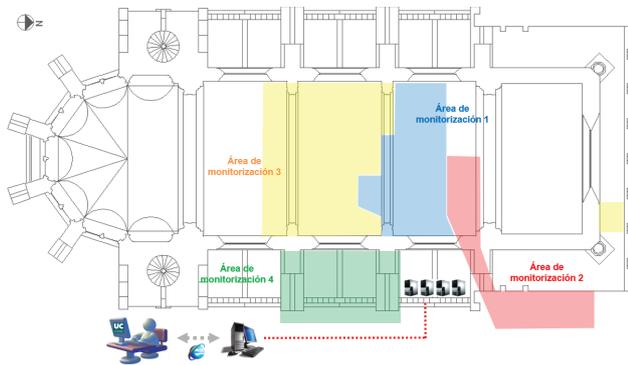


Figura 14 Esquema en planta de las áreas de monitorización controladas con el sistema remoto de monitorización continua

El sistema de adquisición de datos (*Master Terminal Unit, MTU*) se gestionó mediante una aplicación desarrollada en JavaFX que constituye una plataforma para el desarrollo de aplicaciones enriquecidas de Internet. En relación a una consulta más detallada de las prestaciones de dicha herramienta, o sobre la integración del sistema de instrumentación electrónica, adquisición de datos y desarrollo de software de gestión, se remite al lector a Pereda, *et al.* (2014).

Adicionalmente, referir que durante el proceso de desapeo, el sistema de gestión de datos empleado se configuró para que realizara un registro de lectura cada 1 segundo, y con ello efectuar un control minucioso de los datos. Señalar que el sistema usualmente está configurado con una frecuencia de muestreo cada 30 segundos, y de visualización cada 3 segundos. Asimismo, apuntar que la gestión remota de datos se realiza mediante una red cableada, sin embargo, dada la distancia a la que se encontraba el PC Industrial del emplazamiento seleccionado para el control del desapeo (bajo la bóveda 1, a una distancia vertical de más de 20 m), fue necesario emplear una red WiFi para controlar in situ dicha actuación. A este respecto, en la Figura 16a puede apreciarse una visualización de la aplicación desarrollada en JavaFX durante el control del proceso de desapeo, a la vez que la Figura 16b ilustra el PC Industrial junto a sus baterías de seguridad para casos de interrupción de alimentación eléctrica.

Tabla III Distribución de sensores según las estaciones remotas de adquisición de datos

Estaciones	Sensores	Nomenclatura
Área de monitorización 1	Fisurómetro 01	FIS-01
	Fisurómetro 02	FIS-02
	Inclinómetro 01	INCL-01
	Inclinómetro 02	INCL-02
	Cinta de convergencia 01	CONV-01
	Termohigrómetro 01	THG-01
Área de monitorización 2	Fisurómetro 03	FIS-03
	Fisurómetro 04	FIS-04
	Fisurómetro 05	FIS-05
	Termohigrómetro 02	THG-02
	Veleta 01	VEL-01
	Anemómetro 01	ANEM-01
Área de monitorización 3	Fisurómetro 06	FIS-06
	Fisurómetro 07	FIS-07
	Inclinómetro 03	INCL-03
	Inclinómetro 04	INCL-04
	Inclinómetro 05	INCL-05
	Cinta de convergencia 02	CONV-02
Área de monitorización 4	Cinta de convergencia 03	CONV-03
	Sensor de tensión 01	GPS-Contr02
	Sensor de tensión 02	GPS-Contr03
	Célula de presión	CPT

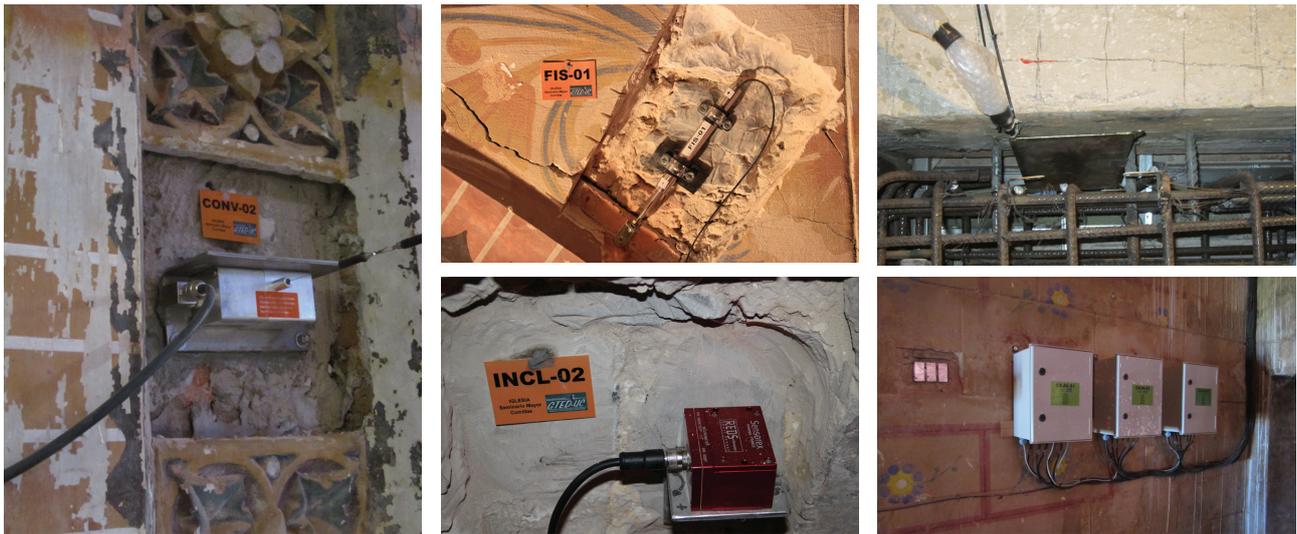


Figura 15 Ejemplos de sensores instalados y controlados durante el proceso de desapeo: cinta de convergencia - CONV02, fisurómetro - FIS01, inclinómetro - INCL02, célula de presión y estaciones de adquisición de datos 1, 2 y 3



Figura 16 (a) Visualización de la aplicación que gestiona los datos de los sensores fijos durante el desapeo, y (b) PC Industrial

Tabla IV Registros de los transductores de desplazamientos durante el desapeo y días posteriores (mm)

Identificador	Durante el desapeo		Días posteriores	
	Máximo	Final parada	Máximo	Final registro
Desplaz. DER_BOV04		1,966		2,121
Desplaz. IZQ_BOV04		1,672		1,725
Desplaz. CLAVE_04	0,059	-0,054		0,010
Desplaz. DER_BOV03		2,628		2,488
Desplaz. IZQ_BOV03	0,784	0,162		0,175
Desplaz. CLAVE_03	0,141	-0,002	0,282	0,162
Desplaz. DER_BOV02		2,582		2,795
Desplaz. IZQ_BOV02		1,413		1,408
Desplaz. CLAVE_02	0,064	0,043	0,049	-0,009
Desplaz. Arco Bóv: 02-03	0,003	0,001		0,003
Desplaz. Arco Bóv: 03-04	0,011	0,009		0,047

5 Discusión de resultados

5.1 Sistema local de control temporal

De acuerdo a la metodología planteada, y en cuanto a la evolución de los movimientos registrados por los sensores del sistema de control temporal instalado para el seguimiento del desapeo de las bóvedas, referir que éstos no registraron un comportamiento fuera de lo normal para este tipo de actuación. Además, cabe señalar que las variaciones manifestadas llegaron a estabilizarse, en su mayoría, durante los días posteriores al desapeo. En este sentido, la Tabla IV recoge los desplazamientos máximos y finales registrados durante el desapeo y días posteriores controlados.

La Figura 17 muestra, a modo de ejemplo, la evolución del sensor de desplazamiento ubicado en la clave de la bóveda 2. En ésta se recogen los valores de desplazamiento (en mm) alcanzados durante el desapeo (máximo y final), así como el registro final del período controlado. En cada uno de los casos se representaron los resultados registrados durante el proceso de desapeo (imagen superior), y el comportamiento global del mismo incluyendo los días posteriores controlados (imagen inferior). En esta última, se muestra la duración total controlada, diferenciando en colores la fase de desapeo y el período posterior monitorizado.

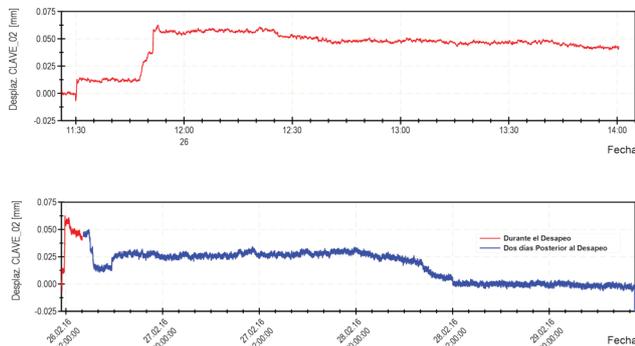


Figura 17 Registro de desplazamiento del sensor ubicado en la clave de la bóveda 2. Valores de desplazamiento (mm) *durante el desapeo* → Máximo: 0,0641, Final parada: 0,0427; y *días posteriores al desapeo* → Final registro: -0,0086. (“+”: desplazamiento de la clave hacia abajo)

De acuerdo a los registros obtenidos, referir que, de manera excepcional, el sensor ubicado en el arco 3 que delimita las bóvedas 03-04 (eje 03) no llegó a estabilizar su medida durante el tiempo monitorizado (Figura 18). No obstante, señalar que el incremento de desplazamiento registrado (apertura de grieta) fue relativamente pequeño (de 0,000 mm hasta 0,047 mm).

5.2 Sistema global de monitorización permanente

Por su parte, la evolución de los movimientos registrados por los sensores del sistema remoto de monitorización continua reflejan poca variación durante la actuación realizada. A modo de ejemplo, se recogen en la Figura 19 los gráficos de evolución de algunos de los dispositivos, desde el día anterior al desapeo hasta tres días posteriores, teniendo en cuenta un período de muestreo de 1 segundo.

En este sentido, referir que los fisurómetros mantuvieron un comportamiento relativamente estable durante el período controlado. Únicamente, el FIS04 registró una ligera variación (Figura 19a), la cual se encontró asociada al desapeo de la Fase 2 de la bóveda 4, e instante en el que se retiraron los puntales cercanos

al sensor. No obstante, señalar que la variación fue puntual y poco significativa.

Por su parte, el comportamiento manifestado por los inclinómetros durante el período controlado no presentó variación angular fuera de lo normal. Puede apreciarse en la Figura 19b ejemplo de evolución de las inclinaciones del sensor INCL04.

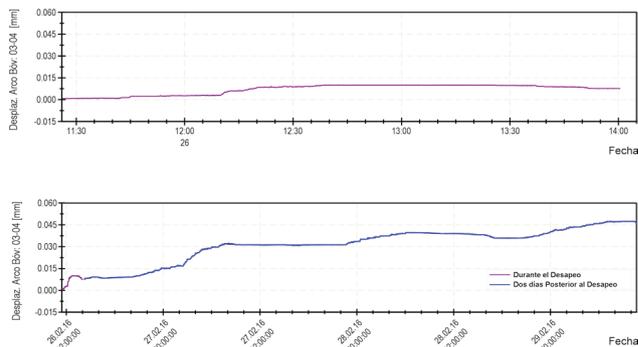


Figura 18 Registro de desplazamiento del sensor ubicado en el arco 3 *durante el proceso de desapeo* (Gráfico superior) y *durante los días posteriores al desapeo* (Gráfico inferior). (“+”: indica apertura de grieta)

En cuanto a los desplazamientos relativos de las cintas de convergencia, referir que éstos no experimentaron cambios significativos. Así, la Figura 19c refleja, a modo de ejemplo, el seguimiento de la cinta de convergencia CONV02. A este respecto, señalar que el pico reflejado en la gráfica no corresponde a la actuación de desapeo, éste se encuentra asociado a trabajos realizados en torno al sensor el día previo.

Finalmente, la Figura 19d ilustra la evolución de las presiones en el punto de control GPS-Contr03 situado en el contrafuerte 03. Tanto en este caso como en el resto, las variaciones registradas fueron poco significativas.

En relación al comportamiento registrado por los puntos de control manual de apertura/cierre de grietas e inclinaciones, cabe referir que las medidas registradas fueron poco significativas dada la amplitud de los movimientos recogidos. A modo de ejemplo, recogemos en la Figura 20 la evolución de la apertura de las grietas controladas en el Arco 4 desde Enero de 2016.

El hecho de disponer de puntos de control manual permite, entre otras, disponer de mediciones de contraste de las lecturas obtenidas de los sensores en continuo. En este sentido, y de acuerdo a la ubicación del FIS04 y G-08, relativamente adyacente una de otra, puede apreciarse como en ambos casos existe una ligera variación de las amplitudes manifestada en la bóveda 04. En el caso del punto de control manual se visualiza una variación de la lectura registrada previo al inicio del desapeo y posterior a la actuación.

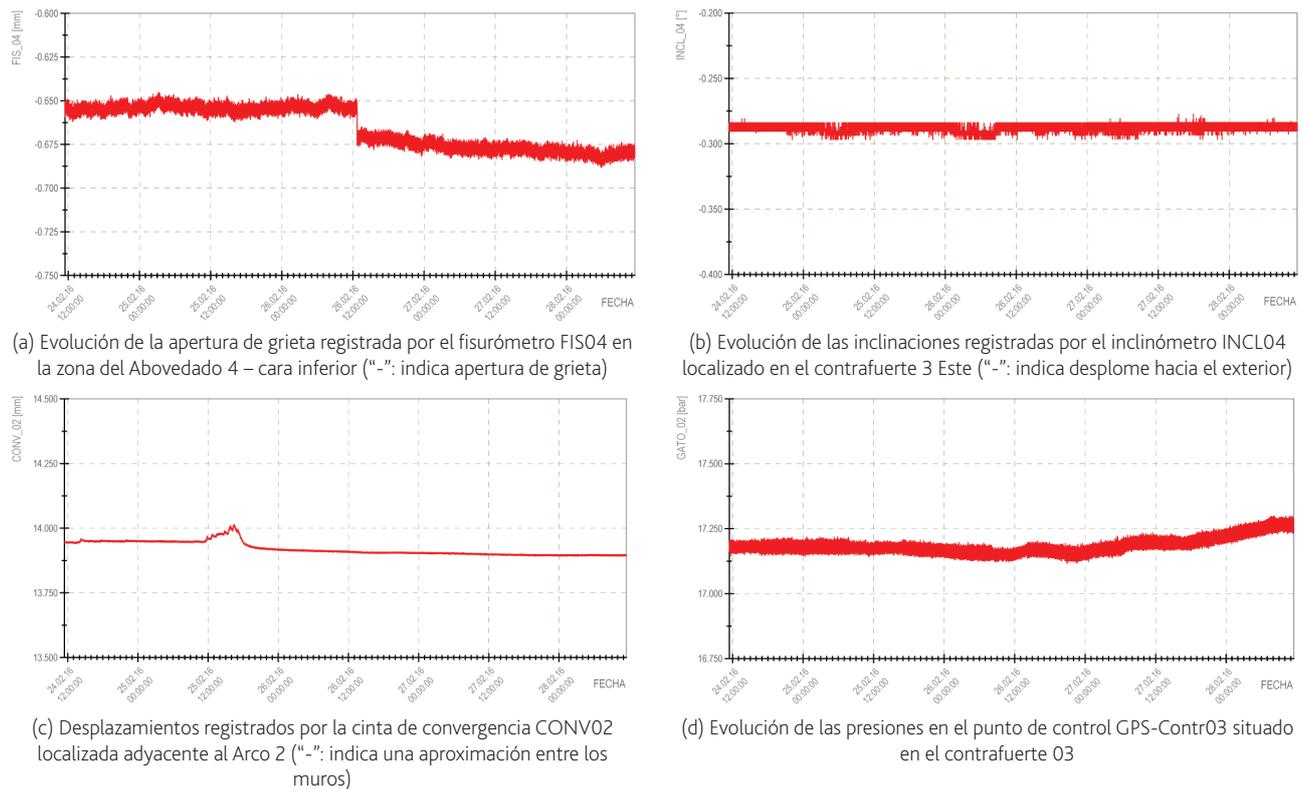


Figura 19 Gráficas de evolución registradas por los sensores del sistema remoto de monitorización continua durante el proceso de desapeo

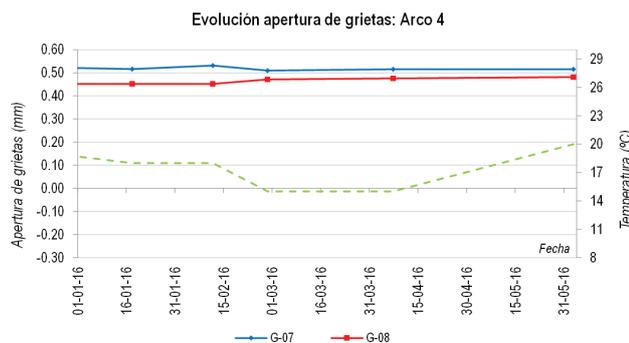


Figura 20 Evolución de la apertura de fisuras en grietas existentes en la zona del arco 4 (“+”: indica apertura de grieta)

6 Conclusiones

A la vista de los movimientos registrados por los diferentes sistemas de monitorización empleados, cabe referir que el desapeo de las bóvedas de la Iglesia se llevó a cabo sin la ocurrencia de ninguna irregularidad durante el desarrollo de los trabajos.

Relativo a la evolución de los sensores del sistema local temporal, cabe referir que, de manera general, durante el proceso de desapeo de las bóvedas no se detectó ningún comportamiento fuera de lo normal, llegando inclusive a estabilizarse cada una de las medidas. El único sensor que manifestó un comportamiento anómalo

fue el sensor de desplazamiento ubicado en el arco 3, el cual no llegó a estabilizar su medida durante el período controlado. No obstante, señalar que el incremento registrado fue poco significativo (de 0,050 mm aproximadamente). Pese a ello, se recomendó dar seguimiento a dicho elemento, con objeto de descartar una actividad de la fisura ubicada en la clave del arco.

En cuanto al comportamiento registrado por los sensores en continuo del sistema global de monitorización permanente ubicados en distintas zonas de la Iglesia (cintas de convergencia, inclinómetros, fisurómetros, etc.), referir que éstos no llegaron a experimentar ningún movimiento significativo durante el proceso de desapeo. Asimismo, en lo que respecta al sistema de gestión empleado, señalar que versatilidad conseguida con el mismo permitió dar seguimiento a los sensores desde un punto alejado del PC Industrial sin la necesidad de conexión por cable.

Por otra parte, destacar la buena congruencia de los resultados alcanzados por los puntos de control manual y los sensores en continuo. La fiabilidad de este tipo de sistemas permite incrementar áreas a controlar minimizando los costes asociados a la instalación de sensores electrónicos en caso de disponer menos unidades.

Con todo lo anterior, queda demostrado, una vez más, que el empleo de los sistemas de monitorización antes, durante y posterior a una intervención contribuye a un incremento en la seguridad de la construcción al proporcionar alertas de posible peligro ante daños y/o degradaciones de los elementos que están siendo controlados.

Finalmente, y tras los resultados alcanzados, puede concluirse

que los sistemas de monitorización juegan un rol importante en el análisis estructural tanto de estructuras en general, como de edificaciones históricas en particular.

Agradecimientos

Los autores del presente artículo desean manifestar su agradecimiento a la Sociedad de Activos Inmobiliarios Campus Comillas (SAICC, S.L.) por la confianza depositada para el desarrollo de los convenios suscritos que hacen posible el desarrollo de estas investigaciones.

Referencias

- [1] Binda, L.; d Veckey, RC. (eds). (2001) – *Onsite control and evaluation of masonry structures*. RILEM Publications, 369 p. Smart Monitoring of Historic Structures (2010).
- [2] Chang, P.C.; Flatau, A.; Liu, S.C. (2003) – Review paper: health monitoring of civil infrastructure. *Structural Health Monitoring*, 2 (3) 257–267.
- [3] Enckell, M. – *Structural Health Monitoring using Modern Sensor Technology - Long-term Monitoring of the New Årsta Railway Bridge*. Licentiate Thesis, KTH Royal Institute of Technology. TRITA-BKN. Bulletin 86, 2006. ISSN 1103-4270.
- [4] European Commission Research Project – SMooHS Smart Monitoring of Historic Structures (2010). Monitoring of Historic Structures (Guidelines).
- [5] Housner, G.W.; Bergman, L.A.; Caughey, T.K.; Chassiakoa, A.G.; Claus, R.O.; Masri, S.F.; Skelton, R.E.; Soong, T.T.; Spencer, B.F.; Yao, J.T.P. (1997) – Structural Control: Past, Present, and Future. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 123 (9), 897-971.
- [6] Karbhari, V.M. (2005) – Health Monitoring, Damage Prognosis and Service-Life Prediction – Issues Related to Implementation, in Chapter V, Sensing Issues in Civil Structural Health Monitoring, ed. F. Ansari, Springer, pp. 301-310.
- [7] Lombillo, I.; Blanco, H.; Pereda, J.; Villegas, L.; Carrasco, C.; Balbás, J. (2016) – Structural health monitoring of a damaged church: design of an integrated platform of electronic instrumentation, data acquisition and client/server software. *Struct. Control Health Monit.*, 23, 69–81, DOI: 10.1002/stc.1759.
- [8] Lombillo, I.; Blanco, H.; Villegas, L.; Balbás, J.; Carrasco, C.; Liaño, C.; Vela, R.; Pereda, J. (2014) – Monitorización remota de construcciones históricas: Metodología empleada y puesta en marcha en la Iglesia del Seminario Mayor de Comillas. Congreso Latinoamericano REHABEND 2014, Santander, España; Mayo 2014. ISBN libro: 978-84-616-8862-3; ISBN CD: 978-84-616-8863-0.
- [9] Pereda, J.; Vela, R.; Lombillo, I.; Blanco, H.; Villegas, L. (2014) – Integración de sistemas de instrumentación electrónica, adquisición de datos y desarrollo de aplicaciones de software para la monitorización remota de patologías estructurales. Congreso Latinoamericano REHABEND 2014, Santander, España; Mayo 2014. ISBN libro: 978-84-616-8862-3; ISBN CD: 978-84-616-8863-0.
- [10] Rossi, C.; Rossi, P.P. (2001) – A low-cost procedure for quick monitoring of monuments and buildings. RILEM TC 177-MDT Workshop on on-site control and non-destructive evaluation of masonry structures, Mantova, Italy; November 2001.
- [11] Schueremans, L.; Van Balen, K.; Brosens, K.; Van Gemert, D.; Smars, P. (2007) – The Church of Saint James at Leuven: Structural Assessment and Consolidation Measures. *International Journal of Architectural Heritage*, 1: 82–107.
- [12] Villegas, L.; Lombillo, I. (2008) – Descripción general de los estudios previos realizados sobre la patología, la idoneidad estructural y de materiales del Seminario Mayor de Comillas. Conclusiones obtenidas. Libro: *Tecnología de la Rehabilitación y la Gestión del Patrimonio Construido* (REHABEND 2007). Volumen único, pp. 129-149. Editado por el Grupo de Tecnología de la Edificación de la Universidad de Cantabria. ISBN: 978-84-691-3612-6. http://grupos.unican.es/gted/07_Foros%20T%20C3%A9cnicos/REHABEND2007/Libro_Rehabend2007.pdf

Inspeção, avaliação da segurança e reforço de uma estrutura de betão

Inspection, safety assessment and strengthening of a concrete structure

Rui Silva
Nelson Vila Pouca
Rui Sousa
Mário Pimentel

Resumo

O presente artigo aborda a avaliação da segurança e a definição do conseqüente reforço de uma estrutura em betão armado, suporte dos troços em balanço do extradorso de uma via pedonal marginal. A referida estrutura, datada da década de 50 do século XX, encontra-se em serviço pelo que a verificação da segurança estrutural é fundamental em face da substituição do revestimento das lajes com alteração da solução existente.

