

SÉRIE III

NÚMERO 18

MARÇO 2022

rpee

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

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: José Manuel Catarino

número temático: **reabilitar
& betão estrutural**



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

ISSN: 2183-8488

índice

editorial	3	Nota prévia
	4	Agradecimento aos revisores
	5	Editorial
artigos científicos	7	Normas para intervenções em estruturas existentes Júlio Appleton
	25	Conservação das estruturas do património cultural: Sismos, aplicações e outros desafios Paulo B. Lourenço
	33	Durabilidade da ligação betão-CFRP em sistemas de reforço com as técnicas EBR e NSM sob efeito de envelhecimento natural Ricardo Cruz ∞ Luís Correia ∞ Susana Cabral-Fonseca ∞ José Sena-Cruz
	43	Acompanhamento dos processos de deterioração das barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão António Lopes Batista
	65	Avaliação do comportamento em serviço com modelos de campos de tensões contínuos Miguel Ferreira ∞ João Almeida ∞ Miguel Lourenço
	73	Modelos híbridos de separação de efeitos do tipo HSCT-FE para estudo do comportamento de barragens abóbada sob ações expansivas Miguel Rodrigues ∞ Sérgio Oliveira ∞ Jorge Proença
	81	Resistência ao corte de vigas e lajes reforçadas com uma camada de UHPFRC Mário Pimentel ∞ Aurélio Sine ∞ Sandra Nunes
	89	The revolution of concrete to concrete connections with post-installed rebar Bárbara Campelo ∞ Joana Correia ∞ Jörg Appl
	95	Structural design of transfer structures Gonçalo Ribeiro ∞ João Almeida ∞ Paulo Silva Lobo
	105	Reabilitação da Ponte Hercílio Luz em Florianópolis, Brasil João Pedro Carrilho Calado Antunes Lopes
	115	Randselva bridge and Drawingless projects – Planning and building bridges solely based on BIM models Tiago Vieira ∞ Pedro Cabral ∞ Øystein Ulvestad ∞ Krzysztof Wojslaw
123	Novos desafios na monitorização da estrutura de ampliação da pista do Aeroporto da Madeira Luís Oliveira Santos ∞ Min Xu ∞ João Reis ∞ Francisco Barros ∞ Susana Aguiar ∞ Pedro Sousa ∞ Paulo Tavares ∞ Pedro Moreira ∞ Elsa Franco	
divulgação		Publicação de artigos baseados nas melhores Dissertações de Mestrado 2021 e 2022
		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)

Eduardo Júlio

(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

João Azevedo

(SPES - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Humberto Varum

(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Luís Oliveira Santos

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Direção Executiva: Sandra Neves

Secretariado: Marta Rodrigues

Design Gráfico: Helder David

Fotografia da Capa

Aeroporto da Madeira (fotografia cedida por ANA - Aeroportos de Portugal)

Proprietário

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, redação e divulgação eletrónica

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

ISSN 2183-8488

Comissão Científica (*)