Após uma extensa campanha de inspeção que incluiu a caracterização estrutural e a identificação das patologias presentes, foi efetuada uma avaliação numérica do comportamento estrutural, com base no projeto inicial da estrutura e nos dados recolhidos durante a fase de inspeção. A avaliação da segurança permitiu estabelecer a reserva de capacidade resistente de cada um dos elementos de betão armado existentes e, caso a caso, verificar a necessidade de estudar uma solução de reforço que respeitasse as novas exigências regulamentares.

O artigo procurará detalhar o estudo efetuado, assim como apresentar a solução de reforço/reabilitação proposta, enfatizando acerca dos condicionalismos que dominaram a definição da solução final adotada.

Palavras-chave: Avaliação da segurança / Reforço / Reabilitação / Inspeção estrutural

Abstract

The present article deals with the safety assessment and the definition of a strengthening solution to a reinforced concrete structure, that supports a cantilever slab that materialize a marginal boardwalk. The aforementioned structure, constructed in the early 50's of the 20th century is in service. For that reason, a structural safety check, due to the modification of the solution implemented in the superficial layer of the slab is fundamental. After a meticulous inspection campaign that included the structural characterization and the identification of both structural and non-structural pathologies, a numerical evaluation of the structural behavior was carried out, based on the original project of the structure and on the data collected during the inspection phase. The safety assessment has made it possible to establish the the reserve of capacity in each existing reinforced concrete elements and, on a case-by-case basis, to verify the need for a strengthening solution that met with the requirements of more recent structural codes. The proposed article will seek to detail the study carried out, presenting the proposed strengthening solution and emphasizing about the constraints that dominated the definition of the final solution.

Keywords: Safety assessment / Strengthening / Rehabilitation / Structural inspection

Rui Silva

CONSTRUCT- Lese - IC
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
ruis@fe.up.pt

Nelson Vila Pouca

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

Rui Sousa

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

Mário Pimentel

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

Aviso legal

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

Legal notice

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

SILVA, Rui [et al.] – Inspeção, avaliação da segurança e reforço de uma estrutura de betão. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 73-90.

1 Introdução

No presente artigo são apresentados e discutidos os aspetos principais do estudo, desenvolvido pelo Instituto da Construção da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (IC-FEUP), centrado na avaliação da segurança e na definição do reforço de uma estrutura de betão armado. A referida estrutura, construída nos anos 50 do século XX, garante o suporte dos troços em balanço do extradorso de uma via pedonal marginal. Dada a especificidade da estrutura, foi necessário proceder-se a uma avaliação dos elementos construtivos existentes e à verificação da sua adequabilidade em face da alteração prevista para os revestimentos da face superior das lajes.

Numa inspeção prévia realizada com o objetivo de avaliar as atuais condições da estrutura de betão armado, foram identificadas diversas anomalias nos elementos portantes de betão armado e um défice de capacidade resistente que urgia corrigir. Após uma inspeção visual da estrutura e a subsequente localização dos seus danos estruturais foi efetuado um estudo numérico, no sentido de avaliar a sua capacidade resistente, com base no projeto original da estrutura e nos dados recolhidos na inspeção. O trabalho realizado permitiu definir uma solução de reforço adequada à estrutura estudada, em face do défice de resistência encontrado.

O presente artigo irá apresentar os detalhes do estudo realizado bem como as soluções de reforço propostas, descrevendo os condicionalismos que nortearam a escolha efetuada e indicando, simultaneamente, as operações de reabilitação necessárias à correção das anomalias detetadas.

2 Descrição sumária da estrutura

Os elementos de betão armado avaliados no presente trabalho, materializam seis troços de plataformas para a movimentação de peões, que se desenvolvem paralelamente a uma via de circulação automóvel, perfazendo um comprimento total dos seis troços de cerca de 290 m. De acordo com a data constante nos elementos escritos e desenhados do projeto original, estes troços foram projetados em 1951 ultrapassando, atualmente, os sessenta anos de vida útil. A estrutura do pavimento em balanço é similar em todos os troços sendo constituída, essencialmente, por uma laje de betão armado apoiada num conjunto de vigas em consola, nas vigas de bordadura e nas vigas de coroamento do muro de alvenaria que se desenvolvem na direção longitudinal do passeio (Figura 1).

Dado o desenvolvimento longitudinal destas zonas do passeio em balanço, o projetista previu juntas de dilatação na laje e na viga de bordadura, com espaçamentos de cerca de 7,00 m, materializando painéis cuja vista inferior pode ser observada na Figura 1. Assim, cada painel é composto por dois panos de laje, com dimensões de 2,10 × 3,50 m², contínuos sobre o apoio na viga central em consola e simplesmente apoiados nas vigas em consola localizadas nas juntas. Estes apoios simples são realizados com o recurso a um sistema de consolas curtas ocultas no alçado, uma vez que só é visível a linha vertical da junta de dilatação (Figura 1). A laje tem uma ligação monolítica na viga de bordadura com incorporação de armaduras superiores, estando simplesmente apoiada na viga de coroamento

do muro de alvenaria. A laje foi betonada posteriormente à realização da viga de coroamento, não tendo armadura de ligação. Tendo em conta a ligação monolítica da laje na viga de bordadura, a rigidez elevada desta viga e o reduzido vão e reduzida espessura da laje, é adequado considerar-se que a rotação da laje está restringida neste apoio. Esta consideração é consentânea com a solução existente em que a laje, com espessura variável, apresenta uma maior espessura (12 cm) neste apoio e a menor espessura (7 cm) no apoio na viga de coroamento.

As vigas em consola, com vãos aproximados de 2,50 m e secção variável (Figura 2), estão dispostas segundo afastamentos de cerca de 3,50 m. Estas vigas, encastradas em maciços de betão armado no alinhamento dos muros de alvenaria, apoiam na extremidade a viga de bordadura que, por sua vez, para além de conferir apoio à laje, suporta ainda a guarda em pedra do passeio.



Figura 1 Vista inferior de um painel

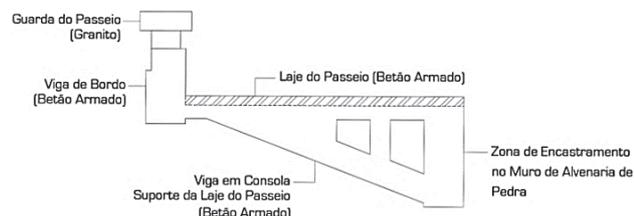


Figura 2 Alçado de uma viga em consola tipo

3 Caracterização estrutural

Na análise de estruturas com alguma idade, na maior parte dos casos, surgem dúvidas relativamente a detalhes da sua concepção e construção. Com o intuito de caracterizar convenientemente os materiais estruturais e responder a algumas das dúvidas em causa, foram realizados trabalhos de caracterização estrutural e efetuadas diligências no sentido de procurar obter o projeto original. Assim, para além de uma detalhada inspeção visual que teve como objetivo o registo das patologias existentes nos elementos de betão armado, uma parte importante do processo envolveu:

- O levantamento geométrico de algumas vigas e vãos de laje para aferir, com o rigor possível, as dimensões geométricas dos elementos estruturais em causa;

- A extração de carotes na laje e nas vigas em consola, tendo em vista a caracterização da constituição das lajes e a determinação da resistência à compressão do betão presente nas vigas;
- A avaliação do grau de carbonatação na superfície do betão, recorrendo a uma solução de fenolftaleína;
- O levantamento da disposição das armaduras, na face inferior dos panos de laje, recorrendo a um detetor eletrónico de armaduras;
- A disponibilização, pela entidade responsável pela construção da estrutura, do projeto original a pedido do IC-FEUP.

3.1 Informação do projeto

A análise do projeto original constituiu um importante contributo no esclarecimento de dúvidas relacionadas com as armaduras presentes em cada uma das secções de betão armado, com o tipo de betão colocado e com o aço presente, possibilitando a validação dos dados recolhidos *in situ*. Paralelamente, a leitura da memória descritiva elaborada pelo projetista permitiu entender a forma como este idealizou o sistema estrutural e datar, com algum rigor, a empreitada, uma vez que estes elementos apontavam o ano de 1951, como o ano de entrega do projeto.

O projeto desta estrutura é um projeto muito bem elaborado e detalhado, como se pode observar nos desenhos extraídos do projeto e apresentados nas Figuras 3 e 4.

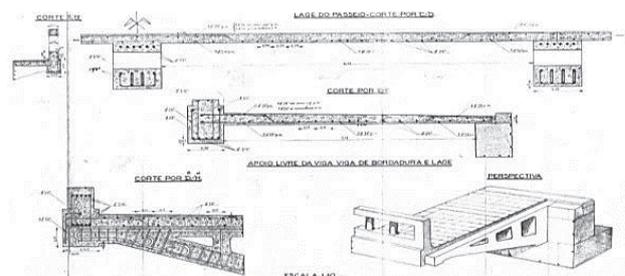


Figura 3 Pormenores de betão armado da viga de bordadura, da viga em consola e da laje (excerto retirado do projeto original)

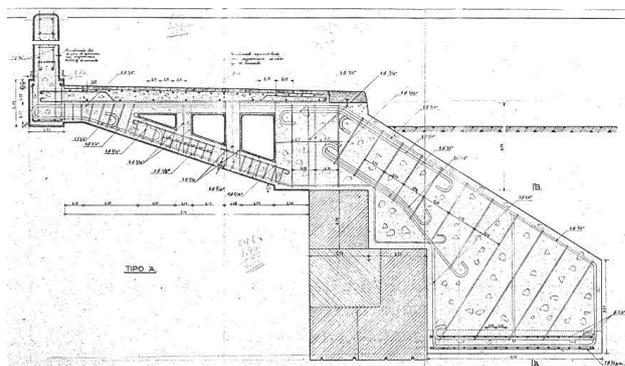


Figura 4 Pormenores de betão armado das consolas e seus prolongamentos estabilizantes interiores (excerto retirado do projeto original)

3.2 Levantamento geométrico

Na campanha de inspeção efetuada e como complemento a esse trabalho, foi possível realizar um levantamento geométrico mais detalhado em algumas das vigas presentes no local, ilustrando-se, na Figura 5, dois exemplos dos resultados deste levantamento.

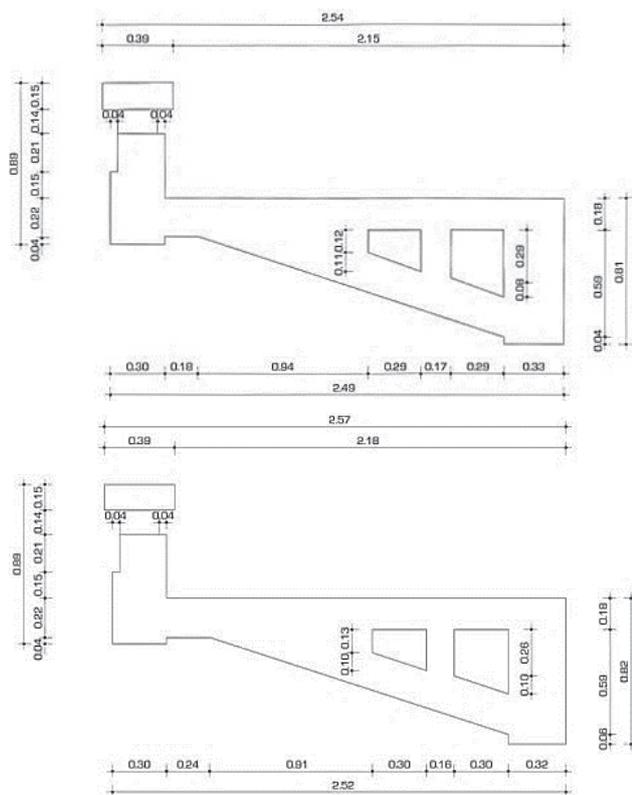


Figura 5 Exemplo de dois dos levantamentos geométricos efetuados nas vigas em consola

O procedimento realizado para as vigas em consola, repetiu-se para alguns dos panos de laje, sendo a informação recolhida, posteriormente comparada com os dados geométricos de projeto e sintetizada no Quadro I.

Quadro I Comparação entre as medidas dos panos de laje constantes no projeto e os dados recolhidos no local

Direção considerada	Dados	Medições no local
Transversal (faces da viga de coroamento e de bordadura)	2,10 m	Entre 2,10 m e 2,22 m
Longitudinal (faces da viga em consola)	3,10 m	Entre 3,12 m e 3,21 m

Dados obtidos numa inspeção prévia (julho de 2015) do IC-FEUP permitiram formular uma hipótese para a espessura e para as

características gerais das lajes. De acordo com as sondagens realizadas, as lajes seriam constituídas por uma camada de betão armado, em média com cerca de 7 cm de espessura, revestida superiormente por uma camada de argamassa de regularização, aproximadamente com 5 cm de espessura, perfazendo uma espessura total de 12 cm, Figuras 6 e 7.



Figura 6 Exemplo da constituição da laje através duma carote retirada numa inspeção prévia



Figura 7 Constituição duma laje através duma carote retirada numa inspeção prévia e num troço diferente

Contudo, a hipótese formulada caiu por terra após a posterior observação do projeto, uma vez que, na realidade, a laje possuía espessura variável (12 cm sobre a viga de bordo e 7 cm sobre o muro de alvenaria), como se pode observar na Figura 8. Ainda de acordo com os dados do projeto original, o revestimento superior da laje previsto no projeto era constituído por uma camada de 3 cm de betonilha esquartelada, a qual é inferior à espessura do revestimento medido nas carotes.

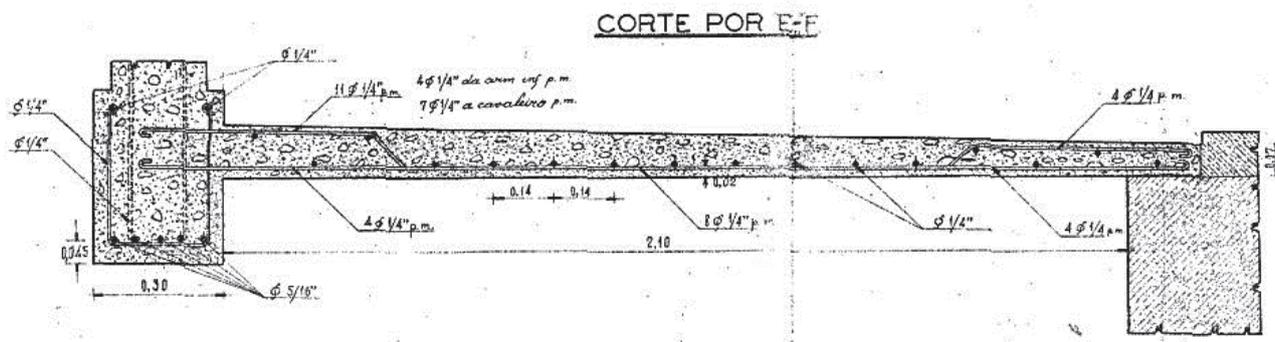


Figura 8 Corte transversal da laje, onde se pode observar a variação de espessura deste elemento (excerto retirado do projeto original)

3.3 Caracterização do betão

3.3.1 Avaliação da resistência à compressão

Com o propósito de se caracterizar a resistência do betão presente na estrutura foram extraídas carotes das vigas em consola, de modo a possibilitar a avaliação, em laboratório, da sua resistência à compressão, Figuras 9 e 10.



Figura 9 Processo de extração de uma carote



Figura 10 Aspetto de uma das carotes extraídas

Os resultados alcançados no ensaio de compressão ($f_{c, is, cube}$) encontram-se resumidos no Quadro II, apontando-se ainda a sua massa, altura (l), massa volúmica (ρ) e a área da secção transversal de cada um dos elementos. A resistência obtida a partir dos ensaios dos provetes cilíndricos, com uma relação altura/diâmetro igual a 1 é equiparável a uma resistência aferida a um provete cúbico, $f_{c, is, cube}$. As resistências aferidas a provetes cilíndricos $f_{c, is, cyl}$, apresentadas no Quadro II, foram obtidas considerando-se a relação:

$$f_{ck, is, cyl} = 0,85 \times f_{c, is, cube} \quad (1)$$

No cálculo do valor médio para a resistência à compressão, $f_{cm, is, cyl}$ não foi considerado o valor obtido para a carote C_3 , uma vez que a presença de varões verticais nesta carote, incrementou o valor de resistência atingido, tornando-o bastante díspar em relação aos demais.

Quadro II Características das carotes e resultados dos ensaios de compressão realizados

Carote	Massa (g)	Φ (mm)	l (mm)	ρ (kg/m ³)	Área (mm ²)	$f_{c, is, cube}$ (MPa)	$f_{c, is, cyl}$ (MPa)	$f_{cm, is, cyl}$ (MPa)
C1	1859	99,92	100,54	2,36	7840,64	40,70	34,60	40,2
C2	1868	99,19	98,69	2,45	7727,26	58,32	49,57	
C3	1940	99,52	100,57	2,48	7777,98	67,65	57,50	
C4	1809	98,06	100,55	2,38	7551,43	39,05	33,19	
C5	1912	99,10	101,41	2,44	7713,25	45,85	38,97	
C6	1821	98,57	99,24	2,41	7630,19	51,48	43,76	

Através da aplicação da NP EN 13791 (IPQ, 2008) que permite efetuar uma avaliação da resistência à compressão do betão, com base em amostras extraídas da estrutura, foi possível estimar a resistência à compressão *in situ* característica da zona de ensaio, $f_{ck, is, cyl}$, como o menor dos valores fornecidos pelas duas expressões que se seguem:

$$f_{ck, is, cyl} = f_{m(n), is, cyl} - k = 40,2 - 7 = 33,02 \text{ MPa} \quad (2)$$

$$f_{ck, is, cyl} = f_{is, menor, cyl} + 4 = 33,19 + 4 = 37,19 \text{ MPa} \quad (3)$$

onde:

- $f_{m(n), is, cyl}$ – representa o valor médio da resistência obtida;
- $f_{is, menor, cyl}$ – menor dos valores de resistência à compressão alcançado;
- k – factor que depende do número de ensaios realizado correspondendo, no nosso caso, ao valor 7 por terem sido realizados seis ensaios.

De acordo com o Quadro 1 da NP EN 13791 (IPQ, 2008) e tendo em conta o valor característico da resistência obtida *in situ*, $f_{ck, is, cyl} = 33,02$ MPa, o betão apresentava características condizentes com a classe de resistência C35/45, tendo sido esta a resistência considerada na avaliação estrutural posterior.

3.3.2 Avaliação do grau de carbonatação na superfície do betão

Dada a idade e a localização da obra (zona ribeirinha a poucos quilómetros do mar), seria pertinente avaliar a profundidade de carbonatação do betão, através da aplicação do indicador químico de fenoltaleína nas vigas em consola de onde foram retiradas carotes, bem como na face inferior da laje.

Nos painéis de laje e com recurso a um berbequim com percussão, foram realizados furos de pequeno diâmetro, com profundidade superior em cerca de um centímetro ao recobrimento de cada laje (Figuras 11 e 12).



Figura 11 Furo com um berbequim na viga de bordo

Na medição da profundidade de carbonatação foram registados, em média, valores na ordem de 1,50 cm. Este resultado é consistente com a qualidade do betão aferida pelos ensaios laboratoriais, que indicavam um betão de resistência elevada e, por conseguinte, de baixa porosidade.



Figura 12 Verificação da profundidade de carbonatação numa zona da viga de bordo com armadura à vista

3.4 Caracterização de armaduras

3.4.1 Detetor de armaduras

Em conjunto com a extração de carotes e subseqüentes ensaios laboratoriais, que permitiriam avaliar as características do betão presente, seria necessário quantificar e localizar adequadamente, os varões de aço nos elementos de betão armado. Através da utilização de um detetor de armaduras e efetuando leituras na face inferior das lajes e vigas de betão armado, Figura 13, foi possível cruzar os resultados fornecidos pelo detetor com processos de observação direta de armaduras (janelas de inspeção), validando ou corrigindo as informações constantes no projeto original.

O tratamento dos resultados alcançados indicou, na face inferior das lajes, a existência de uma malha quadrada (Figura 14) com espaçamentos de armadura nas duas direções muito similares (cerca de 138 mm para os varões verticais e de 140 mm para os varões horizontais), o que torna estes resultados consistentes com as disposições de armaduras constantes no projeto.

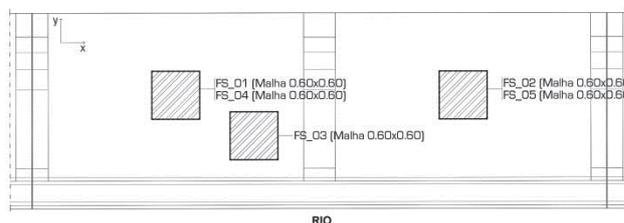


Figura 13 Planta de um painel de laje tipo, com o posicionamento da malha em cada uma das leituras

Não foi possível efetuar a deteção das armaduras superiores das vigas em consola com recurso a esta técnica, uma vez que estas armaduras estão posicionadas a uma profundidade demasiado elevada, relativamente à face superior do pavimento.

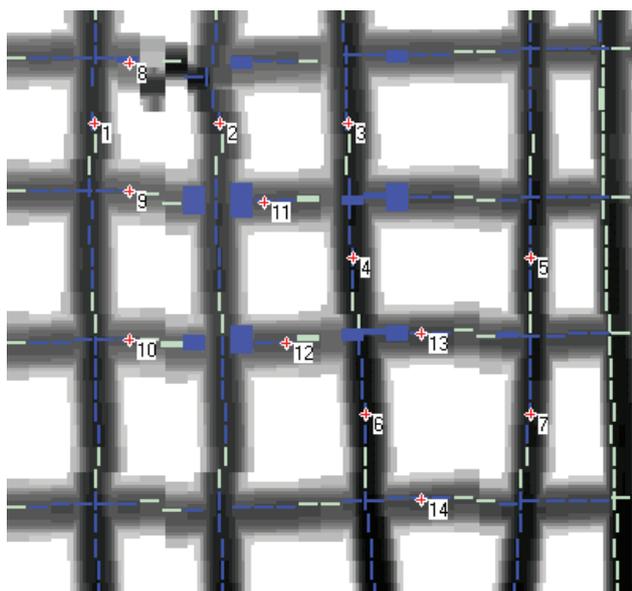


Figura 14 Exemplo do pós-processamento das leituras com o detetor de armaduras na face inferior das lajes

3.4.2 Sondagens

Como complemento do levantamento de armaduras e de forma a aceder a zonas ainda não analisadas, a opção recaiu pela abertura de duas sondagens na face superior da laje. De modo a possibilitar a verificação das armaduras superiores das vigas em consola, foram escolhidas duas zonas junto ao encastramento destes elementos, uma sobre uma viga central no painel e a outra sobre uma viga interseçada por uma junta de dilatação, Figura 15.

Através das aberturas foi possível observar o diâmetro e o espaçamento dos varões constituintes da laje (aproximadamente $\phi 6a.10$) em ambas as direções, sendo esta armadura detetada a cerca de 7 cm da face superior do revestimento do pavimento. No projeto, e para a mesma zona analisada, o diâmetro dos varões colocados na laje era de 1/4 de polegada o que corresponderia, aproximadamente, ao valor medido no local. Já o espaçamento definido em projeto para os varões estava compreendido entre 0,11 m e 0,14 m. Face às dificuldades em medir com exatidão os espaçamentos e diâmetros dos varões nas janelas de inspeção, foi considerado que as pequenas discrepâncias existentes se deviam às já referidas dificuldades de medição.