Alexandre Costa

ISEP, Portugal

Alexandre Pinto

JETsj Geotecnia, Portugal

Alfred Strauss

Univ. Bodenkultur Viena, Áustria

Anastasio Sextos

Univ. of Bristol, Reino Unido

Antonello Gasperi

Consultor, Itália

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes

UIS, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa

U. Aveiro, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António Correia

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

António Pinho Ramos

UNL, Portugal

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Vieira Pinto

ELSA-JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, Portugal

Bruno Briseghella

Fuzhou Univ., China

Bruno Godart

UGE, França

Cármén Andrade

CIMNE, Espanha

Cristina Oliveira

IP Setúbal, Portugal

Daniel Oliveira

U. Minho, Portugal

Domenico Asprone

Univ. di Napoli Federico II, Itália

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Elsa Caetano

FEUP, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

UFF, Brasil

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Graham Webb

WSP, Reino Unido

Guillermo Ramirez

VSL International, Suíça

Gustavo Ayala

UNAM, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR, Espanha

Hugo Rodrigues

U. Aveiro, Portugal

Iunio Iervolino

Univ. di Napoli Federico II, Itália

Jan Vitek

Metrostav a.s., Rep. Checa

Joan Ramon Casas

UPC, Espanha

João Azevedo

IST, Portugal

João Estêvão

U. Algarve, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

Jorge Branco

U. Minho, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

Jorge Tiago Pinto

UTAD, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

UMSNH, México

José Luiz Rangel Paes

UFV, Brasil

José Melo

FEUP, Portugal

José Turmo

UPC, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Júlio Flórez-López

ULA, Venezuela

Ka-Veng Yuen

U. Macau, China

Laura Caldeira

LNEC, Portugal

Lídia Shehata

UFF, Brasil

Linh Cao Hoang

DTU, Dinamarca

Luciano Jacintini

ISEL, Portugal

Luís Castro

IST, Portugal

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

PUCP, Peru

Marco Menegotto

Sapienza Univ. di Roma, Itália

Mario Ordaz

UNAM, México

Mário Pimentel

FEUP, Portugal

Marta Del Zoppo

Univ. di Napoli Federico II, Itália

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Miguel Fernandez Ruiz

UPM, Espanha

Nikola Tošić

UPC, Espanha

Nuno Filipe Borges Lopes

U. Aveiro, Portugal

Paolo Riva

Univ. di Bergamo, Itália

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Costeira

IP Viseu, Portugal

Paulo Fernandes

IP Leiria, Portugal

Paulo Lourenço

U. Minho, Portugal

Paulo Piloto

IP Bragança, Portugal

Paulo Vila Real

U. Aveiro, Portugal

Pedro Delgado

IP Viana do Castelo, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Ricardo do Carmo

ISEC, Portugal

Rita Bento

IST, Portugal

Rui Caçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Serena Cattari

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Hampshire Santos

UFFRJ, Brasil

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Thanasis Triantafyllou

Univ. de Patras, Grécia

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

USP, Brasil

nota prévia

Este número da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) é dedicado ao tema “reabilitar & betão estrutural”, divulgando um conjunto de artigos submetidos ao “Congresso Reabilitar & Betão Estrutural 2020”, realizado no LNEC de 3 a 5 de novembro de 2021. A qualidade científica deste número temático é assegurada pela Coordenação Científica da **rpee** em articulação com as Comissões Científica e Organizadora deste Congresso. Fica aqui expresso o reconhecimento da Administração da **rpee** pelo excelente trabalho desenvolvido.

A administração da **rpee**

José Manuel Catarino (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Eduardo Júlio (GPBE)

João Azevedo (SPES)

Agradecimento aos Revisores

A Administração da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (rpee) realça a função central do painel de revisores, como garante da qualidade dos artigos publicados, pelo que divulga o nome dos colegas que contribuíram na revisão dos artigos submetidos durante o ano de 2021, agradecendo a sua disponibilidade para colaborar com a revista.

Aníbal Guimarães da Costa
António Araújo Correia
António Bettencourt Ribeiro
António M. Baptista
António Pedro
António Santos Silva
Carlos Rebelo
Cármén Andrade
Cristina Oliveira
Eduardo Cavaco
Elsa Caetano

Elsa Eustáquio
Guilherme Ascensão
Gustavo Ayala
João Azevedo
João Estêvão
João Pedro Santos
João Pires da Fonseca
João Ramôa Correia
José Melo
José Vieira de Lemos
Lino Maia

Luís Castro
Luís Guerreiro
Manuel Pipa
Mário Pimentel
Paulo Candeias
Paulo Lourenço
Pedro Delgado
Ricardo do Carmo
Rita Bento
Rui Pinho
Sérgio Lopes

editorial

A seguir à última crise financeira internacional, o setor da reabilitação em Portugal registou um crescimento sem paralelo, tendo recentemente sido introduzidas alterações regulamentares muito relevantes neste contexto. Paralelamente, a nível internacional, a prioridade da sustentabilidade da construção ganhou ainda maior importância e surgiram as questões associadas às alterações climáticas. Foi neste clima tão desafiante do ponto de vista técnico e científico que a Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas (APEE) e o Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE) decidiram juntar esforços e organizar conjuntamente o Congresso Nacional Reabilitar & Betão Estrutural 2020 (RBE 2020), dando continuidade aos Encontros Nacionais de Betão Estrutural, organizados de dois em dois anos, desde 1986, pelo GPBE e aos Encontros Nacionais REPAR 2000 e Reabilitar 2010, organizados pela APEE. Com uma realidade fortemente marcada pela pandemia COVID-19, a Comissão Organizadora decidiu adiar o evento, de forma a permitir a sua realização presencial no Laboratório Nacional de Engenharia Civil, tendo este acabado por ter lugar nos dias 3 a 5 de novembro de 2021.

O Congresso Reabilitar & Betão Estrutural 2020 contou com 153 comunicações (6 por convite), organizadas em quatro temas: 1. Patologia, inspeção e diagnóstico, 2. Materiais e produtos para estruturas duráveis e sustentáveis, 3. Análise, modelação e normalização e 4. Realizações: obras novas e de reabilitação. Atendendo à elevada qualidade e interesse dos artigos aceites, a seleção de um conjunto de 12 para publicação neste número especial da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, abrangentes e representativos dos tópicos cobertos pelo RBE 2020, não se revelou tarefa fácil.