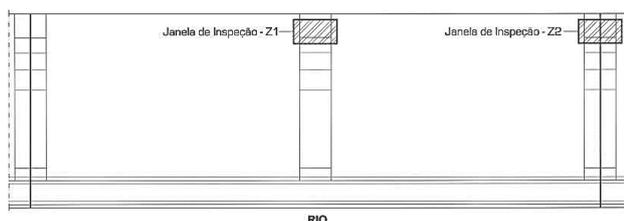


Figura 15 Planta de um painel de laje tipo, com o posicionamento das janelas de inspeção realizadas

Paralelamente, a uma profundidade superior (cerca de 0,16 m), foram detetados seis varões com cerca de 20 mm de diâmetro, correspondentes à armadura longitudinal superior da viga em consola, na zona do encastramento (Figura 16). Mais uma vez, esta informação confirmou o projeto, que indicava que nessa zona a armadura seria constituída por seis varões de 3/4 de polegada (aproximadamente 20 mm).

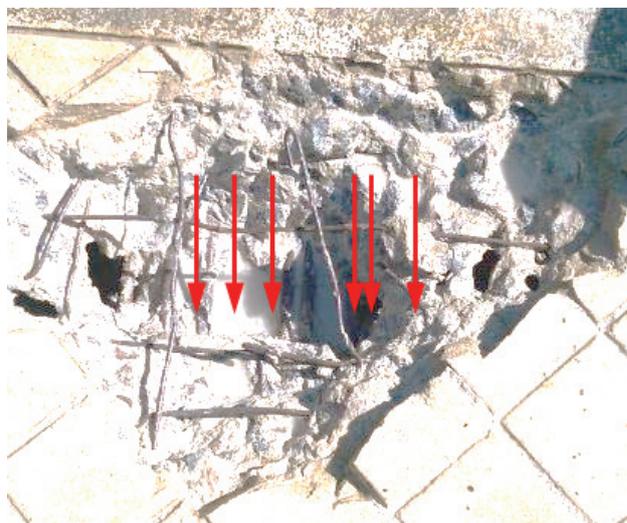


Figura 16 Varões observados através da janela de inspeção Z1

Para além das janelas de inspeção referidas anteriormente verificou-se, em alguns dos elementos estruturais, o destacamento do recobrimento do betão. Tal facto tornou visíveis as armaduras destes elementos, permitindo confrontá-las com os dados do projeto.

4 Patologias observadas e respetivas causas

A estrutura de betão armado apresentava, à data da inspeção, um estado geral de conservação aceitável, no que respeita aos elementos de betão armado. No entanto, na inspeção efetuada, foi possível observar a existência de diferentes anomalias (A), que de seguida se enumeram:

- A1 – Fissurações localizadas;
- A2 – Destacamento do betão com sinais de corrosão nas armaduras;
- A3 – Avarias nas juntas entre painéis com destacamento de betão;
- A4 – Destacamento do reboco;
- A5 – Contaminação biológica / Presença de vegetação nos paramentos de betão armado.

De modo a sintetizar e caracterizar adequadamente as anomalias existentes, foi efetuado um levantamento destas em fichas tipo, associando-se uma descrição geral da anomalia à sua causa provável, a um sintético registo fotográfico e a algumas sugestões para a reabilitação das zonas afetadas (Quadro III a Quadro VII).

Quadro III Ficha tipo relativa à anomalia do tipo 1 (A1)

Tipo de Anomalia: Fissurações localizadas	
Descrição:	As fissuras presentes na estrutura analisada apresentavam uma gravidade de nível baixo/médio, ocorrendo com maior frequência na face inferior das lajes, sensivelmente a meio vão e junto dos seus apoios (vigas em consola e cintas em betão realizadas sobre o muro de suporte). Caracterizavam-se pela existência de fissuras na camada de reboco ocorrendo, ocasionalmente, em camadas mais superficiais de betão, o que diminuiria a durabilidade do betão e das armaduras.
Registo fotográfico:	 <p>Figura 17 Fissuras transversais a meio vão da laje (situação mais frequente) e na cinta de betão</p>
Causas prováveis:	Apesar de não ter sido possível identificar uma causa clara para o aparecimento destas fissuras julga-se que, dada a sua localização e tendo em conta a sua não ocorrência de forma generalizada, o problema possa estar relacionado com a ação de cargas pontuais mais severas, originadas pela circulação/paragem de veículos sobre a laje em consola.
Intervenções de reabilitação:	Dado o estado globalmente aceitável dos elementos portantes, as operações de reabilitação envolvendo a reparação pontual de fissuras acontecerão, com maior incidência, nas superfícies inferiores das lajes e vigas de coroamento. De uma forma geral, as operações de reabilitação sugeridas deverão envolver: <ul style="list-style-type: none">• A reabertura das fissuras existentes em V, com uma profundidade de 15 mm (com disco rotativo de 5 mm de espessura);• A limpeza das fissuras com jato de ar ou água de alta pressão, devendo as zonas a tratar apresentar estabilidade/coesão e isenção de resíduos ou contaminações biológicas;• O enchimento total e em profundidade das fissuras com argamassas de reparação estrutural com muito baixa retração e com capacidade de deformação elástica, devendo ser aplicada nas condições recomendadas pelo fabricante para garantir uma aderência adequada ao suporte.

Quadro IV Ficha tipo relativa à anomalia do tipo 2 (A2)

Tipo de Anomalia: Destacamento do betão com sinais de corrosão nas armaduras	
Descrição:	Na inspeção detalhada efetuada, o destacamento do betão, e subsequente corrosão de armaduras, ocorria com pouca frequência nos elementos estruturais analisados. Nos casos observados, a principal característica desta anomalia relacionava-se com o destacamento localizado do betão de recobrimento das armaduras.
Registo fotográfico:	
Causas prováveis:	Julga-se que no caso desta anomalia, as suas principais causas poderão ficar a dever-se à carbonatação pontual das camadas de recobrimento, à existência de fissuras localizadas e/ou à reduzida espessura das camadas de recobrimento. Estas causas, atuando em conjunto ou isoladamente, poderão redundar na corrosão das armaduras.
Intervenções de reabilitação:	A presença de elementos estruturais de betão armado com sinais de corrosão, ou com armaduras à vista corroídas, leva a que seja necessária a execução de operações de reabilitação. Assim, no caso concreto da presente estrutura, sugere-se a: <ul style="list-style-type: none">• Remoção/demolição pontual do betão destacado e/ou com sinais/manchas de corrosão, expondo as armaduras;• Limpeza das superfícies de betão e das armaduras, mediante a utilização de jato de água de alta pressão ou outra técnica de limpeza que assegure uma preparação adequada das superfícies a tratar;• Aplicação de um revestimento passivante/proteção nas armaduras, realizado com tintas especiais à base de resinas poliméricas;• Reconstituição das camadas de recobrimento das armaduras, incluindo o eventual tratamento de fissuras visíveis, com argamassas de fabrico industrial destinadas à reparação estrutural por aplicação manual, devendo ser aplicada nas condições recomendadas pelo fabricante para garantir uma aderência adequada ao suporte;• Em alternativa à aplicação de revestimento passivante nas armaduras referido, poderá utilizar-se uma argamassa de reparação estrutural com função de agente passivante (p/ex: argamassas especiais à base de polímeros modificados).

Figura 18 Destacamento do betão com sinais de corrosão nas armaduras na face inferior da laje

Quadro V Ficha tipo relativa à anomalia do tipo 3 (A3)

Tipo de Anomalia: Avarias nas juntas entre painéis com destacamento de betão	
Descrição:	Apesar de se tratar de uma anomalia de baixa gravidade, as avarias nas juntas de dilatação ocorrem com frequência nas juntas de dilatação das vigas de bordadura desta estrutura. Estas anomalias ficam a dever-se, essencialmente, a um comportamento aparentemente pouco eficiente dos elementos de junta, originando o destacamento localizado do betão. Em algumas situações, as armaduras dos elementos portantes perdem a sua camada de recobrimento, ficando expostas aos agentes exteriores.
Registo fotográfico:	 <p>The photograph shows a close-up of a concrete joint in a structure. There is significant delamination and crumbling of the concrete surface, revealing the internal aggregate and some exposed reinforcement bars. The joint is located between two concrete panels.</p>
Figura 19	Destacamento do betão nas vigas de bordadura (zonas com juntas de dilatação)
Causas prováveis:	As manifestações resultantes desta anomalia poderão estar associadas a um deficiente comportamento das juntas de dilatação, perante os movimentos destas juntas (resultantes de assentamentos de apoio e/ou movimentos de origem térmica).
Intervenções de reabilitação:	<p>Ao longo da inspeção realizada foi possível observar que as avarias ao longo das juntas de dilatação entre painéis eram uma constante. Assim, e considerando que se estimam em cerca de 80% os painéis com necessidade de intervenção, sugere-se como metodologia de trabalho:</p> <ul style="list-style-type: none">• A limpeza das superfícies de betão com jato de água de alta pressão ou outra técnica de limpeza que assegure uma preparação adequada das superfícies a tratar;• A reconstituição zonas destacadas com argamassas de fabrico industrial destinadas à reparação estrutural por aplicação manual, devendo ser aplicada nas condições recomendadas pelo fabricante para garantir uma aderência adequada ao suporte; <p>As operações que envolvam a reconstituição de zonas afetadas deverão ser realizadas respeitando as juntas de dilatação existentes nos painéis, ou seja, mantendo as juntas nas vigas de bordadura, para que o funcionamento estrutural dos painéis seja o correto.</p>

Quadro VI Ficha tipo relativa à anomalia do tipo 4 (A4)

Tipo de Anomalia: Destacamento do reboco	
Descrição:	<p>O destacamento de reboco é uma anomalia que pode ser considerada de baixa gravidade, ocorrendo pontualmente nos elementos estruturais (lajes/painéis e vigas de bordadura). No caso da presente estrutura, esta anomalia caracteriza-se pelo destacamento localizado da camada de reboco.</p> <p>Importa referir que esta anomalia só foi identificada nas situações em que o reboco apresentava sinais visíveis de destacamento. No entanto, poderão existir zonas não identificadas em que o reboco se apresente, igualmente, desligado do betão.</p>
Registo fotográfico:	 <p>Figura 20 Destacamento do reboco na face inferior das lajes</p>
Causas prováveis:	<p>As principais causas que se julga poderem estar associadas a esta anomalia, relacionam-se com uma insuficiência pontual de aderência reboco/betão e/ou solicitações mecânicas pontuais induzidas pela deformação/movimentação estrutural.</p>
Intervenções de reabilitação:	<p>Estima-se que o destacamento do reboco, na presente estrutura, esteja limitado a uma área de influência inferior a 15% da área total dos painéis. Ainda assim, antes do início dos trabalhos de reparação, deverá ser efetuada uma inspeção detalhada com batimento a martelo, de modo a detetar zonas com sinais de destacamento removendo-se, integralmente, o reboco presente. Posteriormente, e como forma de tratar as superfícies afetadas, sugere-se como metodologia:</p> <ul style="list-style-type: none">• A limpeza e tratamento adequado das superfícies de betão (suporte) a reparar, de forma a proporcionar uma aderência adequada à nova camada de reboco, devendo esse suporte apresentar estabilidade/coesão e isenção de resíduos ou contaminações biológicas;• A aplicação duma camada de reboco com a espessura do existente, realizada com uma argamassa com características de proteção para paramentos de betão, devendo ser aplicada nas condições recomendadas pelo fabricante para garantir uma aderência adequada ao suporte.

Quadro VII Ficha tipo relativa à anomalia do tipo 5 (A5)

Tipo de Anomalia: Contaminação biológica/Presença de vegetação nos paramentos de betão armado	
Descrição:	Apesar da sua baixa gravidade e, neste caso concreto, de ocorrer com pouca frequência, a contaminação biológica e a presença de vegetação em elementos portantes de betão armado é um problema que merece atenção e um adequado e rápido tratamento. No caso da presente estrutura, esta anomalia encontra-se principalmente associada a fissuras nas lajes. Em paralelo, esta anomalia ocorre de forma generalizada nas vigas em consola localizadas nas juntas de dilatação das lajes observando-se, nestes elementos, a presença de fungos/bolores e vegetação.
Registo fotográfico:	
Figura 21	Vegetação biológica no paramento lateral de uma viga em consola
Causas prováveis:	As causas principais desta anomalia relacionam-se com a presença de água/humidade excessiva e a acumulação de terras/poeiras nos elementos portantes. Por outro lado verifica-se que, aparentemente, não existiu no passado qualquer tipo de impermeabilização nas juntas de dilatação ao nível do pavimento, facto que poderá ter agravado a ocorrência desta anomalia em locais próximos dessas juntas, em particular nas vigas em consola.
Intervenções de reabilitação:	A remoção de vegetação e a eliminação da contaminação biológica presente nos elementos portantes de betão armado é uma intervenção de carácter geral, necessária na maioria dos painéis, com particular incidência nas vigas em consola. O procedimento sugerido deverá envolver uma lavagem geral das superfícies afetadas com jato de água sob pressão controlada, ou outros meios eventualmente necessários para a remoção eficaz destes agentes.

5 Avaliação da capacidade resistente face às ações diretas

5.1 Metodologia de cálculo do projeto

Como referido anteriormente, o projeto original da estrutura em estudo foi realizado em 1951. A metodologia de cálculo seguida no projeto, apoiada na análise elástica, corresponde à abordagem enquadrada na regulamentação da época. De acordo com esta metodologia, a verificação de segurança dos elementos de betão armado era efetuada a partir do cálculo das tensões no aço e no betão, calculadas com base na análise elástica em fase fendilhada das secções. A comparação destas tensões com tensões admissíveis, definidas a partir de um coeficiente global de segurança, permitia a verificação de segurança.

Como sabemos, atualmente a verificação de segurança é efetuada com base numa metodologia assente no cálculo à rotura das secções e envolvendo coeficientes parciais de segurança.

O presente estudo permitiu constatar que, para os elementos de betão armado em análise e em situações predominantes de flexão, as duas abordagens, cálculo elástico e cálculo à rotura, fornecem níveis de segurança muito equiparados.

5.2 Descrição geral dos procedimentos de análise adotados

Após a realização da inspeção detalhada a todos os troços em betão armado, foi efetuada a verificação de segurança das lajes, das vigas em consola e das vigas de bordadura que constituem a estrutura, segundo o esquema indicado na Figura 22.

Na verificação da segurança da laje foi considerada a existência de momentos negativos ao longo da viga de bordo e, na direção perpendicular, ao longo do eixo de simetria correspondente à posição da viga central em consola (Figura 23). Para efeitos de cálculo e tendo em consideração os vãos livres da laje (2,20 m e

3,10 m) e a respetiva espessura variável foram considerados os seguintes vãos de cálculo 2,35 m e 3,30 m.



Figura 22 Esquema estrutural em análise

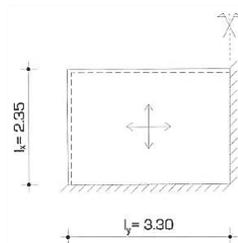


Figura 23 Vãos de cálculo adotados na verificação da laje

As vigas em consola foram calculadas como estando solidarizadas num maciço de encastramento, segundo o esquema estrutural da Figura 24. Estes elementos, com comprimento de 2,35 m, serão solicitados pelas cargas uniformemente distribuídas resultantes das ações permanentes e sobrecargas atuantes sobre a laje e, adicionalmente, por uma carga concentrada na sua extremidade correspondente às solicitações transmitidas pela viga de bordadura. Por fim, a viga de bordadura foi considerada como sendo formada por dois tramos de 3,50 m, apresentando continuidade sobre a viga central em consola e estando simplesmente apoiada nas vigas de junta (Figura 25).



Figura 24 Esquema estrutural para o cálculo da viga em consola

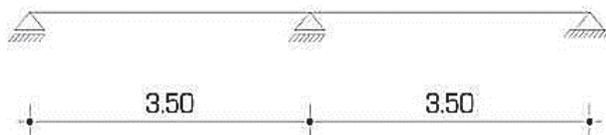


Figura 25 Esquema estrutural para o cálculo da viga de borda

Através da caracterização material efetuada e da análise dos dados disponíveis no projeto de estabilidade, foi possível atribuir aos materiais estruturais presentes, as classes que se enunciam no Quadro VIII.

Quadro VIII Materiais a considerar na avaliação estrutural

Betão	C35/45
Aço	A235NR

No que diz respeito às ações atuantes na estrutura, determinadas de acordo com a NP EN 1991-1-1 (IPQ, 2009), foram consideradas, para além do peso próprio dos elementos estruturais, determinado a partir da secção e peso volúmico dos materiais ($\gamma_{betão} = 25 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{aço} = 77 \text{ kN/m}^3$), as ações constantes no Quadro IX.

Quadro IX Ações consideradas na avaliação estrutural

Peso Próprio [PP]:	Espessura média da laje = 0,095 m	$PP = 0,095 \times 25 = 2,375 \text{ kN/m}^2$
Permanentes [RCP]:	Espessura de betonilha = 0,05 m	$RCP_1 = 0,05 \times 22 = 1,10 \text{ kN/m}^2$
	Espessura de reboco = 0,015 m	$RCP_2 = 0,015 \times 22 = 0,33 \text{ kN/m}^2$
Sobrecarga [Q]:		$Q = 5,00 \text{ kN/m}^2$
Valor de Combinação:		$P_{Ed} = 1,35 \times (2,375 + 1,10 + 0,33) + 1,5 \times 5,00 = 12,64 \text{ kN/m}^2$

5.3 Avaliação da laje

A caracterização de armaduras, realizada no âmbito da inspeção, permitiu confirmar as armaduras definidas no projeto de estruturas e que se sintetizam no Quadro X.

Quadro X Armadura considerada na avaliação estrutural da laje

Armadura superior na direção xx	$A_{sx}^- = 11\phi 1/4'' = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armadura inferior na direção xx	$A_{sx}^+ = 8\phi 1/4'' = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armadura superior na direção yy	$A_{sy}^- = 9\phi 1/4'' = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$
Armadura inferior na direção yy	$A_{sy}^+ = 7\phi 1/4'' = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

Na verificação de segurança da laje face a esforços de flexão, foi aplicado um método de análise simplificado – Método do Regulamento Britânico (BSI, 1985). Dadas as características geométricas e de apoio da estrutura em análise, deverá considerar-se este painel como um painel do tipo 4 nas tabelas do Regulamento Britânico (BSI, 1985), o que pressupõe a existência de dois lados adjacentes descontínuos (Figura 26).

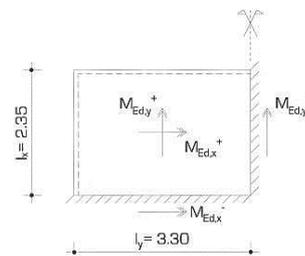


Figura 26 Painel tipo considerado na determinação dos esforços atuantes na laje

Quadro XI Cálculo dos momentos resistentes e do rácio entre o momento resistente e o atuante

$A_{sx}^- = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,032$	$\mu = 0,031$	$M_{Rd,x}^- = 6,53 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^-}{M_{Ed,x}^-} = 1,30 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sx}^+ = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,032$	$\mu = 0,031$	$M_{Rd,x}^+ = 3,54 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^+}{M_{Ed,x}^+} = 0,94 < 1,00 \rightarrow ko$
$A_{sy}^- = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,036$	$\mu = 0,035$	$M_{Rd,y}^- = 4,00 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,y}^-}{M_{Ed,y}^-} = 1,22 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sy}^+ = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,028$	$\mu = 0,028$	$M_{Rd,y}^+ = 3,20 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,y}^+}{M_{Ed,y}^+} = 1,31 > 1,00 \rightarrow ok$

Nestas circunstâncias os momentos de cálculo obtidos são os que se apresentam de seguida:

$$M_{Ed,x}^- = 12,64 \times 2,35^2 \times 0,072 = 5,03 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (4)$$

$$M_{Ed,x}^+ = 12,64 \times 2,35^2 \times 0,054 = 3,77 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (5)$$

$$M_{Ed,y}^- = 12,64 \times 2,35^2 \times 0,047 = 3,28 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (6)$$

$$M_{Ed,y}^+ = 12,64 \times 2,35^2 \times 0,035 = 2,44 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (7)$$

Procedeu-se ao cálculo do momento resistente da laje em cada direção, considerando as armaduras constantes no projeto, e comparando-o, posteriormente, com o momento atuante já calculado (Quadro XI).

Através da análise do Quadro XI é possível verificar que existe um défice de 6% na resistência aos momentos positivos na direção xx, pelo que será necessário considerar um reforço estrutural.

Apesar de, por norma, não ser a análise condicionante, no presente ponto será efetuada a verificação da resistência da laje face a esforços de corte, segundo as recomendações da NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010). Na laje em análise, a zona mais condicionante será a zona de espessura mínima ($e = 0,07 \text{ m}$), sobre o muro de suporte, sendo, por conseguinte, esse o local a verificar.

O procedimento adotado passará por calcular o esforço de corte atuante, V_{Ed} , como se exemplifica:

$$V_{Ed} = \frac{12,64 \times 2,35}{2} = 14,85 \text{ kN}/\text{m} \quad (8)$$

comparando-o, posteriormente, com a resistência do elemento ao corte, $V_{rd,c}$, que se calcula de seguida:

$$V_{rd,c} = \left[\left[0,12 \times 2,00 \times (100 \times 0,0028 \times 35)^{\frac{1}{3}} \right] \times 1 \times 0,045 \right] \times 10^3 = 23,11 \text{ kN}/\text{m} \quad (9)$$

com um valor mínimo de:

$$V_{rd,c} = \left[\left(0,035 \times 2,00^{\frac{3}{2}} \times 35^{\frac{1}{2}} \right) \times 1 \times 0,045 \right] \times 10^3 = 26,35 \text{ kN}/\text{m} \quad (10)$$

Uma vez que o valor de esforço transversal atuante é inferior ao resistente, considera-se verificada a resistência da secção ao esforço transversal.

$$V_{Ed} = 14,85 \text{ kN}/\text{m} < V_{rd,c} = 26,35 \text{ kN}/\text{m} \rightarrow ok \quad (11)$$

5.4 Avaliação da viga em consola face ao momento fletor negativo no encastramento

A verificação de segurança da viga em consola, face a momentos negativos, foi realizada tendo em consideração que a armadura longitudinal da viga era constituída por $6\phi 3/4''$ ($A_s = 17,22 \text{ cm}^2$). Na zona de encastramento S_1 , a viga possuía as dimensões geométricas que se indicam:

$$h = 0,75 \text{ m (altura)} \quad d = 0,71 \text{ m (altura útil)} \quad b = 0,40 \text{ m (largura)}$$

No Quadro XII, apresentado de seguida, efetua-se o cálculo do momento resistente negativo da viga em consola.

Quadro XII Cálculo do momento resistente negativo na viga em consola

$A_s = 17,22 \text{ cm}^2$	$\omega = 0,053$	$\mu = 0,052$	$M_{Rd}^- = 244,65 \text{ kN}\cdot\text{m}$
----------------------------	------------------	---------------	---

Dado o esquema estrutural adotado pelo projetista assiste-se a uma distribuição de carregamentos similar ao que se apresenta na Figura 27, onde a viga de bordo irá aplicar uma carga pontual sobre a extremidade da consola (zona com um tracejado horizontal), resultante do seu peso próprio e da carga distribuída sobre a laje

que suporta. Adicionalmente, deverá também ser contabilizada a carga distribuída diretamente ao longo da área de influência da viga, devido às ações atuantes sobre a laje (zona com um tracejado vertical).

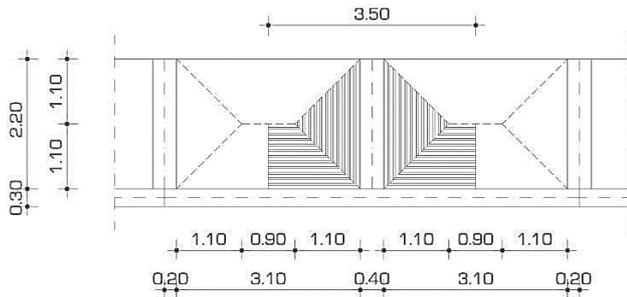


Figura 27 Distribuição de carregamentos ao longo dos elementos portantes

No Quadro XIII, apresentado de seguida, sintetizam-se e quantificam-se as ações pontuais, P_{Ed1} e $P_{Ed2'}$, ao passo que no Quadro XIV se quantificam as ações distribuídas $P_{Ed,3}$ e $P_{Ed,4}$ (valor máximo da carga triangular).

Quadro XIII Cargas pontuais a considerar sobre a viga em consola

Peso Próprio [PP]:	Peso próprio da viga em consola	$P_{Ed1} = 1,35 \times 8,35 = 11,27 \text{ kN}$
Ação pontual provocada pelo suporte da viga de bordo:		$P_{Ed2} = 70,31 \text{ kN}$

Quadro XIV Cargas distribuídas a considerar sobre a viga em consola

Peso Próprio [PP]:	Espessura média da laje = 0,095 m	$PP = 0,095 \times 25 = 2,375 \text{ kN/m}^2$
Permanentes [RCP]:	Espessura de betonilha = 0,05 m	$RCP_1 = 0,05 \times 22 = 1,10 \text{ kN/m}^2$
	Espessura de reboco = 0,015 m	$RCP_2 = 0,015 \times 22 = 0,33 \text{ kN/m}^2$
Sobrecarga [Q]:		$Q = 5,00 \text{ kN/m}^2$
Valor de Combinação:	$P_{Ed,3} = [1,35 \times (2,375 + 1,10 + 0,33) + 1,50 \times 5,00] \times 0,40 = 5,06 \text{ kN/m}$	

O valor do momento atuante obtido na análise efetuada foi de:

$$M_{Ed}^- = 219,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Repetindo o procedimento realizado na análise da laje, no Quadro XV, foi efetuada a verificação da capacidade resistente da viga, calculando-se o rácio entre os novos momentos resistente e atuante. Nos casos em que este rácio seja superior à unidade, considerar-se-á a segurança da viga como verificada.

Quadro XV Verificação da capacidade resistente da viga face a momentos negativos

$$M_{Ed}^- = 219,96 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{Rd}^- = 244,65 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad \frac{M_{Rd,x}^-}{M_{Ed,x}^-} = 1,11 > 1,00 \rightarrow \text{ok}$$

Como se pode constatar, a capacidade resistente da viga é suficiente para um nível de armaduras de $17,22 \text{ cm}^2$, verificando-se uma reserva de capacidade de 11%.

5.5 Avaliação da viga de bordo face a esforços de flexão

Através da análise do projeto original, foi possível caracterizar a armadura longitudinal presente na viga de bordo (Quadro XVI), a qual será utilizada na avaliação do elemento.

Quadro XVI Armadura considerada na avaliação estrutural da viga de bordo

Armadura negativa sobre os apoios	$A_s^- = 2\phi 1/2'' + 2\phi 5/16'' = 3,54 \text{ cm}^2$
Armadura positiva a meio vão	$A_s^+ = 5\phi 5/16'' = 2,50 \text{ cm}^2$

As medições efetuadas *in situ* e os dados do projeto indicam que a viga possuirá, ao longo de todo o seu desenvolvimento, as dimensões que se indicam:

$$h = 0,60 \text{ m (altura)} \quad d = 0,56 \text{ m (altura útil)} \quad b = 0,30 \text{ m (largura)}$$

Mediante o modelo estrutural definido para a análise desta viga, assim como as cargas solicitantes, os momentos considerados na verificação foram:

$$M_{Ed}^- = 27,15 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad M_{Ed}^+ = 16,18 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Os momentos atuantes foram comparados com os momentos resistentes da viga, os quais se apresentam de uma forma resumida no Quadro XVII, calculando-se assim o rácio entre ambos os momentos e aferindo acerca da segurança da viga.

Para o momento negativo e positivo solicitantes, a análise do Quadro XVII permitiu concluir que a viga possuía uma reserva de capacidade de 46% e 76%, respetivamente.

Quadro XVII Cálculo dos momentos resistentes e rácio entre o momento resistente e o momento atuante

$A_{sx}^- = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,018$	$\mu = 0,018$	$M_{Rd,x}^- = 39,51 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^-}{M_{Ed,x}^-} = 1,46 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sx}^+ = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,013$	$\mu = 0,013$	$M_{Rd,x}^+ = 28,54 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^+}{M_{Ed,x}^+} = 1,76 > 1,00 \rightarrow ok$

Quadro XVIII Ações atuantes sobre a laje após colocação de uma nova camada de betão

Peso Próprio [PP]:	Espessura média da laje = 0,095 m	$PP_1 = 0,095 \times 25 = 2,375 \text{ kN}/\text{m}^2$
	Camada de reforço = 0,05 m	$PP_2 = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ kN}/\text{m}^2$
Permanentes [RCP]:	Espessura de betuminoso = 0,02 m	$RCP_1 = 0,05 \times 20 = 0,40 \text{ kN}/\text{m}^2$
	Espessura de reboco = 0,015 m	$RCP_2 = 0,015 \times 22 = 0,33 \text{ kN}/\text{m}^2$
Sobrecarga [Q]:	$Q = 5,00 \text{ kN}/\text{m}^2$	
Valor de Combinação:	$p_{Ed} = 1,35 \times (2,375 + 1,25 + 0,40 + 0,33) + 1,5 \times 5,00 = 13,38 \text{ kN}/\text{m}^2$	

Quadro XIX Cálculo dos momentos resistentes após introdução do reforço

$A_{sx}^- = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,032$	$\mu = 0,031$	$M_{Rd,x}^- = 6,53 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^-}{M_{Ed,x}^-} = 1,23 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sx}^+ = 2,56 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,019$	$\mu = 0,019$	$M_{Rd,x}^+ = 6,38 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,x}^+}{M_{Ed,x}^+} = 1,60 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sy}^- = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,036$	$\mu = 0,035$	$M_{Rd,y}^- = 4,00 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,y}^-}{M_{Ed,y}^-} = 1,15 > 1,00 \rightarrow ok$
$A_{sy}^+ = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\omega = 0,016$	$\mu = 0,016$	$M_{Rd,y}^+ = 5,38 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m}$	$\frac{M_{Rd,y}^+}{M_{Ed,y}^+} = 2,08 > 1,00 \rightarrow ok$

6 Reforço a considerar na laje

Em face do défice de resistência aos momentos positivos na direção xx da laje, verificou-se a necessidade de considerar um reforço para este elemento. De entre as várias soluções viáveis, a escolha recaiu pelo aumento na espessura da laje, através da introdução na sua face superior de uma camada de microbetão com armadura incorporada, com a espessura de cinco centímetros.

Nestas novas condições, procurou-se analisar a viabilidade deste reforço, reavaliando as cargas solicitantes (Quadro XVIII) e o acréscimo de resistência alcançado.

Se comparado o valor de combinação apresentado no Quadro XVIII ($p_{Ed} = 13,38 \text{ kN}/\text{m}^2$) com o originalmente considerado no Quadro IX ($p_{Ed} = 12,64 \text{ kN}/\text{m}^2$), verificou-se um incremento ao nível das ações de aproximadamente 6%, que se julga poder ser compensado com os ganhos na resistência que a nova camada de betão irá proporcionar.

Na avaliação da resistência da laje foi aplicado, de novo, o Método

do Regulamento Britânico (BSI, 1985), tendo sido obtidos os momentos de cálculo que se apresentam:

$$M_{Ed,x}^- = 13,38 \times 2,35^2 \times 0,072 = 5,32 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (12)$$

$$M_{Ed,x}^+ = 13,38 \times 2,35^2 \times 0,054 = 3,99 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (13)$$

$$M_{Ed,y}^- = 13,38 \times 2,35^2 \times 0,047 = 3,47 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (14)$$

$$M_{Ed,y}^+ = 13,38 \times 2,35^2 \times 0,035 = 2,59 \text{ kN}\cdot\text{m}/\text{m} \quad (15)$$

Recalculou-se o momento resistente da laje em cada direção (Quadro XIX), considerando as armaduras presentes e o acréscimo na espessura da laje de betão.

A análise do Quadro XIX permitiu concluir que a solução de reforço adotada garantia a segurança da laje, e assegurava uma reserva de capacidade resistente em relação aos momentos fletores positivos de cerca de 60%.

O acréscimo nas ações originado pela introdução da lâmina de betão diminuiu a reserva de capacidade das vigas em consola e de bordo. Ainda assim, em ambos os casos, a reserva de capacidade resistente revelou-se suficiente em face das solicitações atuantes.

7 Observações finais

O estudo efetuado incidiu sobretudo nos elementos estruturais de betão armado. De acordo com a inspeção realizada, estes elementos apresentavam um estado de conservação global aceitável e compatível com a sua idade atual e nível de exposição ambiental. A inspeção realizada foi corroborada pelos ensaios e sondagens realizadas, que pareceram confirmar o estado de conservação referido.

Não obstante, durante a inspeção, foram detetadas em alguns destes elementos estruturais anomalias de baixa/média gravidade que poderiam afetar, a médio prazo, a durabilidade desses mesmos elementos. Algumas das causas destas anomalias estarão, aparentemente, associadas às solicitações mecânicas e agressões ambientais ocorridas ao longo do tempo de utilização da estrutura (por exemplo, fissuras, destacamento de betão com ou sem corrosão das armaduras, contaminação biológica) e outras associadas a deficiências pontuais de funcionamento (por exemplo, danos nas vigas de bordadura devidos a avarias nas juntas de dilatação). Deste modo, justificava-se a necessidade duma intervenção geral de reabilitação para corrigir/reparar estas anomalias. Estas intervenções deverão ser sustentadas por um projeto de reabilitação e reforço estrutural, o qual poderá considerar as propostas de intervenção sugeridas, bem como a informação reportada no relatório de inspeção e caracterização preliminar.

Por outro lado, de acordo com a avaliação estrutural realizada, suportada igualmente pelas disposições do projeto de estruturas, e apesar de as vigas em consola e de bordadura cumprirem os principais critérios de segurança/resistência estrutural estabelecidos nos regulamentos/normas de cálculo estrutural atuais, NP EN 1991-1-1 (IPQ, 2009) e NP EN 1992-1-1 (IPQ, 2010), no caso particular das lajes, verificou-se um défice de resistência, ainda que reduzido (6%), em parte devido ao aumento do valor da sobrecarga de utilização de 4 kN/m² (previsto no projeto) para 5 kN/m², de acordo com a NP EN 1991-1-1 (IPQ, 2009). Posteriormente, foi realizada uma análise considerando um aumento da altura da secção de betão da laje, resultando deste modo no cumprimento dos referidos critérios de segurança e justificando a implementação em obra da referida solução de reforço estrutural.

Agradecimentos

Os autores manifestam o seu agradecimento a todos os técnicos do Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural da FEUP (LESE-FEUP) e do Laboratório da Tecnologia do Betão e do Comportamento Estrutural (LABEST-FEUP) pelo apoio prestado na fase de inspeção da estrutura e, posteriormente, nos ensaios de caracterização do betão realizados.

Referências

- British Standards Institution – *Structural Use of Concrete – Code of Practice for Design and Construction*, BS 8110, Part 1, BSI, 1985.
- Eurocódigo NP EN 1991-1-1: 2009 – *Acções em Estruturas – Parte 1-1: Acções Gerais – Pesos Volúmicos, Pesos Próprios, Sobrecargas em Edifícios*, IPQ, 2009.
- Eurocódigo NP EN 1992-1-1: 2010 – *Projecto de Estruturas de Betão – Parte 1-1: Regras Gerais e Regras para Edifícios*, IPQ, 2010.
- NP EN 206-1: 2007 – *Betão. Parte 1: Especificações, Desempenho, Produção e Conformidade*, IPQ, 2007.
- NP EN 13791: 2008 – *Avaliação da Resistência à Compressão do Betão nas Estruturas e em Produtos Pré-Fabricados*, IPQ, 2008.

Procedimiento de refuerzo de puentes tradicionales chilenos: socavación y sismo

Chilean traditional strengthening bridge: scour and seismic

Marcelo Márquez
Matías Valenzuela
Pablo Milla
Pablo Vidal

Resumen

En el presente documento se investigarán las principales técnicas de reparación y refuerzo aplicadas en el puente Camarones, ubicado en el sector de Cuya, XV región de Chile, como solución a patologías del tipo sismo-socavación, ocasionadas por una crecida extraordinaria del río Camarones, registrada a principios del siglo XXI, y el terremoto ocurrido en 2014 en el norte del país. Adicionalmente, se presentará el análisis del estado del puente, post ocurrencia de ambos eventos extraordinarios. Además, resulta esencial generalizar el método constructivo de las técnicas aplicadas, utilizando como referencia los trabajos de rehabilitación empleados en el puente San Luis, ubicado en la localidad de Chimbarongo, VI región de Chile, afectado por las mismas patologías detectadas en el puente Camarones.

Abstract

This paper presents the main pathologies and techniques related on the repair and strengthening method applied to the Camarones Bridge, located in Cuya, XV Region of Chile. The bridge has an earthquake-scouring conditions, caused by an extraordinary flood of the Camarones river, registered at the beginning of the 21st century, and the earthquake occurred in 2014 in the north of the country. Finally, the paper presents a general overview of the chilean analysis and strengthening method on bridge considering earthquake and scour hazards, using as reference the rehabilitation works on the San Luis Bridge, located in Chimbarongo town, VI region of Chile, affected by the same pathologies detected in the Camarones bridge.

Palavras chave: Rehabilitación / Puente / Patología / Socavación / Sismo

Keywords: Strengthening / Bridge / Pathology / Scouring / Earthquake

Marcelo Márquez

Máster
Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas y Pontificia
Universidad Católica de Chile
Santiago, Chile
marcelo.marquez@mop.gov.cl

Matías Valenzuela

Doctor
Pontificia Universidad Católica de Valparaíso
Valparaíso, Chile
matias.valenzuela@pucv.cl

Pablo Milla

Ingeniero Civil
Universidad de Santiago de Chile
Santiago, Chile
pablo.milla@usach.cl

Pablo Vidal

Ingeniero Civil
Universidad de Santiago de Chile
Santiago, Chile
vidaltapia.pablo@gmail.com

Aviso legal

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

Legal notice

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

MÁRQUEZ, M. [et al.] – Procedimiento de refuerzo de puentes tradicionales chilenos: socavación y sismo. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 91-104.

1 Introducción

El diseño chileno de puentes tradicionales se basa en la mayoría de los casos en una superestructura de vigas y losa colaborante y una infraestructura compuesta de estribos y cepas fundadas en forma directa o sobre pilotes. Las condiciones sísmicas del país y de socavación en ríos chilenos han obligado a que el diseño y construcción de los puentes contemple medidas resistentes para la acción conjunta de estos fenómenos y a que algunos de los puentes existentes deban ser reforzados para evitar colapsos producto de los mismos fenómenos.

El Manual de Carreteras de la Dirección de Vialidad del Ministerio de Obras Públicas, el cual es el documento de referencia para el diseño, construcción y Mantenimiento de Puentes en Chile, hace referencia en el Volumen N° 3 "Instrucciones y Criterios de Diseño" al fenómeno de la socavación, como estimarlo y como considerarlo al momento de diseñar un Puente. Además en este documento se define el Peligro de Socavación Sísmica (PSS) donde se establece un criterio con el que es posible determinar la profundidad de socavación a considerar en el diseño de la estructura. En la actualidad, este documento señala distintos métodos para calcular la socavación máxima en pilas de puentes y define el PSS con el cual se obtiene que porcentaje de la máxima profundidad de socavación calculada debe ser considerado para el diseño sísmico de la estructura. El PSS considera una profundidad de socavación de diseño la cual viene dada en función de la socavación máxima total para un periodo de retorno de 25 años y de la socavación máxima total para el periodo de diseño. Las socavaciones máximas totales pueden ser calculadas a través de distintos métodos, considerando distintas geometrías, tipos de suelos, granulometrías, entre otros, por lo que en ese aspecto el Manual de Carreteras es un documento aplicable a distintos casos, considerando variaciones en cada una de las variables que definen la socavación. Por otra parte, una vez obtenida la socavación de diseño el Manual de Carreteras indica que método de análisis sísmico utilizar en función de la geometría del puente en estudio, ocupando principalmente el Método del Coeficiente Sísmico, el Método del Coeficiente Sísmico Modificado por la Respuesta Estructural y el Método Modal Espectral. Para puentes considerados como estructuras críticas, se considera el Método Modal Espectral con Estudio de Riesgo Sísmico y el Método de Análisis Lineal o No Lineal en el Tiempo.

Un ejemplo de estas amenazas a puentes tradicionales ocurrió durante el mes de febrero de 2001, en la cual se produjo una concentración de precipitaciones en las regiones del Norte Grande del país, que afectan en mayor medida a las cuencas de la actual Región de Arica y Parinacota, entre las que se encuentra la Cuenca de Camarones (Figura 1).

La cuenca del río Camarones comprende una superficie de 4760 [km²] y una extensión de 135 [km], donde el río Camarones nace de la confluencia de los ríos Ajatama y Caritaya. A partir de este punto se desarrolla su curso en dirección suroeste, hasta desembocar en el mar (OCRAP, 2012).

Según la DGA, se alcanzaron valores extraordinarios en los caudales de los ríos que se encuentran en esta zona, producto de las precipitaciones anteriormente mencionadas, sobrepasando en algunos sectores el cauce de crecidas normales.

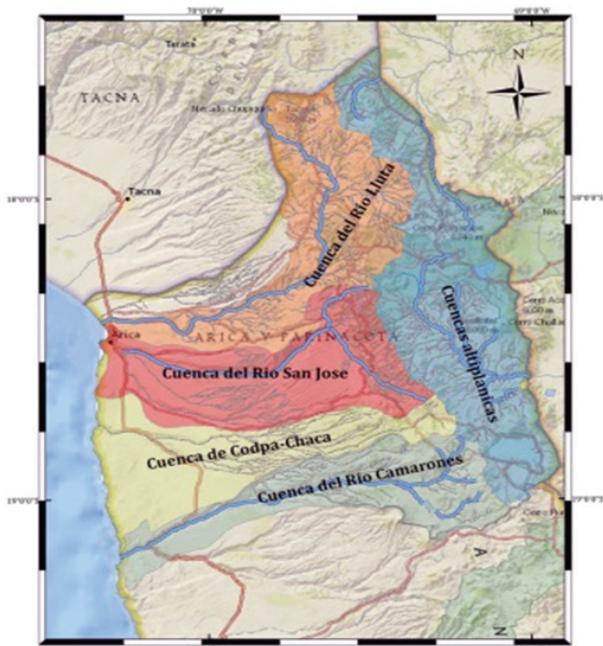


Figura 1 Cuencas de la Región de Arica y Parinacota (OCRAP, 2012)

En años posteriores, específicamente el 1 de abril de 2014, ocurrió un sismo de magnitud $M_w=8,2$ que afectó la zona norte del país. Su epicentro fue 89 [km] al suroeste de la localidad de Cuya y su profundidad hipocentral de 38,9 [km] (Figura 2). (CSN, 2014).

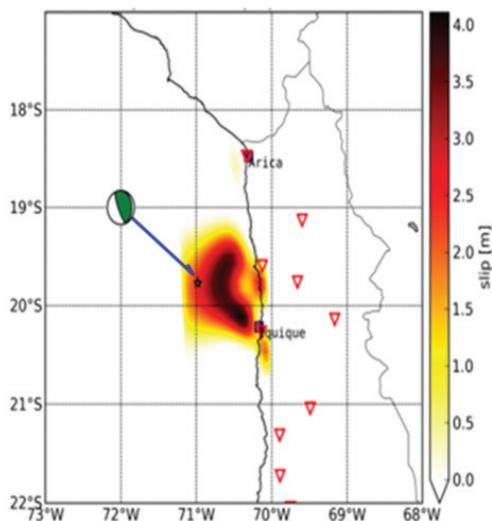


Figura 2 Epicentro sismo del 1 de abril de 2014 (CSN, 2014)

Estas amenazas son normales dentro del territorio chileno, destacándose durante el año 2015 los casos de terremotos, aludes, crecidas extraordinarias de caudales, entre otros (Galilea, 2016), para lo cual se ha comenzado con el desarrollo de métodos de gestión de desastres y desarrollo técnico de puentes (Valenzuela & Valenzuela, 2016).

En este contexto, se ha desarrollado un estudio sobre las técnicas de rehabilitación implementadas para solucionar patologías del tipo sismo-socavación, de tal manera que permita entregar los procedimientos generales de refuerzo efectuados en puentes tradicionales chilenos, como práctica habitual. Para ello se analizan los casos de estudios del Puente Camarones (ubicado en la zona norte de Chile) y San Luis (ubicado en la zona central del país), identificando tanto las patologías que afectaban a las estructuras como las técnicas de reparación y refuerzo implementadas. Se presentan refuerzos de estructuras debido a la vulnerabilidad asociada a ambas amenazas y con el objeto de mejorar su capacidad a partir de las nuevas recomendaciones que entrega el Manual de Carreteras en cuanto a capacidad estructural de los elementos y a la profundidad de socavación.

2 Casos de estudio

Se presentan los casos de estudio de los Puentes Camarones y San Luis para la identificación de los métodos de reparación y refuerzo frente a eventos de socavación y sismo.

2.1 Puente Camarones

El puente Camarones fue construido durante los años 60 y se encuentra ubicado en el sector de Cuya, en el kilómetro 1969 de la actual ruta 5 norte, provincia de Arica, en la XV Región de Arica y Parinacota, Chile.

El puente original, construido durante los años 60 (Figura 3), cuenta con 8 tramos de 31 [m] cada uno, los que en su totalidad conforman una longitud de 248 [m]. Su ancho total es de 9,8 [m] y está constituido por 2 pasillos de 0,90 [m], sumado a una calzada de 8 [m].



Figura 3 Vista general del puente Camarones

La superestructura está compuesta por 4 vigas metálicas de sección IN 1400 x 350 [mm] por tramo, las cuales se apoyan en placas de neopreno de 400 x 400 x 40 [mm]. En cepas y estribos las vigas se encuentran arriostradas por travesaños de hormigón armado, mientras que a lo largo de sus tramos los arriostramientos se materializan por perfiles rectangulares metálicos. Cabe mencionar

que los travesaños se encuentran unidos a los estribos, a través de barras de anclaje sísmico. Además, el puente cuenta con un tablero de hormigón armado cuya losa es de hormigón armado de 20 [cm] de espesor con pasillos a ambos lados, barandas metálicas livianas y barbacanas de 4".

La infraestructura está compuesta por:

- 2 estribos con elevaciones constituidas por un muro lleno con alas, ambos de hormigón armado, con fundación directa.
- 7 cepas con elevaciones constituidas por muro lleno de 6 [m] de altura, fundadas directamente.

2.1.1 Daños por socavación

Posterior a la crecida del río Camarones en febrero de 2001, la principal patología detectada es la socavación en las fundaciones de las cepas del puente, aproximadamente del orden de 2,3 [m]. Debido a esto, se han generado asentamientos e inclinación de las cepas (Figura 4), ocasionando descensos y desalineamientos del tablero del puente (Figura 5).