Os assuntos abordados nos 12 artigos selecionados, incluem: normas para intervenções em estruturas existentes; desafios da conservação das estruturas do património cultural; durabilidade de estruturas de betão reforçadas com FRP; deterioração de barragens afetadas por reações expansivas no betão; modelos de campos de tensões para avaliação do comportamento em serviço; modelos numéricos para estudo do comportamento de barragens abóbada; técnicas de reforço de estruturas de betão; dimensionamento de estruturas de transição; e realizações como: a reabilitação de uma ponte em Florianópolis; o projeto de uma ponte na Noruega recorrendo exclusivamente a modelos BIM; e a monitorização da estrutura de ampliação da pista do Aeroporto da Madeira.

Esperamos que este número especial dedicado ao RBE 2020 seja do agrado dos leitores da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas e aproveitamos para lembrar que, este ano, de 9 a 11 de novembro, irão ter lugar as 6.^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, evento que se realiza de oito em oito anos, organizado conjuntamente pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, a APEE, o GPBE e a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES).

Eduardo Júlio

Luís Oliveira Santos

Coordenadores do número temático
reabilitar & betão estrutural

Normas para intervenções em estruturas existentes

Codes of Practice for the interventions in existing structures

Júlio Appleton

Resumo

Neste trabalho apresenta-se o estado atual em Portugal no que se refere à normalização dirigida às intervenções e avaliação da segurança em estruturas existentes. Para enquadrar o tema apresenta-se também a evolução dos métodos construtivos, dos materiais, dos critérios de verificação da segurança e da regulamentação de estruturas.

Abstract

This work presents the recommendations for the intervention and safety assessment of existing structures applied in Portugal. To situate the theme the progress of materials, construction technology and safety criteria is also presented.

Palavras-chave: Reabilitação / Recomendações / Normas

Keywords: Rehabilitation / Recommendations / Codes of Practice

Júlio Appleton

A2P Consult Lda
Portugal
julio.appleton@a2p.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.

APPLETON, J. – Normas para intervenções em estruturas existentes. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 7-24.

1 Introdução

Para intervir numa estrutura existente há que conhecer o enquadramento histórico da época em que foi realizada, as técnicas de construção então adotadas e as normas de projeto então existentes.

A gestão do património deve iniciar-se com o controlo da qualidade do projeto e da execução das obras, incluindo a produção das telas finais e da compilação técnica (que inclui de forma organizada todos os documentos realizados para a obra e durante a obra) e a elaboração do plano de monitorização, inspeção e ensaios e manutenção da obra.

Partindo da qualidade inicial de uma obra, a sua gestão envolve o acompanhamento regular do processo de envelhecimento e o registo das anomalias. Este acompanhamento requer a realização de inspeções e os estudos de diagnóstico das causas e consequências das anomalias, por forma a fundamentar a realização dos trabalhos de prevenção, de reparação e de reforço ao longo do período de serviço da construção.

Para além dos processos associados à evolução do estado de conservação, as estruturas existentes podem vir a tornar-se desadequadas para as necessidades, podem vir a revelar-se com níveis de segurança insuficientes face à evolução das exigências de desempenho ou podem ser objeto de alteração ou adaptação a novas utilizações, daí resultando a necessidade de intervenção.

É neste contexto que as recomendações, normas e regulamentos aplicáveis a estruturas existentes têm vindo a merecer uma especial atenção nos últimos anos, até porque a tendência será cada vez mais manter e adaptar as construções existentes evitando a sua demolição e substituição.

Há assim que analisar o património construído em betão, aço, alvenaria e madeira e procurar desenvolver documentação técnica de apoio às intervenções em construções existentes.

Neste trabalho apresenta-se uma breve síntese da evolução da regulamentação nacional e europeia para obras novas, uma vez que, em muitas intervenções em obras existentes, deve ter-se em conta a vasta documentação dirigida para as obras novas, e os novos elementos devem ser projetados e executados de acordo com a regulamentação em vigor, à data da intervenção.

Na secção 3 refere-se a inspeção de estruturas e na secção 4 analisam-se as normas aplicáveis ao processo de avaliação do estado de conservação e segurança. De entre estes documentos, têm particular importância no nosso País, os documentos relativos à avaliação da segurança sísmica.

Decidida a necessidade de intervenção, refere-se na secção 5 um conjunto de documentos disponíveis para apoio ao projeto e execução de intervenções de prevenção, de reparação e de reforço de estruturas existentes.

2 A evolução dos processos construtivos, materiais e regulamentação

2.1 Projeto e construção de edifícios antigos (1), (12)

Há a considerar diversas tipologias construtivas de edifícios – edifícios com pavimentos de madeira e paredes de tabique e de alvenaria, construídos em Portugal até à década de 1950; edifícios com pavimentos de betão e paredes de alvenaria, construídos até à década de 1960 e edifícios com toda a estrutura de betão armado construídos desde o início do século, mas só de forma praticamente exclusiva após a década de 1960. Consideram-se edifícios antigos aqueles que foram executados há 50 anos ou mais. A construção dos edifícios antigos era realizada respeitando as boas práticas construtivas correntes à data da sua execução. Os edifícios antigos raramente apresentam caves.