Figura 4 Socavación, asentamiento e inclinación



Figura 5 Descenso y desalineamiento del puente

I. Consideraciones para la reparación

Los trabajos realizados para la reparación del puente son:

- a) Reparación de la carpeta asfáltica

- b) Reposición de juntas de dilatación
- c) Limpieza y pintura de vigas metálicas existentes
- d) Reparación, limpieza y pintura de barandas existentes

II. Proyecto de refuerzo

El proyecto de refuerzo del puente considera el cambio en la tipología de las 7 cepas del puente, utilizando un sistema de fundaciones del tipo profundas, con el objeto de mantener en servicio la estructura. El proyecto del año 2001 considera una altura de socavación máxima de 3,64 m, una carga de diseño de camión AASHTO HS 20-44 más el 20% y se encuentra ubicado en la Zona Sísmica 3.

El proyecto de refuerzo consiste en el reemplazo de cada una de las cepas existentes por un sistema estructurado en base a 2 filas de 2 columnas tubulares hincadas, cada una de un diámetro de 1 [m] y un largo estimado de 23,4 [m], cuyos ejes se encuentran equidistantes del eje de la cepa existente con una separación de 2,5 [m]. Este sistema, en su extremo superior, considera una mesa de apoyo constituida por 2 vigas principales y 2 secundarias, las cuales tienen una longitud total de 8 [m] y 4,3 [m] respectivamente, ambas son del tipo cajón de 700 x 700 [mm]. Además, se proyecta el reemplazo del sistema de apoyo por placas de neopreno de 500 x 350 x 36 [mm] y el refuerzo de las vigas de la superestructura.

Para materializar el reemplazo de cada una de las cepas, se realizaron en primera instancia 4 perforaciones circulares sobre el tablero en la posición definitiva de las columnas (Figura 6), seguido de la hincada de estas últimas, utilizando una grúa desde la cual se suspende el martinete (Figura 7).

Posteriormente, las vigas de la superestructura fueron levantadas utilizando gatas hidráulicas apoyadas en las cepas existentes (Figura 8), para así continuar con el posicionamiento de las placas de neopreno, en conjunto con las vigas principales tipo cajón que conforman la mesa de apoyo (Figura 9).

Luego, se procede con las labores de refuerzo de las vigas de la superestructura, para esto se instalan atiesadores de carga y se refuerzan los atiesadores de rigidez que se encuentran ubicados sobre el apoyo de las vigas (Figura 10). Además, se instalan arriostramientos metálicos en la misma zona, junto con topes sujeciones metálicas (Figura 11).

Una vez terminado el refuerzo de vigas, las cepas nuevas se encuentran en condiciones de soportar la superestructura, por lo que se procede con la demolición de las cepas existentes (Figura 12). En paralelo a esto, se inician las faenas de mantenimiento del puente, que constan de la limpieza y aplicación de pintura en las vigas (Figura 13).

Al ser demolida la cepa existente, ya se cuenta con el espacio necesario para posicionar las vigas secundarias tipo cajón (Figura 14) y así dar fin a la construcción del nuevo sistema de cepas con fundaciones profundas.

Por último, se repararon las secciones del tablero que fueron afectadas por los trabajos de refuerzo, para lo cual se dispone el moldaje y enfierradura para las losas, seguido del hormigonado y posterior colocación de una carpeta asfáltica (Figuras 15, 16 y 17). En paralelo a esto, se termina de demoler las fundaciones directas de las cepas existentes.



Figura 6 Perforaciones en tablero



Figura 7 Hinca de pilotes metálicos



Figura 8 Levantamiento de la superestructura



Figura 9 Posicionamiento de vigas principales



Figura 10 Refuerzo de atiesadores de rigidez



Figura 11 Instalación de arriostros metálicos



Figura 12 Demolición de cepas existentes



Figura 13 Limpieza y pintura de vigas



Figura 14 Posicionamiento de vigas secundarias



Figura 15 Moldaje y enfierradura de losa perforada



Figura 16 Hormigonado de losa perforada



Figura 17 Capa asfáltica de losa perforada

2.1.2 Daños por terremoto

Según la inspección realizada post terremoto de abril de 2014, la principal patología detectada como consecuencia del evento sísmico corresponde a un problema de desplazamiento lateral de la superestructura. Producto de esto, elementos como vigas, placas de apoyo, topes sísmicos y elementos de sujeción resultaron con daños que requieren de trabajos de reparación (MOP, 2014).

La inspección mencionada se realiza a los dos días de ocurrido el evento sísmico, con la finalidad de implementar un proyecto de rehabilitación, que recupere las condiciones de servicio y seguridad para los usuarios en el menor tiempo posible. A continuación se detalla el estado del puente post terremoto.

a) Desplazamiento de tablero

El puente presenta desplazamientos laterales de mediana consideración, de acuerdo a lo siguiente:

- Entre los tramos 1 y 2 se aprecia un desplazamiento lateral de 10 [cm] a 15 [cm], específicamente sobre la cepa 1 (Figuras 18 y 19).
- Entre los tramos 3, 4, 5, 6, 7 y 8 el desplazamiento lateral es prácticamente imperceptible, siendo del orden de 1 [cm] aproximadamente.

b) Desplazamiento longitudinal (Figura 20)

En general no se aprecian desplazamientos importantes en el sentido longitudinal. No existen barras o topes sísmicos que restrinjan el desplazamiento longitudinal sobre las cepas.

c) Placas de apoyo

Se aprecia el desplazamiento de las vigas sobre las placas de apoyo del orden de los 2 [cm] a 7 [cm]. Por su parte, el tramo 1 sobre el estribo sur en la entrada del puente, presenta un desplazamiento del orden de 1 [cm] (Figura 21).

Además, se aprecian fragmentos de hormigón depositados entre la

viga y la placa de apoyo, los cuales no permiten que la viga se apoye de forma correcta en la placa de apoyo (Figura 22). Por último, se aprecia que las placas de apoyo se dañaron por efectos del sismo.

d) Sujeciones en las cepas

El desplazamiento sobre la cepa 1 generó que las sujeciones se doblaran en sentido vertical y lateral (Figura 23).

Además, se aprecia que algunas sujeciones fallaron al corte al recibir el golpe de la viga con la platabanda inferior de ésta (Figura 24).

e) Barras de anclaje

Se aprecia que las barras de anclaje en los estribos presentan inclinación debido al desplazamiento lateral del tablero, esta inclinación es del orden de 1 [cm] a 3 [cm] con respecto al plano vertical (Figura 25).

f) Vigas

En las cepas, las vigas presentan impactos debido a los golpes con las sujeciones, ocasionados por los movimientos transversales y verticales. Además, se aprecia una sección de viga en voladizo, aproximadamente de 2,3 [m], ya que en el año 2001 se realiza un refuerzo del puente, a través del cambio de tipología de la cepa (Figura 26).

g) Topes laterales en estribos

En los estribos se aprecian topes laterales solo en un lado del conjunto de vigas (Figura 27).

h) Juntas de dilatación

Las juntas de dilatación se encontraban en proceso de conservación, debido a lo anterior no es posible precisar algún tipo de deterioro producto del sismo. Sin embargo, debido al cambio de tipología de las cepas, existe una sección de las vigas en voladizo, provocando que la junta deba ser capaz de soportar movimientos verticales, laterales y longitudinales (Figura 28).



Figura 18 y Figura 19 Desplazamiento lateral entre tramo 1 y 2





Figura 20 Desplazamientos longitudinales del tablero



Figura 21 Desplazamiento vigas



Figura 22 Fragmentos de hormigón entre vigas



Figura 23 Sujeciones deformadas



Figura 24 Corte de sujetiones



Figura 25 Inclinación de las barras de anclaje de estribos



Figura 26 Desgaste de las vigas metálicas



Figura 27 Topes laterales de estribos



Figura 28 Junta de dilatación en etapa de conservación

El principal problema que presenta la estructura es el desplazamiento lateral del tablero, esto se debe principalmente a la inexistencia de barras de anclaje en las cepas y a la poca rigidez que aportan las sujeciones, que no fueron capaces de resistir los movimientos verticales y transversales. El desplazamiento longitudinal, aunque es mínimo, se debe a la no existencia de barras de anclaje en las cepas del puente. Cabe mencionar que fue durante la reparación del año 2001, cuando se cambia la tipología de las cepas, donde también se eliminan las barras de anclaje.

Por otra parte, el cambio de tipología en las cepas generó una consideración adicional, ya que una sección de la viga queda en voladizo, aproximadamente 2,3 [m], que entre los dos tramos suman 4,6 [m]. En este contexto, se debe tener en cuenta el tipo de junta a utilizar, las cuales deben permitir resistir los movimientos verticales del tablero en estos puntos.

Conocido el estado de la estructura, se especifican a continuación los trabajos o acciones correctivas a realizar para la reparación del

puente:

- Corrección del desplazamiento lateral.
- Cambio de la solución de los topes sísmicos en las cepas, para movimientos laterales, longitudinales y verticales.
- Incorporación de topes laterales en los estribos.
- Restitución de placas de apoyo.
- Reparación de las juntas de dilatación.
- Corrección del deterioro de vigas.

El proyecto de reparación se inicia con el reposicionamiento de los tramos de tablero que sufrieron desplazamientos laterales excesivos, y en los que el sistema de sujeción no fue capaz de resistir las solicitaciones sísmicas.

En primer lugar, se realiza el levantamiento de la superestructura mediante un sistema hidráulico y soltando levemente los anclajes de los estribos.

Posterior al izaje del tablero, se desplaza el sistema de vigas y losa a eje del puente, mediante la utilización de una placa de acero engrasada.

Al finalizar la faena de desplazamiento lateral, se posiciona la superestructura sobre las nuevas placas de apoyo y se realiza el apriete de las barras de anclaje.

Luego de haber alineado las vigas, se reemplazan las sujeciones existentes en las cepas, por un nuevo sistema en base a un perfil "Z", reforzado con placas rigidizadoras (Figura 29).

En el caso de los apoyos en que fue necesario el reemplazo de las placas de neopreno, se refuerza el perfil Z en un mayor grado con planchas que aumentan su inercia. Además, con el objetivo de corregir y evitar futuros daños en las vigas debido al contacto con los topes, se incorpora una placa de repartición soldada a la platabanda inferior, la cual funciona como elemento de sacrificio al recibir el contacto directo con el nuevo sistema de topes (Figura 30).

En el caso de los estribos, se reemplazaron los topes laterales existentes por un sistema de hormigón armado adosado a los travesaños, que genera un contacto directamente con la mesa de

apoyo de las vigas en el estribo. Para que este contacto no produzca daños en los elementos, se instalaron placas de neopreno, unidas a los estribos utilizando barras de acero inyectadas. Cabe destacar que los nuevos topes se encuentran ubicados entre las vigas.

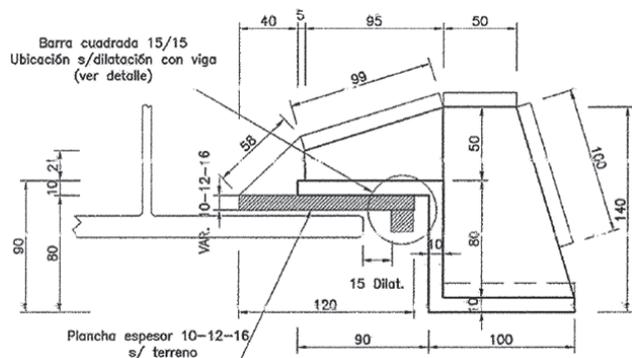


Figura 29 Detalle perfil Z, se observa refuerzo mediante placa rigidizadora

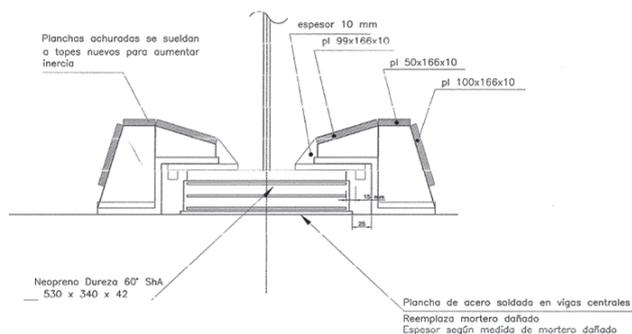


Figura 30 Detalle refuerzo de sujeciones en sector de apoyos

2.2 Descripción del puente San Luis

El puente San Luis se encuentra ubicado en el sector Chimbarongo – Auquenco – Chépica, provincia de Colchagua, en la VI Región del Libertador Bernardo O’Higgins, Chile. Corresponde a un puente carretero construido en el año 1930 sobre el estero Chimbarongo. (Valenzuela, 2010)

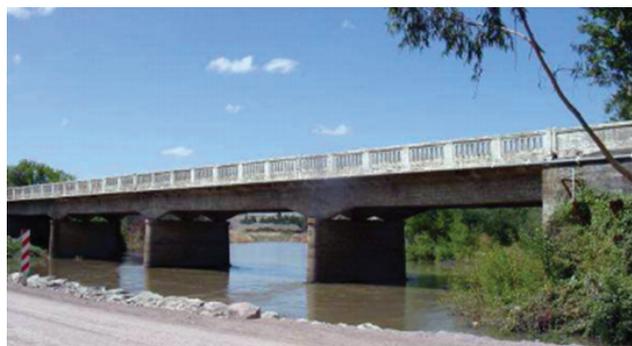


Figura 31 Vista general, puente San Luis

El puente tiene una longitud aproximada de 60 metros, compuesto por cuatro vanos, dos de 16,50 [m] y dos de 13,50 [m.] Su calzada es de 6 [m] más dos pasillos de 0,70 [m] cada uno (Figura 31). La superestructura está compuesta de tres vigas continuas de hormigón armado, una losa superior, pasillos y barandas de hormigón. La infraestructura consiste en 2 estribos de muro frontal y laterales llenos, de hormigón armado; además de 3 cepas tipo muro de hormigón armado con fundación de pilotes de acero de tipo doble riel.

2.2.1 Daños por socavación

La principal patología observada, y por la cual se realizan los trabajos de refuerzo, corresponde a un problema de socavación en las 3 cepas piloteadas del puente, llegando a un orden de 2 [m] (Figura 32). Producto de esto, las fundaciones sobre pilotes doble riel ferroviario presentan un alto grado de desgaste y oxidación. La socavación ha ido en aumento, por lo que se ha realizado el proyecto de refuerzo de las cepas mediante un sistema de pilotaje, con el objeto que el puente continúe en servicio.

En términos de socavación, no existían estudios de socavación de diseño, pero las condiciones de modificación del eje hidráulico por la construcción de un embalse aguas arriba, modifica la tasa de depósitos al presentarse aguas claras, lo cual incrementa los procesos de socavación y erosión.



Figura 32 Socavación y erosión en cepas, puente San Luis

A pesar de esto, el puente hasta la inspección del año 2003 no presenta descensos ni desalineamientos que indiquen falla. Aunque sí ha presentado problemas en los apoyos, especialmente en el sector de estribos, como también problemas con el sistema de barandas.

Adicionalmente, el puente presenta apoyos metálicos tipo rodillos en malas condiciones, con presencia de óxido y suciedad.

I. Consideraciones para la reparación

El puente no presenta deformaciones que indiquen su colapso, pero sí es necesario realizar reparaciones para restituir su puesta en servicio y asegurar durabilidad, ya que frente a una acción sísmica es muy probable que pueda colapsar la estructura.

Por la antigüedad del puente no se cuenta con planos de proyecto, lo que obliga a un estudio de la geometría en terreno. Conocido el estado de la estructura, se especifican a continuación los trabajos a realizar para la reparación del puente:

- a) Refuerzo de pilas con pilotes hincados metálicos.
- b) Cambio de carpeta de rodado por concreto asfáltico para puentes.
- c) Reparación y limpieza de sistemas de apoyo.
- d) Reemplazo de desagües y barbacanas.
- e) Reposición de juntas de dilatación (elastoméricas en acceso al puente).
- f) Reparación de hormigones dañados en todos los elementos estructurales (losa, vigas y pilas).
- g) Reparación de losa de calzada y pasillos (sellado de fisuras y grietas).
- h) Reparación, limpieza y pinturas de barandas existentes.
- i) Instalación de losas de acceso de 6 x 3 [m] en ambos extremos.
- j) Señalización. También se considera la mantención y desarme de un desvío provisorio, reparación e inyección de grietas, obras de acceso, mejoramiento de la señalización y seguridad vial, y obras de protección de cauce.

II. Proyecto de refuerzo

El proyecto incluye tanto refuerzo como reparación del puente y recoge su financiamiento a partir de fondos sectoriales realizados por empresas contratistas privadas.

En su diseño no rige el Manual de Carreteras, por lo que el camión de diseño es menor a un HS 20-44 más el 20%, aunque a la fecha del refuerzo se constataba el paso de vehículos mayores.

El trabajo principal del proyecto corresponde a un refuerzo de las tres cepas del puente mediante hincado de pilotes.

La metodología de instalación de pilotes que se utiliza es a través pilotera, emplazada en un terraplén adyacente al desvío sobre el cauce para evitar sobrecargar la estructura.



Figura 33 Trabajos de perforación de losa para hincado de pilotes

Se utilizan pilotes de tubos Yoder de 30 [cm] de diámetro y 12 [m] de longitud, que se hincan a través de perforaciones en la losa del tablero (Figura 33) hasta una profundidad tentativa, no superior a los 15 [m]. Estos pilotes se afianzan a la estructura de la pila mediante un encepado de hormigón armado (recrido de hormigón) que abrazan las fundaciones antiguas. Producto que los pilotes doble riel y el hormigón del encepado de las fundaciones con que cuentan las cepas muestran un deterioro más avanzado que el esperado, se efectúa un alzaprímado a modo de prevenir cualquier tipo de descenso diferencial, en una o todas las pilas existentes, mientras se ejecuta el hincado de pilotes tipo Yoder (Figura 34).



Figura 34 Hincado de pilotes

Con esta técnica de refuerzo es probable comprometer toda la estructura, si el proceso de hincado tuviese algún error al golpear. Por esta razón el alzaprímado se utiliza como un sistema de refuerzo, compuesto por marcos metálicos cimentados en bloques de hormigón sobre terreno debidamente compactado. Referente a este alzaprímado, se pretende sustentar la superestructura del puente mediante pilares metálicos o tubos, fijados a las vigas laterales, cuatro por cepa, empotrados en bloques de hormigón. Estos elementos son indispensables para impedir descensos diferenciales que dañarían las vigas continuas y la estructura general del puente.

La instalación de pilotaje se efectúa mediante la desviación del cauce del estero a través de un pretil, a fin de abordar su instalación en forma separada. También es posible realizarla (en algunos momentos de la obra) en seco o con un caudal mínimo, ya que la Dirección de Obras Hidráulicas de Chile autoriza el corte de agua por el estero para embalsarla para el verano. El trabajo se realiza con el caudal al mínimo, evitando superar los 60 [m³/s], para que de esta forma no afecte la estabilidad del desvío provisorio antes de su desarme. Respecto al cauce del Estero Chimbarongo, en el sector del puente, el desvío provisorio cuenta con ocho alcantarillas de tubo corrugado de 2 [m] de diámetro cada una. La protección del cauce en el área de proyección del puente se realiza mediante un zampeado (acorazado), para evitar erosiones en la fundación de estribos y pilas, además de enrocados en ambas riberas del cauce. Su ejecución se hace simultáneamente con los trabajos en las cepas.

3 Soluciones de refuerzo por socavación y sismo

Dado los antecedentes desarrollados en este documento, es posible observar semejanzas y diferencias en los proyectos de rehabilitación de los puentes Camarones y San Luis en la solución de patologías del tipo sismo-socavación, que permiten generalizar el método constructivo y plantear las posibles variantes o particularidades que puede presentar un proyecto respecto de otro.

Por un lado, ambas estructuras se ven afectadas por el mismo tipo de patología, socavación en sus fundaciones y daños en sus elementos antisísmicos. Además, en ambas soluciones se proyectan técnicas de reparación relativamente similares, que involucran la incorporación de pilotes metálicos hincados desde la parte superior del tablero, para resolver los problemas de socavación, y la reparación de elementos antisísmicos, que resultaron dañados producto de los movimientos laterales, longitudinales y verticales. De la misma forma, se puede agregar que la estructuración de uno y otro permite clasificarlos dentro de la categoría de “puentes tradicionales chilenos”.

En cuanto a sus diferencias, se destaca principalmente la longitud total y el número de tramos de los mismos. El puente Camarones cuenta con 8 tramos para una longitud de 248 [m], a diferencia del San Luis que cuenta con una longitud menor, del orden de los 60 [m] distribuidos en 4 tramos. Estos tramos se encuentran apoyados sobre cepas con fundaciones directas y cepas con fundaciones profundas con pilotes de acero del tipo doble riel, para el Camarones y San Luis respectivamente. Lo anterior permitió que la socavación afectara de manera distinta en ambas estructuras, ya que el puente Camarones presentaba asentamientos e inclinaciones, no detectadas en el puente San Luis. Por lo tanto, en el proyecto de rehabilitación de este último los pilotes metálicos cumplen la función de refuerzo, manteniendo en su lugar las cepas existentes, en cambio en el puente Camarones, luego de la incorporación de los pilotes metálicos, se eliminan las cepas existentes.

De esta forma es posible generalizar el método constructivo para la reparación de patologías del tipo sismo-socavación y mencionar las particularidades que se pueden presentar. En este contexto, la técnica recomendada para resolver problemas de socavación de los puentes en Chile corresponde a la incorporación de pilotes metálicos hincados, ya sea para el refuerzo o reemplazo de las cepas existentes. En el caso de daños producidos por la acción sísmica, se recomienda el reposicionamiento a eje de la estructura y la reparación de barras de anclaje sísmico que fijan la superestructura a la infraestructura y restringen los movimientos laterales, longitudinales y verticales que se puedan producir en un próximo evento sísmico.

Una tercera técnica para las mismas amenazas desarrollado en Chile corresponde al Método del Arco Atirantado (Valenzuela & Casas, 2010). El estudio permite realizar un refuerzo mediante el cambio del esquema estático de puentes de largo medio de vigas continuas de hormigón armado, utilizando para ello un arco atirantado con péndolas network en colaboración con péndolas verticales, entregando una nueva alternativa de refuerzo para puentes que

presenten graves problemas de socavación o daño importante en sus cepas, gracias a la posibilidad de eliminación de ellas (Figura 35).

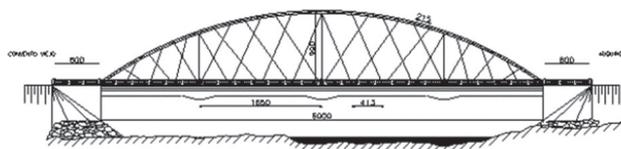


Figura 35 Esquema final, método del arco atirantado

Finalmente, se puede definir las metodologías de refuerzo chilenas en el siguiente esquema (Figura 36).

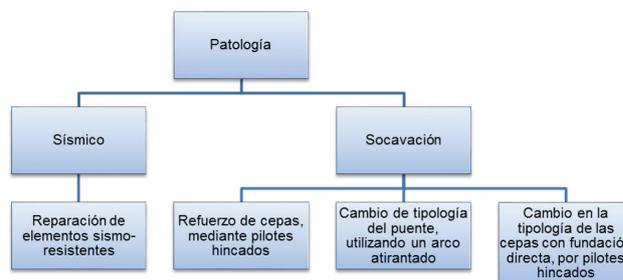


Figura 36 Técnicas de reparación y refuerzo utilizadas para solucionar patologías del tipo sismo-socavación

4 Conclusiones

Las principales patologías de los puentes tradicionales en Chile, considerando amenazas externas, corresponden a los efectos de los eventos sísmicos y la socavación producto de los regímenes de torrente de los ríos.