Os pavimentos de madeira eram realizados com vigas maciças de madeira e eram calculados controlando a deformação dos pisos e verificando que as tensões máximas eram inferiores às tensões admissíveis. As ligações eram realizadas por pregagem, parafusos, entalhes ou com elementos metálicos. As coberturas eram realizadas com asnas, madres e ripas de madeira. A madeira utilizada era do tipo maciço. Só em décadas recentes passaram a estar disponíveis os lamelados colados.

As paredes de alvenaria localizadas nas fachadas, empenas e caixas de escada eram calculadas para a carga vertical, reduzindo a sua espessura em altura em função da carga axial que suportavam. As alvenarias das fachadas e empenas eram realizadas com alvenaria de pedra e as paredes interiores em alvenaria de tijolo ou com tabiques de madeira. Nas construções pombalinas parte das paredes integravam uma estrutura interior de madeira que, interligada com os pisos (paredes de frontal), funcionava também como sistema de travamento para as ações horizontais. A qualidade construtiva que caracterizava as construções pombalinas foi-se deteriorando no séc. XIX e início do séc. XX, com a construção dos chamados edifícios Gaioleiros.

A diversidade da constituição dos elementos de alvenaria é enorme. Em edifícios as paredes de alvenaria podem ser de pedra argamassada, de cantaria, de alvenaria de tijolo. Em alvenaria realizavam-se também as abóbadas no piso térreo.

As lajes de betão armado, que começaram a ser utilizadas nalguns edifícios a partir do início do século XX, eram calculadas usualmente com recurso a tabelas e apresentavam reduzidas espessuras (10 cm ou menos) e reduzidos recobrimentos (10 mm).

As ações verticais eram frequentemente subestimadas, no que se referia à consideração dos pesos de paredes e revestimentos, e não era feito um dimensionamento da estrutura para a ação sísmica.

A partir de 1960, o dimensionamento para a ação sísmica passou a ser exigido. Era feito considerando forças horizontais equivalentes atuando nas paredes e pilares (verificação de corte basal) e verificando a respetiva resistência ao corte.

Até à década de 1960 o aço utilizado nas estruturas de betão armado era o aço liso A235 e os betões não ultrapassavam em geral os 30 MPa de resistência à compressão em ensaio de cubos.

A pormenorização das armaduras das lajes envolvia em geral a subida de metade das armaduras a 1/5 do vão, para a face superior sobre as vigas.

Nas primeiras estruturas de betão armado de edifícios é usual encontrarem-se vigas com aumento de altura junto aos apoios de continuidade (esquadros). A resistência ao esforço transversal era essencialmente garantida com varões inclinados, tendo os estribos uma contribuição diminuta.

Os pilares de betão armado e os nós de pórticos não eram devidamente cintados, o que só foi corrigido na regulamentação de 1983. Como não era feita uma avaliação adequada para a ação sísmica, as cintas tinham quase só uma função construtiva, o seu diâmetro era reduzido e a distância entre cintas muito grande (30 cm a 40 cm) e frequentemente só se dispunha de uma cinta no contorno do pilar.

As fundações das paredes de alvenaria eram realizadas com sapatas contínuas, frequentemente realizadas em alvenaria ou betão simples. Se o terreno era de má qualidade realizavam-se pegões e arcos sobre os quais nasciam as paredes. Nalguns casos, em alternativa aos pegões, o terreno sob a base da sapata era compactado por cravação de estacas de madeira (diâmetros de cerca de 15 cm e comprimentos de 3 m a 5 m).

Com o advento do betão armado as fundações passaram a ser realizadas com este material, quer em fundações diretas para os pilares e paredes quer em estacas (após a década de 1940). Era corrente a realização de estacas cravadas com seção quadrada (com 30 cm a 40 cm de lado) e estacas moldadas de seção circular não excedendo 60 cm de diâmetro. A profundidade das estacas estava também limitada pela capacidade dos equipamentos a cerca de 30 m.

Na década de 1950 são publicados os primeiros livros de Mecânica dos Solos e Fundações e diversos trabalhos por investigadores do LNEC para o dimensionamento de sapatas e de estacas.

Em soluções de fundação direta as sapatas passam a ser interligadas por lintéis (solução adequada para o bom comportamento para as ações sísmicas). Quando se realizam caves é frequente a adoção de soluções de ensoleiramento geral. Atualmente, quando necessário, são executadas estacas com diâmetros correntes de 80 cm a 120 cm.

A inspeção das condições de fundação de edifícios existentes pode ser realizada com a abertura de poços de inspeção quando não há informação fiável sobre a geometria e tipologia das fundações existentes, assim como sobre a cota de fundação.

Quando a estrutura não apresenta anomalias associadas a assentamentos de fundação e as ações não sofreram, nem vão sofrer alterações, nem existem indícios de agressividade do solo da fundação, poderá ser dispensada a inspeção e avaliação das condições de segurança das fundações dos edifícios existentes.

Caso contrário, é necessário pesquisar a informação geotécnica disponível ou caracterizar o terreno de fundação com sondagens de prospeção. A avaliação da necessidade de reforço, em particular quando se aumentam as cargas ou se detetam deficiências de fundação, é fundamental no processo de intervenção em obras existentes. Uma das soluções mais usuais para o reforço de fundações

de edifícios é a introdução de microestacas e a sua interligação às fundações existentes.

No final do século XIX e início do século XX foram realizadas coberturas de edifícios, com estrutura metálica, substituindo as tradicionais coberturas de madeira. Em edifícios industriais essa aplicação manteve-se até aos nossos dias em paralelo com as estruturas pré-fabricadas de betão.

As ligações entre elementos metálicos eram realizadas por rebitagem, de acordo com as regras de dimensionamento apresentadas no RPM de 1929 e REAE de 1967. Em obras mais recentes as ligações são realizadas por aparafusamento e soldadura.

A soldadura só foi desenvolvida mais tarde e não é aplicável às obras mais antigas onde se deve manter a rebitagem. Os aços laminados posteriores a 1930 apresentam em geral composição adequada para a aplicação da soldadura, mas tal deve ser confirmado com ensaios.

2.2 Projeto e construção de pontes antigas (7)

As pontes antigas eram construídas com abóbadas de alvenaria. Em pontes há a referir as pontes em arco e os pilares de alvenaria (em geral forrados a cantaria). Os materiais adotados são também diversos e com características mecânicas muito diferenciadas – granitos, calcários e xistos. As estruturas de alvenaria eram analisadas para as cargas verticais evitando-se ter trações nas alvenarias.

A partir da 2.ª metade do séc. XIX, e em especial para o projeto nacional da rede ferroviária, foram construídas numerosas pontes com tabuleiro metálico do tipo treliçado apoiado em pilares de alvenaria, e algumas pontes em arco. Os materiais adotados eram o ferro fundido, o ferro laminado e o aço laminado. Para as estruturas metálicas das pontes foram desenvolvidos modelos de cálculo elástico quer para os arcos quer para os tabuleiros. A verificação da segurança era realizada pelo método das tensões admissíveis. Os aços que eram então utilizados correspondem aos atuais S235. Só o REAE de 1986 considera outros tipos de aço com maiores resistências como o aço S275 e o aço S355.

No começo do séc. XX inicia-se a construção de pontes de betão armado, com tabuleiro apoiado em pilares ou em arcos. Só a partir do final dos anos de 1960 se começam a realizar pontes com tabuleiro em betão armado pré-esforçado.

Para as primeiras pontes de betão armado com tabuleiro em laje vigada utilizavam-se frequentemente uma conceção de estrutura isostática longitudinalmente, quer com tramos simplesmente apoiados, quer com tabuleiros do tipo viga Gerber. Os tabuleiros eram normalmente fixados, pelo menos, num dos encontros.

As sobrecargas rodoviárias uniformemente distribuídas, adotadas no cálculo das pontes antigas, tinham valores muito elevados e eram afetadas de um coeficiente dinâmico. Pelo contrário, as cargas dos veículos pesados eram reduzidas pelo que é vulgar existirem algumas deficiências locais nos tabuleiros dessas pontes. Com o RSEP de 1961 as sobrecargas uniformemente distribuídas foram significativamente reduzidas, mantendo-se com valores semelhantes no RSA. Os seus valores são inferiores aos especificados para o tráfego atual na EN 1991-2. O coeficiente dinâmico definido no RSEP com o valor de 1,2 passou a ser aplicado apenas às ações do veículo tipo. As ações do

veículo tipo foram sendo aumentadas com a nova regulamentação adequando esses valores ao tráfego real que circula nas rodovias. No RSA o coeficiente dinâmico passou a ter um valor unitário.

Um dos problemas das pontes antigas é a reduzida largura do tabuleiro. No caso particular das pontes de alvenaria outro problema corrente é a reduzida seção de vazão.

As sobrecargas ferroviárias especificadas sofreram um grande aumento desde as primeiras obras até ao RPM de 1929, mantendo-se, a partir dessa data, com valores não muito superiores.

Um dos problemas das pontes ferroviárias antigas era o reduzido gabarito vertical de secções em caixão treliçado, o que, para a implementação da eletrificação da linha, requereu nos anos de 1960 e 1970 a alteração da sua geometria e alteamento dos travamentos do banzo superior.