Casos de estudio como los Puentes Camarones y San Luis son habituales en los proyectos de reparación y refuerzo frente a estas patologías.

El caso del Puente Camarones posterior a la crecida del 2001 y terremoto 2014 presentó patologías de: socavación que afecta a la mayoría de las cepas y desplazamientos laterales de la superestructura, respectivamente.

El caso del San Luis posterior a crecidas del año 2003 presentaba un alto grado de socavación, sin presencia de descensos ni desalineamientos de la estructura.

Se presentaron tres técnicas de refuerzo frente a socavación-sismo aplicados a los casos de estudio: refuerzo de cepas mediante pilotes, reemplazo de cepas y utilización del método del arco atirantado.

Finalmente, la aplicación del método del arco atirantado, si bien es factible para el puente San Luis, para el puente Camarones, requiere de un análisis técnico-económico más detallado, tomando en consideración estructuras que cuentan con una mayor longitud total. Por lo tanto, se dejan abiertas nuevas líneas de investigación, respecto a la factibilidad de la aplicación de esta alternativa.

Referencias

- [1] CSN, Universidad de Chile. 2014. Centro Sismológico Nacional. [En línea] Abril de 2014 [Citado el: 9 de Julio de 2016.] http://www.sismologia.cl/pdf/informes/terremoto_iquique_2014.pdf.
- [2] MOP, Departamento de Puentes, Dirección de Vialidad, Ministerio de Obras Públicas. Informe de puentes: región de Arica y Parinacota y región de Tarapacá, 2014.
- [3] DGA. División de Estudios y Planificación. Dirección General de Aguas. Ministerio de Obras Públicas [En línea] Octubre de 2010. [Citado el: 5 de Julio de 2016.] <http://documentos.dga.cl/REH5221.pdf>.
- [4] OCRAP – Observatorio de Cuencas Región de Arica y Parinacota. [En línea] Newtonberg Publicaciones Digitales, 2012. [Citado el: 5 de Julio de 2016.] <http://www.newtenberg.com/cuencas/591/w3-channel.html>.
- [5] Galilea, S. – "Presentación sobre la experiencia del Ministerio de Obras Públicas de Chile en las Catástrofes del 2015", Anexo 13, Reunión GTE sobre Gestión de Riesgos de Desastres, Cosiplan Foro IIRSA, Lima, Perú, 2016.
- [6] Valenzuela, M. – *Refuerzo de Puentes Existentes por Cambio de Esquema Estático. Aplicación al Puente San Luis en Chile*, Tesis de Máster, BarcelonaTECH, Barcelona, España, 2010.
- [7] Valenzuela, M.; Casas, J. R. – "Bridge strengthening by structural change: from continuous beam to network arch, Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization". Proceedings of the Fifth International IABMAS Conference, Filadelfia, EEUU, 2010.
- [8] Valenzuela, N.; Valenzuela, M. – "Presentación sobre Metodología DFS, innovación en análisis avanzado de riesgo", Taller Binacional (Chile-Perú) sobre Gestión de Riesgo de Desastres Cosiplan Foro IIRSA, Arica, Chile, 2016.

New solutions for rapid repair and retrofit of RC bridge piers

Novas soluções para reparação rápida e reforço de pilares de ponte de BA

Junqing Xue | Davide Lavorato
Alessandro V. Bergami | Jiajie Wu
Yufan Huang | Baochun Chen
Camillo Nuti | Angelo M. Tarantino
Bruno Briseghella | Giuseppe C. Marano
Silvia Santini

Abstract

In this paper, two new rapid repair techniques for strongly damaged Reinforced Concrete (RC) bridge piers are presented. New longitudinal shaped rebar parts substitute the damaged rebar parts whereas a concrete jacket built by self-compacting concrete (SCC) or ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) restores the damaged concrete parts.

The shaped rebar is designed to assure the proper plastic dissipation in plastic hinge. Finally, the shear strength and ductility improvements are assured by carbon fiber reinforced polymer (C-FRP) wrapping or by the fibres contribution in case of UHPFRC jacket. These interventions are tested experimentally by cyclic tests on 1:6 RC pier specimens at the lab of Fuzhou University. The first experimental results are discussed comparing the responses of the repaired and retrofitted specimens by the two presented techniques, with the ones of the specimens before damage.

Resumo

Neste artigo são apresentadas duas novas técnicas para a reparação de pilares de ponte em betão armado severamente danificados. Nova armadura longitudinal é adotada em substituição da armadura danificada, e as seções onde se observam danos no betão são reparadas recorrendo ao encamisamento em betão autocompactável (SCC) ou em betão de ultraelevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC).

A armadura de reforço é dimensionada de forma a garantir uma adequada dissipação de energia na região da rótula plástica. Finalmente, as melhorias de resistência ao corte e de ductilidade são asseguradas pelo encamisamento das seções com polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) ou pela contribuição de fibras nos casos em que se adota o encamisamento com UHPFRC. Estas soluções de reparação e reforço foram avaliadas experimentalmente com recurso a ensaios cíclicos em provetes à escala 1:6 realizados nos laboratórios da Universidade de Fuzhou. Os resultados experimentais preliminares são discutidos comparando a resposta dos pilares reparados e reforçados recorrendo às duas técnicas em estudo com os resultados obtidos em ensaios análogos de pilares sem dano prévio.

Keywords: RC bridge / Repair / Retrofitting / C-FRP / Ultra-high performance fiber reinforced concrete

Palavras-chave: Pontes de BA / Reparação / Reforço / CFRP / Betão de ultra-elevado desempenho reforçado com fibras

Junqing Xue

Assistant Researcher
College of Civil Engineering, Fuzhou University
Fuzhou, China
junqing.xue@fzu.edu.cn

Davide Lavorato

Assistant Professor
Dept. of Architecture, University of Roma Tre
Roma, Italy
davide.lavorato@uniroma3.it

Alessandro V. Bergami

Postdoctoral Researcher
Dept. of Architecture, University of Roma Tre
Roma, Italy
alessandro.bergami@uniroma3.it

Jiajie Wu

Graduate Student
College of Civil Engineering, Fuzhou University
Fuzhou, China
258506588@qq.com

Yufan Huang

College of Civil Engineering, Fuzhou University
Fuzhou, China
yufanhuang@fzu.edu.cn

Baochun Chen

Full Professor
College of Civil Engineering, Fuzhou University,
Fuzhou, China

Aviso legal

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

Legal notice

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

XUE, J. [et al.] – New solutions for rapid repair and retrofit of RC bridge piers. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 4. ISSN 2183-8488. (julho 2017) 105-112.

Camillo Nuti

Full Professor
Dept. of Architecture, University of Roma Tre
Roma, Italy
camillo.nuti@uniroma3.it

Angelo M. Tarantino

Full Professor
Dept. of Engineering, University of Modena and Reggio, Italy
angelomarclo.tarantino@unimore.it

Bruno Briseghella

Full Professor
College of Civil Engineering, Fuzhou University
Fuzhou, China
bruno@fzu.edu.cn

Giuseppe C. Marano

Full Professor
College of Civil Engineering, Fuzhou University
Fuzhou, China

Silvia Santini

Professor
Dept. of Architecture, University of Roma Tre
Roma, Italy
silvia.santini@uniroma3.it

1 Introduction

In recent years, the use of advanced technologies and materials has made the repairing and seismic upgrading of reinforced concrete (RC) bridges seriously damaged by earthquakes an increasingly valid and sustainable alternative solution to reconstruction. The time necessary to re-open a bridge damaged after a strong earthquake becomes a key issue in the selection of the proper repair and retrofitting interventions. Different solutions were presented in literature to execute rapid repair interventions on RC columns or piers ([1]-[3], [4]-[18]).

In this paper, a new rapid repair and retrofitting solution is presented to improve the repair and retrofitting interventions tested experimentally with very good results on an irregular bridge (Figure 2) at the lab of the Dept. of Architecture of the University of Roma Tre in Italy and at the lab of the College of Civil Engineering at the Fuzhou University in China ([4]-[18], Figure 1).

The previous repair and retrofitting solution consisted in: the substitution of the damaged rebar parts using new longitudinal and transversal rebar parts (Figure 1a), the restoration of the damaged concrete parts using a SCC (self-compacting concrete) concrete jacket without modify the pier dimension (Figure 1b). It is highlighted that the substitution of damaged stirrups should be limited to use of a minimum stirrups content to permit the SCC new concrete casting and so the application of an external C-FRP wrapping (Figure 1c) is necessary to increase the pier shear strength and ductility.

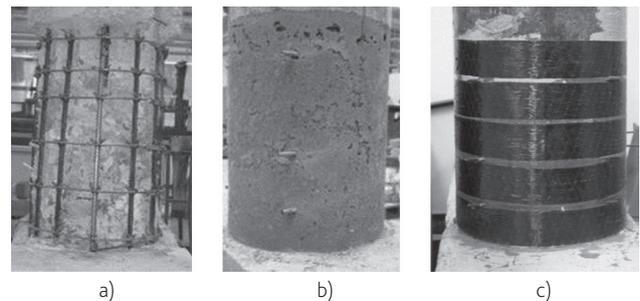


Figure 1 Previous rapid repair and seismic retrofitting solution for damaged Italian and Chinese bridge piers [4]-[14]:

- damaged rebar parts substitution,
- concrete restoration and
- seismic retrofitting by C-FRP wrapping

This repair solution is upgraded here using a UHPFRC concrete jacket to restore the damaged concrete parts: this jacket can improve the original insufficient pier shear strength thanks to the fibre contribution and so no stirrups and external C-FRP wrapping are necessary reducing the number of the repair and retrofitting operations with great time and cost saving (Figure 3). The experimental tests on some UHPFRC material specimens considering different steel fibre volume contents (1, 2 or 3%) were carried out at Fuzhou University lab. These tests permitted the definition of the correct fibre content to provide the necessary shear strength improvement on the base of the CNR-DT 204/2006 guideline formulation [29]. The new longitudinal rebar parts are shaped

as in case of the previous interventions [12] assuring the proper distribution of the plastic deformation to dissipate the input seismic energy along the new rebar parts in plastic hinge only. However, the new rebar connection system used to connect the new rebar part to the undamaged original ones (anchorage and undamaged rebar part outside the plastic hinge) is upgraded. This connection system can be realized in a simple and efficient way in situ by means of a V shaped steel coupler element and two symmetric welding joints with geometries designed properly to guarantee that the connection is stronger than the connected rebar. An irregular bridge (Figure 2) was identified as critical structure inside of an infrastructures and structures network with seismic critical issues ([19]-[21]). The most stressed pier of this bridge (7 m pier, Figure 2) during the application of the seismic actions, was selected to apply the upgraded repair and retrofit solutions. Some pier specimens (scale 1:6), which are representative of the 7 m bridge pier (Figure 2), were damaged seriously in plastic hinge by cyclic test and then repaired by means of the upgraded interventions to be tested experimentally at the Fuzhou lab by cyclic test. The comparison between the experimental behaviour of the pier specimens repaired by the previous or by the upgraded solution is discussed.

2 Prototype of RC bridge

An irregular RC bridge (Figure 2) is designed per Chinese codes ([22]-[24]). The transversal pier steel reinforcement reproduced the one of some existing bridges with insufficient shear reinforcement to consider the problem of the shear and ductility retrofitting during the repair operations (common problem for many existing RC bridges) ([25]-[28]). The RC bridge geometries are shown in Figure 2, whereas the design details for the steel reinforcement of the bridge piers are described in [15]. This study focuses on the 7 m (Figure 2) pier of the bridge which is the most stressed one during the application of the seismic actions.

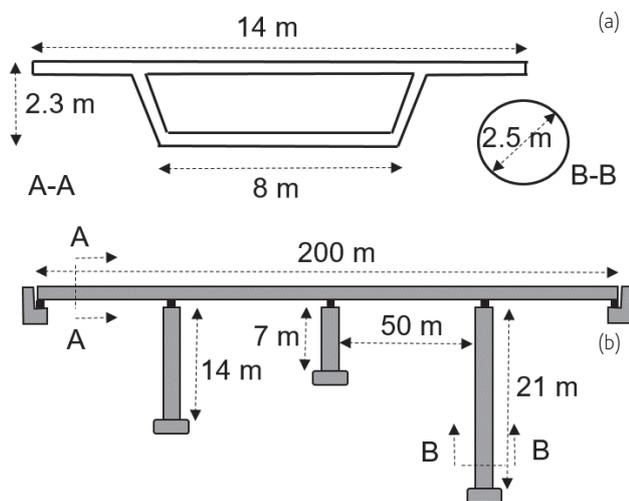


Figure 2 Irregular RC bridge geometries: a) deck and pier sections [m], b) irregular pier configuration

3 Proposed solutions for rapid repair and retrofit of RC bridge piers

The repair and retrofitting solutions presented in [4]-[14] were upgraded to reduce time and cost of the interventions guaranteeing safety, efficiency and feasibility. These upgraded repair solutions consist of: the damaged concrete and rebar parts removal along the entire pier surface in plastic hinge zone only (Figure 3a); the substitution of the longitudinal damaged rebar parts by new shaped rebar parts (Figure 3b); the damaged concrete restoration and the pier shear strength and ductility improvements by means of an UHPFRC (Ultra-High performance Fibre Reinforced Concrete) concrete jacket (CJ)(Figure 3c). The new longitudinal rebar parts are shaped reducing the rebar diameter respect to the one of the original ones, as in case of the previous interventions assuring the proper distribution of the plastic deformation to dissipate the input seismic energy along the new rebar parts in plastic hinge only. However, the new rebar connection system used to connect the new rebar part to the undamaged original ones (anchorage and undamaged rebar part outside the plastic hinge) is upgraded. This connection system can be realized in a simple and efficient way in situ by means of a V shaped steel coupler element and two symmetric welding joints with geometries designed properly to guarantee that the connection is stronger than the connected rebar. This connection can be realized in modest space (removed concrete parts, Figure 3a) and guarantees that the rebar connection is realized along the same axis avoiding local bending action on the connection. The use of strong connection systems and shaped rebar assures that the high local plastic deformations and ruptures, which were observed in some rebar welding connections in [11], are avoided.

The UHPFRC concrete jacket used to restore the damaged concrete parts improve the original insufficient pier shear strength thanks to the fibre contribution and so no stirrups and external C-FRP wrapping are necessary reducing the number of the repair and retrofitting operations with great time and cost saving. The pier geometries are not modified as the CJ substitutes the removed concrete parts only and the pier appearance does not change after repairing.



Figure 3 Upgraded rapid repair and seismic retrofitting solution for damaged RC bridge piers: a) damaged concrete and rebar parts removal; b) longitudinal rebar substitution using the new connection system by V-shape steel plate and symmetric welding joints; c) concrete restoration by UHPFRC concrete jacket

The UHPFRC was designed: to have a great pass-ability during the casting in very modest space with steel reinforcement (as a self-compacting concrete); to develop the maximum compressive and tensile strengths after a few days (4-6 days) for a rapid re-opening of the bridge; to assure the necessary CJ shear strength by steel fibres contribution to improve the shear strength of the repaired specimen without using stirrups and external C-FRP wrapping; to have a very good durability by the fibres that reduce the crack opening.

Three different UHPFRC mix designs were considered (Table I) using the same concrete matrix but different steel fibre volume contents (1 %, 2 % or 3 %) to evaluate the correct fibre content to provide the necessary shear strength improvement on the base of the CNR-DT 204/2006 guideline formulation [29] as it will be shown in the next section. The base concrete matrix includes: a super-plasticizer, silica fume and fine sand to guarantee high mobility and pass ability like the ones of a self-compacting concrete (SCC).

Table I Selected mix designs of the Ultra-High Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) developed at Fuzhou University Lab

Steel fibre content	Water/cement (W/B)	Cement (C)	Silica fume/cement (SF/C)	Sand/cement (S/C)	Superplasticizer/cement (Su/C)
1 %	0.26	1.00	0.30	1.20	0.025
2 %					
3 %					

The steel fibres have an ultimate tensile strength of 2000 MPa and modulus of elasticity of 200 GPa. The mechanical performance of the UHPFRC depends on the aspect ratio and the volume fraction of the fibres. The selected fibres are straight and smooth with length $l_f = 13$ mm and equivalent diameter $d_f = 0.20$ mm. Different percentage of fibres (V_f) were considered 1 %, 2 % and 3 % (volume of steel fibres to the volume of concrete) to evaluate the corresponding shear strength contribution and the fresh state properties to permit the casting of the concrete in modest space. UHPFRC specimens were made at the lab of Fuzhou University and tested by compression and flexion tests. The compression tests were executed on three UHPFRC cube specimens (100 x 100 x 100 mm) for each fibre percentage after 6 days to evaluate the cylindrical compression strength (f_{cm6}) developed by the specimens in short time (Table II). The mean value of the cylindrical compressive strength after 28 (f_{cm28}) days was also calculated per FIB model code 2010 [30] (Table II).

The comparison between cylindrical compressive strength after 6 or 28 days shows that almost the maximum strength value was exhibited after 6 days. This result confirms that the UHPFRC is a good material for a rapid concrete restoration. Finally, flexion tests were carried out on three prismatic specimens for each steel fibre percentage (100 x 100 x 400 mm prismatic specimen bended under four flexion points) with a notch size of 30 mm obtaining an equivalent flexural strength (f_{eq2}) corresponding to crack opening of 1.8 mm in agreement with the CNR-DT 204/2006 [29] (Table II). The characteristic value of the ultimate tensile residual strength (f_{Ftuk}) was also obtained from CNR-DT 204/2006 (Table II).

Table II UHPFRC mechanical properties: volume percentage of steel fibres in concrete (V_f), cylindrical compression strength after 6 days (f_{cm6}) and after 28 days (f_{cm28}); equivalent flexural strength (f_{eq2}), ultimate tensile residual strength (f_{Ftuk}); shear strength of the UHPFRC concrete jacket ($V_{Rd,UHPFRC}$), shear strength of the original pier concrete core ($V_{Rd,OC}$), total shear strength of the repaired specimen ($V_{Rd,tot}$)

V_f	f_{cm6} [MPa]	f_{cm28} [MPa]	f_{eq2} [MPa]	f_{Ftuk} [MPa]	$V_{Rd,UHPFRC}$ [kN]	$V_{Rd,OC}$ [kN]	$V_{Rd,tot}$ [kN]
1 %	84.0	99.0	12.3	4.1	137.1	49.8	186.9
2 %	91.0	108.0	15.1	5.0	149.3	49.8	199.1
3 %	97.0	114.0	16.5	5.5	156.1	49.8	205.9

4 Upgraded repair and retrofitting solution applied on RC pier specimens

The main damage of the RC bridge in Figure 2 focuses on the 7 m pier; the most stressed pier during the seismic action application. For that reason, some 1:6 scaled specimens of this pier were designed and built to apply the upgraded repair and retrofitting solutions.

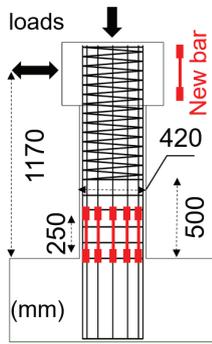
The pier specimen concrete geometries and steel reinforcement configuration were obtained starting from the ones of the full-scale pier using different scale factors. The similitude between full scale and 1:6 scaled pier behaviours in term of flexural and shear strength, stirrups confinement effect is guaranteed [31]. The perfect geometric scaling of the materials (concrete and rebars) is not necessary allowing the use of ordinary concrete mixing and commercial steel rebars simplifying the construction of the pier specimens.

Each 1:6 pier specimens have: section diameter equal to 420 mm, pier height equal to 1170 mm, longitudinal steel reinforcement composed by 14 rebars with diameter of 18 mm and transversal steel reinforcement with diameter of 4 mm and space of 60 mm (Table III). The pier specimen transversal reinforcement is insufficient to sustain the seismic shear resulting from the capacity design criteria: the pier specimen is representative of an existing bridge pier with seismic deficiencies.

In this paper, two piers specimens labelled as P-1 and P-3 were retrofitted by means of one or two C-FRP layers respectively to increase the original insufficient shear strength and ductility (Table III). The C-FRP mechanical properties are: thickness of 0.167 mm, elastic modulus 242 GPa and maximum design deformation of 0.005.

Table III Geometries and reinforcement configurations for the 1:6 scaled retrofitted pier specimens (P1, P3) and the repaired and retrofitted pier specimens (R-1, R-3): concrete jacket (CJ) material, length (L_s) and diameter (ϕ_{SR}) of the shaped rebar part in plastic hinge. Transversal reinforcement in plastic hinge, number (n_e) of the external C-FRP wrapping layers [mm]

Pier	CJ	Shaped Rebar part		Trans. Reinf.	C-FRP layer
		L_s	ϕ_{SR}		
P-1	SCC	-	-	$\phi 4/60$	1
P-3	SCC	-	-		2
R-1	SCC	250	15	No	1
R-3	UHPFRC	250	15	No	No



Note: concrete jacket (CJ) types: self-compacting concrete (SCC); Ultra-High performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) developed at Fuzhou University Lab.

The specimens P-1 and P-3 were severely damaged at plastic hinge zone after cyclic tests. These specimens were repaired and retrofitted (Table III) and labelled as R-1 and R-3 respectively.

The specimen R-1 was repaired by means of the previous repair and retrofitting solution (Figure 1) using 14 longitudinal shaped rebar parts (one for each longitudinal rebar), new stirrups, a new SCC CJ and an C-FRP wrapping with one layer (Table III).

Differently, the specimen R-3 was repaired by means of the upgraded solution using 14 longitudinal shaped rebar parts and an UHPFRC CJ without new stirrups and external C-FRP wrapping (Figure 3). The UHPFRC with steel fibre content equal to 2% was selected to build the CJ jacket. In fact, the UHPFRC CJ shear strength contribution ($V_{Rd,UHPFRC}$) using 2% of steel fibre content on the base of the CNR-204/2006 4.2 formulation [29] is equal to 149.3 kN (Table II). The total pier specimen shear strength ($V_{Rd,tot}$, Table II) obtained adding the CJ contribution ($V_{Rd,UHPFRC}$, Table II) to the original pier specimen core contribution ($V_{Rd,OC}$, Table II) is greater than the design shear action of about 196.3 kN.

This design shear action was evaluated on the base of the P-3 undamaged specimen experimental test. The new longitudinal shaped rebar parts, which were used for damaged rebar substitution for R-1 and R-3 had the same shaped rebar part length (L_s) and diameter reduction (ϕ_{SR}) (Table III).

5 Experimental cyclic tests on repaired and retrofitted pier specimens

Some cyclic tests were carried out on the repaired and retrofitted pier specimens R-1 and R-3 (Table III) to evaluate experimentally the effectiveness of the proposed repair operations. A constant vertical load of 266 kN (deck weight) was applied on the top of the specimens during the tests and then the same horizontal displacements history (Figure 5) was applied on the top pier specimens. This vertical load and this displacement history (Figure 4) are the same used in case of the undamaged control specimens P-1 and P-3.

The displacement history is representative of the resulting displacement history on the central bridge pier (Figure 2) when the bridge in Figure 2 is subjected at the seismic action first equal to Tolmezzo (PD1) and then equal to Tolmezzo scaled to double (PD2) accelerograms [11].

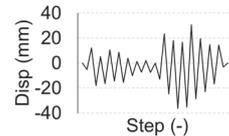


Figure 4 Cyclic tests on 1:6 pier specimens (P1, P3, R1, R3): displacements histories applied on the pier specimens during cyclic tests; cyclic test setup at Fuzhou University Lab

The force vs. displacement cyclic curves of the specimens R-1 and R-3 (dashed black line, Figure 5) and the ones of the retrofitted specimens P-1 and P-3 (continuous black line, Figure 5) are compared in Figure 5.