Nas pontes, a dificuldade de realizar grandes vãos sem recorrer a soluções de grandes arcos metálicos ou de betão, que têm um custo elevado, conduziu a soluções com pilares implantados no leito menor dos rios. Os trabalhos de fundação destes pilares eram realizados em período de estiagem e, quando necessário, modificando o curso da água. Se não era possível realizar as fundações superficialmente era necessário realizar fundações por pegões com profundidade máximas da ordem de 20 m e com a enorme dificuldade da presença de água. Esses pegões eram realizados com recurso a ar comprimido para colocar a câmara de trabalho na base da escavação com uma pressão superior à pressão hidrostática.

Um dos problemas graves que pode ocorrer nas pontes com pilares localizados no leito menor é a infraescavação das fundações. Por isso é importante realizar inspeções subaquáticas e avaliar a segurança em relação ao descalçamento de fundações diretas ou por pegões.

A partir da década de 1950 tornou-se possível realizar, quando necessário, fundações profundas com a tecnologia de execução de estacas. Os diâmetros de estacas podem atualmente exceder os 2 m e profundidades de 100 m.

2.3 Evolução da regulamentação nacional aplicável às estruturas (6)

O primeiro regulamento português que conhecemos data de 24/2/1863. Trata-se do decreto assinado pelo Duque de Loulé intitulado "Regulamento das provas que se deverão fazer nas pontes metálicas de Caminho de Ferro, antes de serem entregues à exploração". Documento sucinto, inclui os critérios de verificação da segurança dos elementos metálicos forjados e laminados e a especificação dos ensaios de carga estáticos e dinâmicos a realizar nas pontes metálicas realizadas no início da concretização da Rede Ferroviária Nacional. Refira-se que em 1877 é realizada uma das mais notáveis pontes portuguesas, a Ponte Maria Pia sobre o Rio Douro.

Em 1/2/1897 é publicado o "Regulamento para projeto, provas e vigilância das pontes metálicas", documento já mais desenvolvido e aplicável às pontes de caminho de ferro e às pontes de estradas. Este documento inclui também os valores das sobrecargas, os valores caracterizadores das propriedades dos materiais e os critérios de verificação da segurança de pontes metálicas.

O início das construções de betão armado em Portugal, no final do séc. XIX, justificou a publicação, em 28/3/1918, do Dec. 4036 “Regulamento para o emprego do beton armado”, onde se apresentam, ainda de forma incompleta, as características dos materiais, os critérios de verificação da segurança e a execução e ensaio das obras de betão armado.

O desenvolvimento das vias de comunicação e a necessidade de atualizar o regulamento de 1897 conduziu à publicação em 10/4/1929 do Decreto 16781 “Regulamento das Pontes Metálicas” – RPM. Este regulamento foi objeto de diversas alterações até 1958, como as introduzidas pelo Dec. 41584. Este regulamento é um documento bastante completo que se manteve parcialmente em vigor durante muitas décadas. De realçar que, em Portaria de 28/9/1929, são publicadas umas interessantes Instruções para a aplicação deste regulamento, onde se incluem também indicações sobre a conceção e pré-dimensionamento de pontes e dos seus aparelhos de apoio. Refira-se que é neste regulamento que se encontram os valores das tensões admissíveis para os elementos metálicos e para as alvenarias.

Em 16/10/1935 é publicado o Decreto 25948 “Regulamento do Betão Armado” – RBA, que trata agora de forma completa o dimensionamento e execução de estruturas de betão armado. Neste regulamento é feita, na introdução, uma apresentação detalhada da regulamentação europeia e americana. É neste regulamento que são introduzidas pela primeira vez, ao nível regulamentar, as ações a adotar no projeto de edifícios. É dado um grande desenvolvimento ao cálculo de lajes fungiformes e a vários aspetos do dimensionamento de pontes de betão armado relacionados com o cálculo de tabuleiros em laje vigada, com o cálculo das abóbadas e com o cálculo de articulações e aparelhos de apoio.

Em 31/5/1958 é publicado o Decreto 41658 “Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos” – RSCS. Embora aplicável a todas as construções não se explicita o enquadramento do projeto de pontes definindo os necessários valores dos respetivos coeficientes sísmicos. Este regulamento seguiu-se à realização, em 1955 na Ordem dos Engenheiros, de um seminário para assinalar os 200 anos do sismo de 1755 e discutir a necessidade de regulamentação para a segurança sísmica (22).

Só em 18/11/1961 as ações passam a ser definidas em regulamento específico, o RSEP – “Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes”, Decreto 44041. São então atualizados os valores das sobrecargas nas pontes e todas as outras ações atuantes nas estruturas quer sejam metálicas ou de betão. É introduzido neste regulamento o conceito de ações excecionais que incluem a ação sísmica e a ação de ventos excecionais. São assim definidos dois tipos de combinação de ações, do tipo I (solicitações permanentes e solicitações variáveis habituais) e do tipo II (solicitações permanentes e solicitações excecionais).

Em 19/1/1965 é publicado o Decreto 46160 “Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios” – REAE que atualiza os requisitos regulamentares para as estruturas metálicas, eliminando, em relação ao RPM, especificações relativas a ações. Muito embora se indique como âmbito de aplicação os edifícios e não tenha então sido revogado o regulamento das pontes metálicas, várias cláusulas deste regulamento eram naturalmente aplicáveis ao projeto de

pontes, nomeadamente os aspetos relacionados com o projeto de ligações soldadas e aparafusadas.

Em 20/5/1967 é publicado o Decreto 47723 “Regulamento de Estruturas de Betão Armado” – REBA. Este regulamento marca a alteração do método de verificação de segurança por tensões admissíveis para o método de verificação da segurança aos estados limites (de serviço e de rotura), sendo para a rotura adotada a filosofia semi-probabilística dos coeficientes parciais de segurança. Esta metodologia, na época inovadora, veio a ser mais tarde adotada a nível internacional nos atuais Eurocódigos.

Em 31/5/1983 é publicado o Decreto-Lei 235/83 “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” – RSA e em 30/7/1983 é publicado o Decreto-lei 349-C “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado” – REBAP, que ainda estão em vigor. O RSA inclui, para além da atualização da definição e quantificação das ações, a filosofia e os critérios de verificação da segurança. O REBAP inclui pela primeira vez em Portugal os requisitos regulamentares relativos às estruturas pré-esforçadas. Adota-se também o Sistema Internacional de Unidades e Simbologia (ISO 3898).

Em relação às estruturas metálicas, procedeu-se com o Decreto 211/86 de 11/4/1986 a uma revisão do REAE, adotando-se a filosofia de segurança aos estados limites em conformidade com o RSA. Consideram-se ainda os novos tipos de aços em chapa e perfil então disponíveis no mercado, Fe360, Fe430 e Fe510.

Em síntese apresenta-se a listagem da regulamentação nacional aplicável ao dimensionamento de estruturas:

- Decreto de 24/2/1863: “Regulamento das provas que se deverão fazer nas pontes metálicas de Caminho de Ferro, antes de serem entregues à exploração”;
- Decreto de 1/2/1897: “Regulamento para projeto, provas e vigilância das pontes metálicas”;
- Decreto 4036 de 28/3/1918: “Regulamento para o emprego do beton armado”;
- Decreto 16781 de 10/4/1929: “Regulamento das Pontes Metálicas”;
- Decreto 25948 de 16/10/1935: “Regulamento do Betão Armado” (RBA);
- Decreto 41658 de 31/05/1958: “Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos” (RSCS);
- Decreto 46160 de 19/1/1965: “Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios”;
- Decreto 44041 de 18/11/1961: “Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes” (RSEP);
- Decreto 47723 de 25/5/1967: “Regulamento de Estruturas de Betão Armado” (REBA);
- Decreto 404/73 de 23/9/1971: “Regulamento de Betões de Ligantes Hidráulicos” (RBLH);
- Decreto 235/83 de 31/05/1983: “Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes” (RSA);
- Decreto 349-c/83 de 30/7/1983: “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado” (REBAP);

- Decreto 211/86 de 11/4/1986: "Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios".

No que se refere à evolução das ações na regulamentação, o aspeto mais importante tem a ver com a ação sísmica que será tratado noutra secção deste trabalho.

Em relação aos materiais os regulamentos vão acompanhando os progressos e considerando o sucessivo aumento da capacidade resistente dos aços e dos betões.

Documentos de referência são os Model Code do CEB/FIP e fib (10), (17).

3 Normas, regulamentos e recomendações para a inspeção e ensaios em estruturas existentes (9), (13), (14)

3.1 Introdução

A inspeção visual de uma construção realizada por um técnico experiente e conhecedor é uma tarefa fundamental no acompanhamento e manutenção do património construído.

Durante a inspeção pode realizar-se a observação de dispositivos existentes da monitorização estrutural e podem realizar-se ensaios para a caracterização dos materiais e da estrutura.

A inspeção e ensaios deve ser realizada após uma visita prévia à obra e após a aprovação de um plano em que se estabelece o calendário previsto para os trabalhos de campo, em que se indicam os meios de acesso a mobilizar para observar a estrutura a pequena distância e em que se definem o tipo e número dos ensaios a realizar.

Um dos principais objetivos da inspeção é a realização do mapeamento e caracterização das anomalias da estrutura (deformação excessiva, assentamento de fundações, vibração excessiva,...) e dos seus materiais.

Para as estruturas de betão as principais anomalias são a corrosão das armaduras, a fendilhação e a deterioração química do betão em que se destacam as reações expansivas alcalis-agregado e as reações sulfáticas internas.

Para as estruturas metálicas a corrosão do aço é a principal anomalia deste tipo de material estrutural, requerendo uma proteção superficial (EN 12944) e sua permanente manutenção.