It is seen that, each repaired specimen thanks to the shaped rebar parts, shown a very good cyclic behaviour: the force- displacement cycles are wide and stable and so the proper seismic energy dissipation is guaranteed. Furthermore, the specimens did not show premature shear ruptures in accordance with the capacity design criteria.

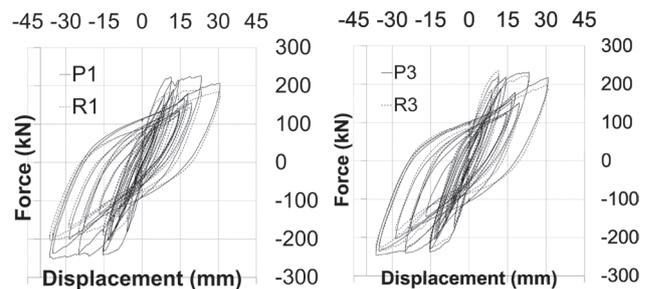


Figure 5 Cyclic tests on 1:6 pier specimens: force vs. displacement curves for the repaired and retrofitted specimen R-1 and R-3 (dash black lines) and for the retrofitted specimens P-1 and P-3 (continuous black lines)

The specimen R-1 shows a maximum reaction force smaller than the one of the P-1 specimen. It is expected as the longitudinal shaped rebar part in R-1 has a reduced diameter respect to the one of the specimen P-1 (Table III): it is inevitable that the maximum resisting moment of the section and the corresponding maximum reaction force is smaller.

The same reaction force reduction could be expected in case of R-3 specimens, as the longitudinal shaped rebar reduction is the same (Table III), but this specimen showed a reaction force very similar to the one of the retrofitted specimen P-3 without reduced longitudinal rebar diameter. This value of the R-3 reaction force could be due to the high strength of the UHPFRC that reduce the compressed section zone and so increase the inner section arm.

Damage at the pier specimens base are shown in Figure 6 for specimens R-1 and R-3. Some horizontal cracks appeared at the pier base of the specimen R-1 (Figure 6a) and R-3 (Figure 6b) in correspondence of the base sections where the shaped rebars are placed. The upgraded rebar connection system is efficient: no connection ruptures were observed and plastic deformation focuses along the shaped rebar parts just above the rebar connection as it is evident by concrete cracking on pier surface.

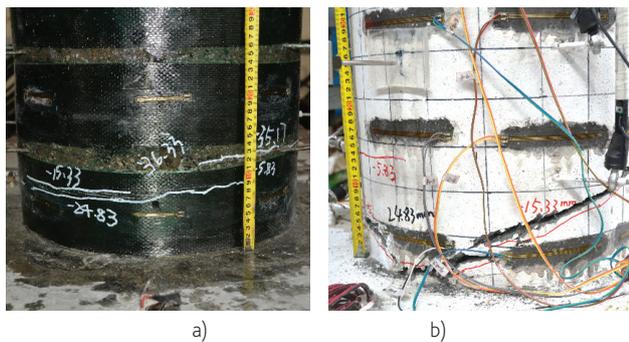


Figure 6 Damage at the pier base of the repaired and retrofitted pier specimens R-1 (a) and R-3 (b) after the cyclic tests at the Fuzhou University Lab

6 Conclusions

Some upgrades of the repair and retrofit techniques tested successfully in [11] are presented and applied on some 1:6 scaled damaged RC bridge pier specimens. The upgraded techniques are simpler than the previous ones and permit time and cost saving by using an UHPFRC concrete jacket. Cyclic tests were carried out on two pier specimens (P-1 and P-3) retrofitted by C-FRP wrapping to damage them. The specimens R-1 was repaired by the previous techniques and the specimen R-3 was repaired by the upgraded techniques (Table III) to be tested by cyclic tests applying the same loads and displacement histories used for the specimens P-1 and P-3. The comparisons among the experimental cyclic test results on the repaired and retrofitted specimens R-1 and R-3 and on the retrofitted specimens P-1 and P-3 show:

- The rebar connection system is simple to realize in situ and efficient as no connection ruptures were observed at the end of the tests.

- The intervention on R-1 cannot restore completely the original maximum reaction force of the pier P-1 as the new shaped rebar parts have a reduced diameter with respect to the original ones. However, the shaped rebar and the C-FRP wrapping increase the ductility and the energy dissipation capacity of the pier and so the design force may be reduced.
- The intervention on R-3 can restore the original maximum reaction force of the pier P-3 by means of the high compressive strength of the UHPFRC. The concrete high strength maybe increases the section inner lever arm and the section resisting moment and the corresponding reaction force results greater.
- The UHPFRC exhibits almost the maximum compression strength after 6 days and provides the shear strength improvement: a bridge can be repaired and retrofitted in short time with cost saving. Existing bridges are usually designed without considering the effects of the nonsynchronous actions but this design practice can be unsafe. The repair intervention can be an occasion to improve also the bridge response in case of asynchronous actions [32]-[35].

Acknowledgements

The authors gratefully acknowledge the funding by "National Natural Science Foundation of China (U1305245)", the "Recruitment Program of Global Experts Foundation (TM2012-27)" and "The Laboratories University Network of seismic engineering" (ReLUIS), research project ReLUIS/DPC 2015-2017. This research is also supported by the Sino-Italian Center FZU-RM3 (Fuzhou University and Universities of Roma Tre), SIBERC (Sustainable and Innovative Bridge Engineering Research Center of Fuzhou University, China) and the Proof testing and Research in Structures and Materials Laboratory (PRISMa) of the Roma Tre University.

Authors thank Prof. Tao Ji for the assistance in the development of the UHPFRC, Kerakoll S.p.A. and ISTRICE (Fili & Forme Srl) for having provided the materials for the development of the UHPFRC at Roma Tre University.

References

- [1] Sun, Z.; Wang, D.; Du, X.; Si, B. – "Rapid repair of severely earthquake-damaged bridge piers with flexural-shear failure mode". *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2011.
- [2] He, R.; Sneed, L. H.; Belarbi, A. – "Rapid Repair of Severely Damaged RC Columns with Different Damage Conditions: An Experimental Study". *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 2013.
- [3] Cheng, C. T.; Yang, J. C.; Yeh, Y. K.; Chen, S. E. – *Seismic performance of repaired hollow-bridge piers*. *Construction and Building Materials*, Elsevier Science Ltd, 2003.
- [4] Albanesi, T.; Lavorato, D.; Nuti, C. – "Prove sperimentali monotone e cicliche su barre di acciaio inox". Proceedings of the conference Sperimentazione sui materiali, Venezia, 2006.
- [5] Albanesi, T.; Lavorato, D.; Nuti, C.; Santini, S. – "Pseudo-dynamic tests on repaired and retrofitted bridge". In Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China (pp. 12-17), 2008a.

- [6] Albanesi, T.; Lavorato, D.; Nuti, C.; Santini, S. – "Experimental tests on repaired and retrofitted bridge piers". In Proceedings of the International FIB Symposium (pp. 673-678), 2008b.
- [7] Albanesi, T.; Lavorato, D.; Nuti, C.; Santini, S. – "Experimental program for pseudodynamic tests on repaired and retrofitted bridge piers". *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(6), 671-683, 2009.
- [8] Lavorato, D.; Nuti, C. – "Seismic response of repaired bridges by pseudodynamic tests. Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization". Proceedings of the 5th International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management. Pennsylvania, USA, 11-15 July, 2010a.
- [9] Lavorato, D.; Nuti, C.; Santini, S. – "Experimental Investigation of the Seismic Response of Repaired R.C. Bridges by Means of Pseudodynamic Tests". IABSE Symposium, Large Structures and Infrastructures for Environmentally Constrained and Urbanised Areas, Venice, 22-24 September 2010b.
- [10] Lavorato, D.; Nuti, C. – "Pseudo-dynamic testing of repaired and retrofitted r.c. bridges". Proceedings of Fib Symposium Concrete Engineering for Excellence and Efficiency, Czech Republic, Prague, 8-10 June 2011.
- [11] Lavorato, D.; Nuti, C. – "Pseudo-dynamic tests on reinforced concrete bridges repaired and retrofitted after seismic damage". *Engineering Structures*, 94, 96-112, 2015.
- [12] Zhou, Z.; Lavorato, D.; Nuti, C.; Marano, G. C. – "A model for carbon and stainless steel reinforcing bars including inelastic buckling for evaluation of capacity of existing structures COMPDYN 2015" - 5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 2015.
- [13] Zhou, Z.; Lavorato, D.; Nuti, C. – "Modeling of the mechanical behavior of stainless reinforcing steel". Proceedings of the 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering. Université Laval, Canada, July 21-23, 2014. ISBN 978-2-9806762-2-2.
- [14] Zhou, Z.; Nuti, C.; Lavorato, D. – "Modified Monti-Nuti model for different types of reinforcing bars including inelastic buckling. Proceedings of ACE 2015 Advances in Civil and Infrastructure Engineering". International Symposium Vietri sul Mare, Italy, 12-13 June 2015.
- [15] Lavorato, D.; Nuti, C.; Santini, S.; Briseghella, B.; Xue, J. – "A repair and retrofit intervention to improve plastic dissipation and shear strength of Chinese rc bridges". In IABSE Symposium Report (Vol. 105, No. 9, pp. 1-6). International Association for Bridge and Structural Engineering. IABSE Conference Geneva, 2015.
- [16] Huang, Y.; Briseghella, B.; Zordan, T.; Wu, Q.; Chen, B. – "Shaking table tests for the evaluation of the seismic performance of an innovative lightweight bridge with CFST composite truss girder and lattice pier". *Engineering Structures*, 75, 73-86, 2014.
- [17] Lavorato, D.; Bergami, A. V.; Nuti, C.; Briseghella, B.; Tarantino, A. M.; Santini, S.; Huang, Y.; Xue, J. – "Seismic damaged Chinese rc bridges repaired and retrofitted by rapid intervention to improve plastic dissipation and shear strength". Proceedings of 16WCEE 2017, Santiago Chile, January 9th to 13th 2017.
- [18] Lavorato, D.; Bergami, A. V.; Nuti, C.; Vanzi, I.; Briseghella, B.; Xue, J.; Tarantino, A. M.; Marano, G. C.; Santini, S. – "Ultra-high-performance fibre-reinforced concrete jacket for the repair and the seismic retrofitting of Italian and Chinese rc bridges". Proceedings of COMPDYN 2017, 6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, Rhodes Island, Greece, 15-17 June 2017.
- [19] Nuti, C.; Santini, S.; Vanzi, I. – "Damage, vulnerability and retrofitting strategies for the Molise Hospital system following the 2002 Molise, Italy, Earthquake". *Earthquake Spectra*, 20(S1), S285-S299, 2004.
- [20] Nuti, C.; Rasulo, A.; Vanzi, I. – "Seismic safety of network structures and infrastructures". *Structure and Infrastructure Engineering*, 6(1-2), 95-110, 2010.
- [21] Rasulo, A.; Goretti, A.; Nuti, C. – "Performance of lifelines during the 2002 Molise, Italy, earthquake". *Earthquake Spectra*, 20(S1), S301-S314, 2004.
- [22] JTG D60-2004 Chinese code – *General code for design of highway bridges and culverts*.
- [23] JTG D62-2004 Chinese code – *Code for design of highway reinforced concrete and prestressed concrete bridge and culverts*.
- [24] JTG/T B02-01-2008 Chinese code – *Guidelines for seismic design of highway bridges*.
- [25] Vanzi, I.; Marano, G. C.; Monti, G.; Nuti, C. – "A synthetic formulation for the Italian seismic hazard and code implications for the seismic risk". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 77, 111-122, 2015.
- [26] Fiore, A.; Monaco, P.; Raffaele, D. – "Viscoelastic behaviour of non-homogeneous variable-section beams with post-poned restraints". *Computers and Concrete*, 9(5), 375-392, 2012.
- [27] Trentadue, F.; Quaranta, G.; Greco, R.; Marano, G. C. – "New analytical model for the hoop contribution to the shear capacity of circular reinforced concrete columns". *Computers and Concrete*, 14(1), 59-71, 2014.
- [28] Fiore, A.; Marano, G. C. – "Serviceability Performance Analysis of Concrete Box Girder Bridges Under Traffic-Induced Vibrations by Structural Health Monitoring: A Case Study". *International Journal of Civil Engineering*, DOI: 10.1007/s40999-017-0161-3, 2017.
- [29] CNR-DT 204/2006 – *Guide for the Design and Construction of Fibre-Reinforced Concrete Structures*; Italian National Research Council (CNR).
- [30] Fib Model Code for Concrete Structures. The International Federation for Structural Concrete, 2010.
- [31] Monti, G.; De Sortis, A.; Nuti, C. – "Problemi di scala nella sperimentazione pseudodinamica di pile da ponte in CA". In Proceedings, Workshop Danneggiamento, Prove Cicliche e Pseudodinamica, Napoli, Italy, 1994.
- [32] Lavorato, D.; Vanzi, I.; Nuti, C.; Monti, G. – "Generation of non-synchronous earthquake signals". In Gardoni, P., (Ed.), *Risk and Reliability Analysis: Theory and Applications*, Springer, 2017

New solutions for rapid repair and retrofit of RC bridge piers

Junqing Xue, Davide Lavorato, Alessandro V. Bergami, Jiajie Wu, Yufan Huang, Baochun Chen, Camillo Nuti, Angelo M. Tarantino, Bruno Briseghella, Giuseppe C. Marano, Silvia Santini

- [33] Carnevale, L.; Imperatore, S.; Lavorato, D.; Nuti, C.; Silvestri, F.; Tropeano, G.; Dezi, F. – "Generation of non-synchronous accelerograms for evaluate the seismic bridge response, including lo-cal site amplification". Proceedings of 15th world conference on earthquake engineering, Lisboa-Portugal, 24-28 September 2012.
- [34] Carnevale, L.; Imperatore, S.; Lavorato, D.; Nuti, C.; Leoni, G.; Tropeano, G. – "Assessment of seismic behaviour of R.C. bridges under asynchronous motion and comparison with simplified approaches". Proceedings of 15th world conference on earthquake engineering, Lisboa-Portugal, 24-28 September 2012.
- [35] Lavorato, D.; Bergami, A. V.; Nuti, C.; Vanzi, I. – "Generation of asynchronous seismic signals considering different knowledge levels for seismic input and soil". Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE 2017 Santiago Chile, January 9th to 13th 2017.

Gestão de ativos físicos aplicada às infraestruturas

Rui Coutinho

Engenheiro Civil

Infraestruturas de Portugal SA

Lisboa – Portugal

rui.coutinho@infraestruturasdeportugal.pt

1 Introdução

A Gestão de Ativos é hoje uma disciplina de integração técnica e de gestão, com uma abrangência global decorrente da sua origem histórica e com importante aplicação à realidade da Gestão de Infraestruturas

A Gestão de Ativos pretende desenvolver ferramentas que permitam encontrar as melhores respostas a questões clássicas como:

- Quais as consequências para o negócio da redução de investimentos, ou do orçamento de manutenção em 10% para os próximos 5 anos?
- Consegue justificar aos seus acionistas a necessidade do Plano de Atividades da organização e custos associados?
- Consegue identificar a prioridade dos projetos de investimento em caso de estrangulamentos orçamentais?
- Dispõe de dados e de informação que permitam suportar o seu processo de decisão?
- Conhece o perfil de risco associado ao seu portefólio de ativos e como ele se comporta no longo prazo?
- Sabe quais as atividades da sua organização que pode/deve externalizar?

As organizações estão, cada vez mais, a ser pressionadas com a necessidade de produzir mais com menos recursos, pelo que é fundamental que este tipo de questões possa ser respondido.

2 Os ativos e a gestão de ativos

2.1 Definições

Um ativo é algo que tem valor real ou potencial para uma organização. Esse valor pode ser variável entre diferentes organizações e respetivos *stakeholders* (partes interessadas), pode ser tangível ou intangível, financeiro ou não financeiro.

Esta definição de ativo, decorrente da Norma ISO 55000 (cuja primeira edição é de 15.01.2014), vem identificar um elemento, totalmente discricionário e que, por exemplo, se consubstancia no centro da atividade de uma empresa de gestão de infraestruturas. A criação de valor através da rentabilização da infraestrutura, *i.e.* dos seus ativos, é o foco dos gestores de infraestruturas.

O âmbito da Gestão de Ativos não é acerca de atuar sobre os ativos, mas antes sobre a utilização dos ativos para atingir os objetivos explícitos de uma organização.

A referida Norma ISO 55000 vem definir a Gestão de Ativos como “o conjunto coordenado de atividades de uma organização para a realização de valor através dos seus ativos”.

Dada a abrangência da tipologia de ativos que fica a coberto destas definições, importa portanto esclarecer que não existe uma fórmula única para maximizar o valor pretendido, sendo antes prosseguido um processo que pretende combinar de forma otimizada Custos, Riscos e Desempenho.

Tem-se verificado uma aproximação significativa entre a abordagem por processos, tipicamente utilizada na indústria e serviços (baseada p.ex. nos processos da ISO 9001 ou de Total Quality Management), e os procedimentos que são utilizados na gestão de riscos operacionais em serviços financeiros.

De facto, esta aproximação é natural e decorrente das necessidades de capital para investimento em diversos sectores, nomeadamente na gestão de infraestruturas. É portanto objetivo da gestão de ativos assegurar aos investidores (ou contribuintes no sector público) que o capital investido é aplicado nas atividades e ativos que permitem obter a maior rentabilidade económica.

2.2 Enquadramento histórico

A primeira menção ao termo gestão de ativos terá ocorrido, provavelmente, no sector financeiro há mais de um século para descrever a atividade típica da banca de investimento. Pretendia-se, à época e como atualmente, a otimização da exposição aos riscos,

rendimento, segurança de curto e longo prazo para um portefólio misto de liquidez, ações, obrigações e outros investimentos.

Esta origem no sector do investimento não é, portanto, estranha tendo em consideração que a gestão de infraestruturas tem necessidade intensiva de capital, quer para a construção/instalação, quer para a renovação ou mesmo a manutenção da infraestruturas, composta por ativos físicos.

A utilização do termo no âmbito das infraestruturas terá ocorrido no sector da exploração petrolífera, no final dos anos de 1980, com a introdução ao conceito de ciclo de vida das plataformas (consideradas como ativos) e ao foco no desempenho, segurança e produtividade. Foi, mais recentemente, na Austrália e Nova Zelândia que a gestão de ativos entrou no sector público na sequência de significativas quebras no desempenho de alguns serviços decorrentes de escaladas de custos e falta de planeamento. Na Austrália existia já alguma experiência nesta disciplina, oriunda da indústria mineira.

Nos últimos vinte anos, a terminologia e sobretudo o conceito de gestão de ativos tem vindo a desenvolver-se em todos os sectores de *utilities*, infraestruturas de transportes e outras indústrias, viabilizando assim o desenvolvimento exponencial desta disciplina através da aprendizagem cruzada entre os diversos sectores e na partilha de boas práticas na otimização do valor do ciclo de vida dos ativos.

2.3 Princípios e conceitos fundamentais

Como vimos, a gestão de ativos encontra-se formulada de modo abrangente tendo em vista assegurar uma adaptação às necessidades específicas dos ativos, aos contextos em permanente mutação e aos diferentes objetivos estratégicos das organizações.

No entanto, pode definir-se um conjunto distintivo de características fundamentais que devem estar presentes numa boa prática de gestão de ativos, nomeadamente:

- Transversal – cruza os diversos departamentos e diferentes valências técnicas de uma organização;
- Sistemática – aplicada rigorosamente através de um sistema de gestão estruturado;
- Contextualizada – aborda os ativos no contexto em que se encontra inserida numa lógica de obtenção da melhor relação custo-benefício;

- Baseado no Risco – incorpora a noção de risco no processo de suporte à decisão;
- Otimizada – promove os melhores compromissos entre objetivos conflitantes, como custos, desempenho e riscos, ou impactos a curto ou longo prazo;
- Sustentável – desenvolve planos otimizados do valor do ciclo de vida dos ativos, incluindo consequências no longo prazo das decisões no presente;
- Integrada – assegura que o funcionamento coordenado das suas partes constituintes apresenta um resultado global mais valioso que a soma das partes *per se* pode valer.

As noções de ativo e de gestão de ativos foram já apresentadas, no entanto, o conceito de valor aplicado a este tema implica agora uma clarificação. Naturalmente, a definição de valor depende sempre do ponto de vista das partes interessadas. Os investidores valorizam o lucro ou o aumento da sua carteira de investimento, um cliente valoriza a qualidade e desempenho a preços baixos, um regulador valoriza a fiabilidade, eficiência e sustentabilidade, enquanto o contribuinte valoriza a garantia de que o seu imposto é aplicado na necessidade efetiva do serviço que pretende usufruir.

Estando claro o significado de ativos e que a gestão de ativos pretende a realização de valor, para as partes interessadas, através desses ativos, então as organizações têm de especificar o valor pretendido dos seus ativos ao seu mais alto nível. O valor a realizar através do portefólio de ativos de uma organização deve ser especificado nos seus objetivos estratégicos.

Uma vez estabelecidos os objetivos estratégicos, as organizações definem direções de desenvolvimento da ação e os mecanismos de controlo da mesma. Para este efeito, a gestão de ativos prevê a utilização de um sistema de gestão estruturado e adaptado à realidade da organização. O sistema de gestão pretende assegurar uma adequada ligação entre o plano estratégico da organização (ou plano de negócio) e as atividades realizadas diariamente no terreno pelos diversos departamentos (planeamento, engenharia, contratação, manutenção, operações, comercial, etc.).

A ISO 55001 determina que a organização deve definir, implementar, manter e melhorar continuamente um sistema de gestão de ativos, incluindo os processos necessários e as suas interações, em conformidade com os requisitos definidos de: contexto, liderança,

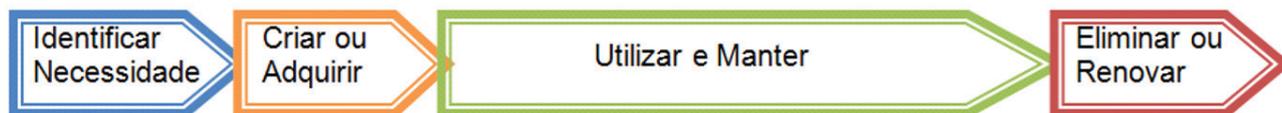


Figura 1 Exemplo do ciclo de vida de um ativo

planeamento, suporte, operações, avaliação de desempenho e melhoria.

O sistema de gestão de ativos atua em 3 níveis, com as seguintes implicações e prioridades:

- I. Gestão do portefólio de ativos – Valor de investimentos de capital, desempenho e sustentabilidade.
- II. Gestão de grupos/classes de ativos – Desempenho dos grupos/classes de ativos, otimização do custo e risco.
- III. Gestão individual dos ativos – Custos, riscos e desempenho no ciclo de vida dos ativos.

Embora o conceito de ciclo de vida de um ativo seja simples de compreender ao nível individual, os ativos apenas podem apresentar contributos significativos quando integrados em grupos (ou classes). Quanto maior for a complexidade destes conjuntos, maior poderá também ser o horizonte de vida (útil) dos mesmos, podendo ter como objetivo um valor infinito (ou indefinido) de vida útil.

Para o efeito, devem ser estabelecidas estratégias de manutenção, renovação, reabilitação, substituição ou outras. Complementarmente, os mesmos ativos podem servir diferentes funções ou objetivos ao longo da sua vida.

O sucesso da gestão de ativos implica ainda o domínio de ferramentas de suporte à tomada de decisão baseadas no risco. A tomada de decisão no âmbito da gestão de ativos envolve um balanceamento entre interesses contraditórios como a exploração do ativo ou a manutenção/beneficiação do ativo, investimentos de beneficiação ou custos de exploração, benefícios de curto prazo ou sustentabilidade de longo prazo.

As ferramentas de suporte à decisão devem portanto assegurar combinação otimizada da relação custo-benefício, incluindo exposição ao risco. Para este efeito, é necessário deter o domínio técnico sobre o ativo, assim como saber avaliar as vertentes tangíveis e intangíveis do risco. Importa também garantir a proporcionalidade e sofisticação dessas ferramentas tendo em conta a complexidade e criticidade da decisão. As decisões simples ou não-críticas devem ser tomadas com base em bom senso ou por pessoal competente, enquanto que decisões de elevado impacto e criticidade, considerando diversos fatores, opções e interdependências requerem sistematização multidisciplinar e métodos auditáveis de otimização das decisões.

Outro aspeto fundamental a destacar na gestão de ativos prende-se com o controlo do risco. O risco, tal como definido na norma ISO 31000, define-se como o efeito das incertezas nos objetivos, pelo que é importante dispor da capacidade de classificar e valorizar essas incertezas, assim como as consequências das mesmas sobre os objetivos.

As incertezas potenciais podem estar associadas à vulnerabilidade ou fragilidade do ativo, podem decorrer de uma deficiente utilização/exploração do ativo ou ainda de fatores externos não controláveis (catástrofes, acidentes, etc.). Através da análise de risco realiza-se a classificação dessas incertezas, quanto à sua probabilidade e consequências ou impactos.

Consequentemente à análise de risco, deve ser definido o conjunto de ações preventivas do acontecimento das incertezas, ou pelo

menos da redução da sua probabilidade, *i.e.* conduzir a gestão do risco.

3 Boas práticas internacionais

O fraco crescimento económico (ou mesmo recessão) experimentado recentemente na globalidade do mundo desenvolvido, assim como, noutro sentido, o rápido crescimento demográfico em países em vias de desenvolvimento, tem tido implicações sérias na pressão pelo investimento público, com a criação de novas infraestruturas. A construção de novas infraestruturas é considerada, não raras vezes, como uma salvação económica de curto prazo, negligenciando-se os custos de médio e longo prazo destas iniciativas, sobretudo, decorrentes do desperdício inerente ao desaproveitamento dos ativos existentes.

Por outro lado, a gestão das infraestruturas enfrenta desafios decorrentes da falta de desempenho dos ativos existentes, resultando em infraestruturas de qualidade inferior e insustentáveis. Os principais motivos associados à falta de desempenho das infraestruturas, ou dos gestores de infraestruturas, são:

- Escassez de recursos financeiros
 - Financiamento público insuficiente para a generalidade das infraestruturas.
 - Orçamentos concentrados na construção de novas infraestruturas por motivos políticos.
 - Orçamentos anuais instáveis e inadequados às necessidades plurianuais de gestão de infraestruturas.
 - Taxa de cobertura proveniente de receitas de exploração artificialmente baixa.
 - Reduzida utilização de receitas complementares – vendas.
- Insuficiente informação e competências
 - Ausência de articulação entre planos estratégicos e planos de manutenção e exploração.
 - Reduzido desenvolvimento de sistemas de gestão de ativos e processos.
 - Informação limitada sobre a utilização dos ativos e o seu estado/condição.
 - Pouca utilização de *benchmarking* no suporte à decisão.
 - Escassez de pessoal qualificado nas diversas vertentes da gestão de ativos.
- Ausência de incentivos e responsabilização
 - Reduzida independência/autonomia na gestão profissional de empresas públicas.
 - Quase inexistente responsabilização e enorme burocracia.
 - Ausência de coordenação entre empresas do mesmo sector.
 - Falta de visão integrada do ciclo de vida dos investimentos – visão de longo prazo.
 - Ausência de concorrência.

Em abril de 2014, o World Economic Forum apresentou um relatório centrado na abordagem estratégica para a otimização das operações e manutenção de infraestruturas. Este relatório refere que a aposta na gestão das infraestruturas concentra-se atualmente numa abordagem de melhoria da utilização, da eficiência e da longevidade dos ativos existentes.

De facto, na generalidade dos países e dos sectores (aerportos, portos, estradas, ferrovia, eletricidade,...) existem exemplos de boas práticas de rentabilização dos ativos existentes através de adequadas ações de manutenção e gestão de ativos, sendo de destacar o facto de essas soluções serem financeiramente muito mais acessíveis do que os investimentos de construção.

O referido relatório do WEF sintetiza as seguintes boas práticas:

- Maximizar a utilização dos ativos.
- Incrementar a qualidade para os utilizadores.
- Reduzir os custos de manutenção e exploração.
- Mitigar as externalidades.
- Prolongar a vida útil dos ativos.
- Renovar com a visão do custo de ciclo de vida.
- Assegurar o financiamento da atividade.
- Desenvolver capacidades e competências.
- Reformar o modelo de governo.

No domínio da aplicação dos sistemas de gestão de ativos, destaca-se o papel desempenhado pelo The Institute of Asset Management (IAM) na promoção do conhecimento e, sobretudo, de ferramentas de aplicação concreta das melhores práticas internacionais, assim como, ferramentas de autodiagnóstico que permitam aferir o grau de maturidade dos sistemas de gestão implementados nas organizações.

As normas da série ISO 55000 vieram incorporar o reconhecimento sistematizado de um conjunto de boas práticas internacionais, sendo que o IAM veio facilitar a compreensão das vantagens da gestão de ativos e, ainda, disponibilizar mecanismos de avaliação do grau de maturidade dos sistemas implementados nas organizações. Todas estas metodologias, normalizadas e adotadas globalmente, permitem o desenvolvimento de *benchmarking* entre empresas do mesmo sector de atividade, ou mesmo entre sectores diferentes, tendo em consideração a partilha de enquadramentos comuns.

Neste âmbito aplicado à gestão de infraestruturas, a Union International de Chemins de Fer (UIC), os European Infrastructure Managers (EIM), ou a World Road Association (PIARC – Permanent International Association of Road Congresses) têm dedicado significativos esforços para o desenvolvimento de metodologias comuns para a aplicação da gestão de ativos nas organizações gestoras de infraestruturas ferroviárias e rodoviárias.

4 Abordagem por processos

O resultado pretendido por uma organização é alcançado de forma mais eficiente quando as suas atividades e respetivos recursos são geridos como um processo.

Na realização dessas atividades as organizações enfrentam permanentemente desafios de curto prazo, em particular ligados à exploração da infraestrutura, assim como, de longo prazo, relacionados com a estratégia de renovação e financiamento da mesma.

Embora fosse possível descrever a forma como a organização executa cada uma das suas atividades ou funções, nomeadamente através do manual da organização e outro normativo em vigor, a definição do contexto em que cada atividade se desenvolve é fundamental para garantir que se conhecem todos os impactos, a montante e a jusante dessa atividade, quando se procede a uma alteração na forma como a mesma é organizada ou quando ocorre uma falha na execução.

O quadro de referência mais atual para o desenvolvimento de uma abordagem por processos no âmbito da gestão de ativos é a norma ISO 55000, sendo que, conforme já foi referido, foram desenvolvidas metodologias de aplicação à realidade da gestão das infraestruturas ferroviárias.

Consequentemente, apresenta-se de seguida um modelo que enquadra todas as atividades referentes à gestão de ativos e que foi adaptado à indústria ferroviária a partir do trabalho realizado pelo The Institute of Asset Management "Asset Management – An Anatomy" (Fevereiro de 2012).



Figura 2 Exemplo esquemático de Sistema de Gestão por Processos (REFER)

O sistema acima referido identifica os processos através dos quais se desenvolvem as atividades de gestão de ativos nas infraestruturas.

Este processos representam um conjunto de atividades, devidamente identificadas e controláveis e que consistem, resumidamente, em:

- Definição da Estratégia e Requisitos: conjunto de atividades com vista a traduzir para a gestão de ativos os objetivos estratégicos da empresa, ou seja, o que a empresa espera atingir com as atividades de gestão de ativos, quer seja ao nível da segurança, disponibilidade, fiabilidade e estado da Infraestrutura.
- Planeamento: desta atividade resultará um conjunto de informações agrupadas no denominado Plano de Gestão de Ativos, o qual constituirá um elemento central da atividade de manutenção e onde se pretende clarificar o que será executado, em que momento e a que custo. Para tal, contará com um conjunto de ferramentas / documentos de suporte à decisão e de conhecimento dos ativos essenciais à sua concretização.

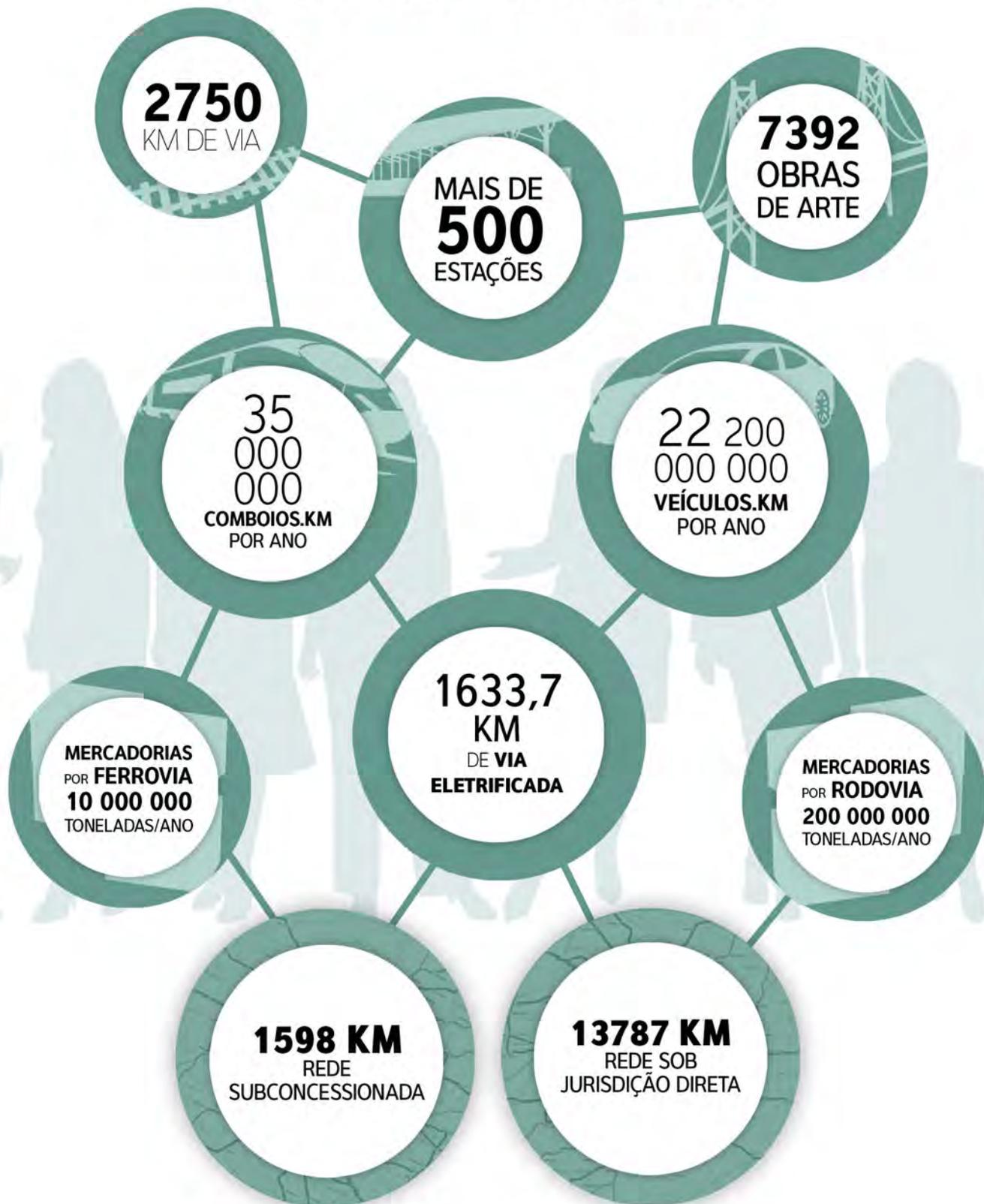
- Execução: compreende o conjunto de atividades que colocam em prática as decisões tomadas ao nível do planeamento, quer da manutenção quer da reabilitação/renovação da infraestrutura, de acordo com os planos e orçamentos disponíveis.
- Revisão: procede à monitorização da efetiva implementação do sistema de gestão de ativos e do desempenho desta atividade na organização, identificando e implementando melhorias e/ou correções onde necessário, as quais poderão ser identificadas a um nível mais agregador (processos) ou mais detalhado através da análise das atividades de forma individual.

Na definição do Sistema de Gestão de Ativos identificam-se ainda outros processos considerados como não *core*, no entanto, necessitando da devida especificação para o aprofundamento do sistema. A Gestão do Conhecimento (dos Ativos ou Estado dos Ativos), o processo de Suporte à Decisão e a forma como a organização apoia o modelo de funcionamento da Gestão de Ativos deverão ser integrados no Sistema de Gestão de Ativos e, por sua vez, no próprio Sistema de Gestão global da Organização.

Referências

- [1] The Institute of Asset Management – *Asset Management – An Anatomy*, Bristol, United Kingdom, 2012.
- [2] UIC – *Guidelines for the Application of Asset Management in Railway Infrastructure Organizations*, Paris, France, 2010.
- [3] Jan Swier – *Railway Infrastructure Life Cycle Costs and Costs Drivers*, Utrecht, The Netherlands.
- [4] European Commission DG MOVE – *The Performing Rail Infrastructure Manager*, Brussels, Belgium, September 2013.
- [5] World Economic Forum (with The Boston Consulting Group) – *Strategic Infrastructure: Steps to Operate and Maintain Infrastructure Efficiently and Effectively*, April 2014.
- [6] International Standard Organization – ISO 55000:2014 Series – Asset management.

Criar laços, Encurtar caminhos





LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL



investigação

inovação

cooperação

divulgação



barragens de betão • estruturas • edifícios • geotecnia • hidráulica e ambiente
materiais • infraestruturas de transportes • instrumentação científica



www.lnec.pt



Av. do Brasil 101 | 1700-066 Lisboa
tel. 21 844 30 00 | lnec@lnec.pt



ASSOCIAÇÃO PORTUGUESA DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

PORTUGUESE GROUP OF IABSE

Prof. António Adão da Fonseca eleito Presidente da APEE

Realizou-se no passado dia 7 de julho a assembleia geral da APEE no decurso da qual foram eleitos os corpos sociais da associação para o triénio 2017-2019. A lista eleita tem o Prof. António Adão da Fonseca como Presidente da Direção, o Prof. Fernando Branco como Presidente da Assembleia Geral e o Prof. António Reis como Presidente do Conselho Fiscal.

Apesar da ausência do seu Presidente, a Direção eleita referiu como prioridades da sua ação para o próximo triénio a preparação da Conferência da IABSE a realizar em Guimarães em 2019, o reforço da ligação à IABSE, a manutenção do Prémio Ferry Borges e a divulgação científica e técnica da Engenharia de Estruturas no meio técnico nacional.

Na mesma Assembleia, e em reconhecimento de serviços extraordinários prestados à Engenharia de Estruturas, foram eleitos os seguintes Sócios Honorários: Mário Cirilo Neves Castanheta e Carlos Manuel Miranda de Vasconcelos Mourão da Silva Lima.

A Assembleia aprovou também a proposta da Direção da eleição, a título póstumo, dos seguintes Sócios Honorários, em reconhecimento de serviços extraordinários prestados à Engenharia de Estruturas: Manuel Coelho Mendes da Rocha (1913-1981); Francisco Jacinto Sarmento Correia de Araújo (1909-1981); Júlio Ferry do Espírito Santo Borges (1922-1993)



Mais informações em www.apee.org.pt

Towards a Resilient Built Environment – Risk and Asset Management

IABSE Conference

Guimarães, 27-29 March 2019

Centro Cultural Vila Flor

website: <https://www.iabse.org/guimaraes2019>

email: secretariat@iabse2019.org



Sob o tema genérico de “Towards a Resilient Built Environment – Risk and Asset Management”, a Conferência tem como objetivos constituir um fórum internacional para o debate sobre assuntos como a sustentabilidade do ambiente construído, a avaliação de risco e a gestão de infraestruturas.

Para este efeito a Conferência terá os seguintes temas principais:

- Novel Management Tools for the Built Environment
- Lifecycle Quality Control of new and existing Infrastructures
- Advanced Frameworks for a Sustainable Built Environment
- Risk Analysis Procedures, from Theory to Practice
- Future trends in Structural Engineering

A Conferência incluirá diversas palestras sobre os temas abordados, proferidas por diversos peritos escolhidos a nível internacional, bem como a apresentação de comunicações propostas, aprovadas pela Comissão Científica.

A submissão de resumos estará disponível a partir do próximo dia 1 de setembro.



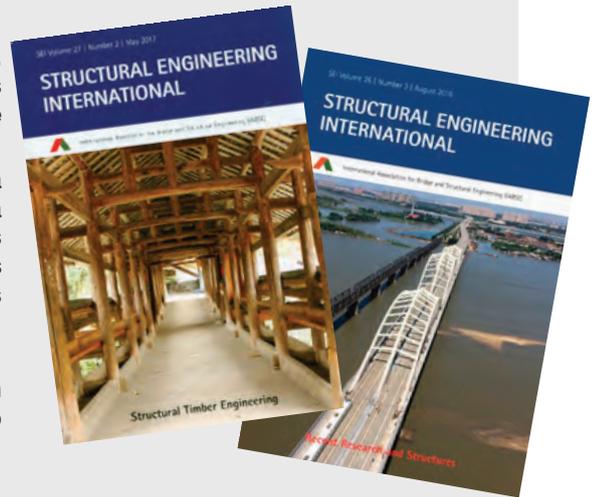
IABSE

International Association for Bridge and Structural Engineering

A International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), com o objetivo contribuir para o progresso da engenharia estrutural, promove anualmente um conjunto de iniciativas, suportada nas suas diversas comissões e grupos de trabalho, que incluem a organização de eventos técnico-científicos e a edição de diversas publicações.

A Structural Engineering International (SEI) é uma revista de referência na Engenharia de Estruturas, publicada trimestral desde 1991 e indexada na Web of Science desde 2012. A revista publica artigos técnicos e artigos científicos com foco na engenharia estrutural, incluindo todos os tipos de estruturas, pontes, edifícios, estruturas offshore, etc., construídos em qualquer tipo de materiais estruturais, designadamente, betão, aço, compósitos, madeira, polímeros reforçados com fibras, vidro, etc.

A revista é distribuída gratuitamente aos membros da IABSE, que podem também aceder aos números antigos através do portal da associação (http://www.iabse.org/IABSE/Publications/SEI_Journal).



Próximas reuniões da IABSE

VANCOUVER 2017 IABSE SYMPOSIUM

www.iabse.org/vancouver2017

39th IABSE Symposium - Vancouver, BC, Canada

Engineering the Future. September 19 - 23, 2017.

ENGINEERING THE DEVELOPING WORLD

IABSE Spring Conference
Kuala Lumpur, 25 - 27 April 2018

IABSE Conference Kuala Lumpur

April 25-27, 2018

"Engineering the Developing World"

THEMES AND TOPICS

- Large scale infrastructure projects
- Engineering innovations for rapid urbanisation
- Towards achieving a low carbon footprint
- Harmonising new and old
- The future of aesthetic design

www.iabse.org/KualaLumpur2018

40th IABSE Symposium

NANTES 2018

Tomorrow's Megastructures

September 19-21, 2018

THEMES AND TOPICS

- Megastructures: a radical paradigm shift or simply a change of scale?
- Today's and tomorrow's megastructures and megaprojects
- New trends for innovations in the construction, the preservation, the exploitation and the upgrading of structures

Submission of abstracts by **September 15, 2017**

www.iabse.org/Nantes2018



Grupo Português de Betão Estrutural

50 Anos de história



O GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural deu continuidade às atividades anteriormente desenvolvidas pelo GPPE - Grupo Português de Pré Esforçado, que foi oficialmente constituído em 1966. Assim, em 2016, celebrou 50 anos de atividade.

Júlio Ferry Borges foi o principal dinamizador da ideia de criar o GPPE, um agrupamento português do betão pré-esforçado.

O Grupo, com a designação presente de GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural, surge no ano de 1998, passando a cobrir a área do Betão Estrutural, e tendo como objetivos:

- a) Promover a cooperação científica e técnica nos domínios do betão armado e do betão pré-esforçado e suas aplicações.
- b) Assegurar a representação Portuguesa na Fédération Internationale du Béton (fib).

Veja em <http://www.gpbe.pt/phocadownload/50anosGPBE.pdf> a história dos 50 anos do GPBE, apresentada durante o Encontro Betão Estrutural 2016.

Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nas quais o Grupo presta patrocínio (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o acesso a uma área reservada no portal do GPBE (www.gpbe.pt) onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da fib - International Federation for Structural Concrete, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registre-se em:

<http://www.gpbe.pt/index.php/component/users/?view=registration>

Quota de sócio individual: € 25,00

Quota de sócio coletivo: € 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.

Sócios Coletivos do GPBE



Na Salvaguarda do Nosso Património

Para além do seu valor histórico e simbólico, um edifício é um conjunto de materiais sabiamente interligados. Paredes de alvenaria de pedra, gaiolas ou tabiquestes são exemplos de técnicas complexas, praticamente esquecidas com a construção nova e materiais associados.

É obrigação de todos zelar para que os edifícios que integram o nosso Património continuem a sua vida útil e interviremos de modo a manter-lhes a dignidade.

Reabilitá-los é preservar a transmissão de valor.

A **AOF** é uma empresa com mais de 60 anos de existência, sempre ligada à salvaguarda do Património. Soube adaptar-se às novas maneiras de entender a intervenção, apostando fortemente na formação dos seus colaboradores.

A **AOF** possui um grupo técnico alargado e altamente especializado na área de conservação e restauro.



Parque da Boavista / Avenida do Cávado nº160 - 4700-690 Braga / Tel. +351 253 263 614 / www.AOF.pt



Local - Sede Ordem dos Arquitectos Norte - Fotografia de Rui Pereira



Protecção Sísmica
 Ancoragens Cintec
 Juntas Sísmicas - Edifícios
 Juntas de Dilatação Rodoviárias
 Aparelhos de Apoio
 Pré-Esforço

tel.: +351 229 416 633
comercial@pretensa.com.pt
www.pretensa.com.pt



TECNOKGIUNTI
 Seismic Joint



A SPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

a) Fomentar, em Portugal, o desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção e Defesa contra os Sismos, promovendo a divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e a organização de reuniões, colóquios e conferências ou outras iniciativas de carácter análogo.

b) Assegurar a representação Portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

INICIATIVAS 2016 - 2018

- Prémio Carlos Sousa Oliveira, destinado a premiar o melhor trabalho na área da Sismologia e Engenharia Sísmica
- Realização do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2018
- Candidatura à organização da 17ª Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes

- Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica
- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitectos, ordem dos Engenheiros e LNEC

HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de

Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

SER SÓCIO SPES

- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa • Portugal
Tel. (+351) 21 844 32 91
spes@lnec.pt
<http://spes-sismica.pt/>



ISSN 2183-8488



9 772183 848007 30004

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL
tel. (+351) 21 844 30 00 • fax (+351) 21 844 30 11
lnecc@lnecc.pt www.lnecc.pt