Um dos problemas das estruturas metálicas antigas sujeitas a fortes ações alternadas, como é o caso das pontes ferroviárias, é a resistência à fadiga dos aços. Tal resistência é inferior à dos aços atuais e por outro lado as estruturas já foram sujeitas a numerosos ciclos de carga.

Para as estruturas de alvenaria a principal anomalia é a fendilhação.

Para as estruturas de madeira as principais anomalias são a deterioração do material e a deformação excessiva. A deterioração pode ser causada pela ação de fungos de podridão ou por insetos (térmitas e carunchos) e pela ação dos agentes atmosféricos.

Os ensaios da estrutura têm como objetivo avaliar a resposta global de um elemento ou da estrutura na sua globalidade para as ações que atuam na construção nas suas condições normais de utilização.

Os ensaios de carga estáticos têm como objetivo avaliar a deformação (rigidez) de um elemento e comparar os resultados com a obrigatória previsão de modelo de cálculo. Estes ensaios podem ser realizados antes e depois de uma intervenção como forma de avaliar a sua eficácia. Importa referir que, numa construção existente, os elementos não estruturais (por exemplo os revestimentos de piso) afetam a resposta se comparada apenas com o cálculo da estrutura. Estes ensaios não devem causar danos na estrutura pelo que a prévia avaliação analítica e o acompanhamento dos ensaios pelo consultor são fundamentais.

Os ensaios dinâmicos, em particular os ensaios associados à vibração ambiental, têm particular interesse porque mobilizam meios reduzidos e permitem avaliar a resposta global da estrutura (frequências e modos de vibração). Esses resultados não só servem para calibrar os resultados dos modelos analíticos como permitem avaliar a evolução do comportamento ao longo do tempo. Constituem também uma forma de avaliação dos efeitos estruturais globais da deterioração ao longo do tempo.

Informação importante sobre a resposta da estrutura é a medição das deformações (permanentes, em particular) existentes na estrutura. No caso de edifícios a medição das flechas em pavimentos e no caso das pontes o nivelamento do tabuleiro, os deslocamentos e deformações nos aparelhos de apoio e juntas de dilatação são observações importantes. Uma dificuldade na interpretação desses resultados é que, em geral, não existe o registo dessas grandezas após a conclusão da obra pelo que não se torna possível separar a deformação da parcela correspondente à geometria inicial. Tal dificuldade já não se verifica quando se fazem leituras ao longo do tempo com as mesmas posições de referência.

Os ensaios de materiais têm como objetivo a sua caracterização mecânica e a avaliação do seu estado de deterioração.

Para a caracterização mecânica podem realizar-se ensaios diretos (destrutivos) em que se submetem provetes extraídos da obra a um dado esforço e se obtém o comportamento até à rotura (por exemplo ensaios numa carote de betão ou num provete de aço extraído da obra). Para evitar realizar um número elevado de ensaios destrutivos pode associar-se a estes a realização de ensaios não destrutivos e estabelecer correlações que permitam, desse modo, estimar de forma indireta as características mecânicas dos materiais.

Uma questão fundamental que se coloca na realização de qualquer tipo de ensaio é a sua representatividade, o que exige a escolha do local e número de ensaios em cada elemento.

Os ensaios que têm como objetivo a avaliação do estado de deterioração são fundamentais para a decisão da necessidade de intervenção preventiva ou corretiva e para a especificação do tipo de intervenção.

Só devem ser realizados ensaios cujos resultados sejam utilizados na avaliação evitando-se realizar toda uma "ementa" de ensaios atualmente disponíveis.

Para as estruturas de betão os ensaios mais importantes são a medição do recobrimento das armaduras, a medição da profundidade da carbonatação do betão, a contaminação do betão por iões cloreto e ensaios a realizar em carotes. Refira-se que no ambiente marítimo a profundidade da carbonatação é em geral

muito baixa e que em ambiente urbano afastado da costa não existem em geral cloretos no ambiente atmosférico.

As carotes, para além de permitirem a observação macroscópica da estrutura do betão, são utilizadas para realizar ensaios mecânicos e para a extração de provetes para realização de identificação de eventuais reações expansivas no interior do betão e previsão da sua evolução futura.

A extração de varões para ensaios à tração numa estrutura de betão armado deve ser minimizada, pesquisando previamente o tipo de armaduras utilizados à data da obra e observando as características das nervuras do aço (ou se o aço é liso), o que em muitos casos permite identificar o tipo e classe de resistência do aço.

Para as estruturas metálicas antigas a extração de provetes (a realizar em zonas sujeitas a menores esforços) é necessária para obter ou confirmar a resistência à tração e tipo de aço, a resistência à fadiga e a composição química (com o principal objetivo de avaliar a soldabilidade do aço).

Para as estruturas de alvenaria a tarefa principal é a caracterização geométrica e identificação do tipo de alvenaria. A dificuldade associada a estas estruturas é a enorme variedade de tipologias e materiais adotados em paredes e abóbadas. Nalguns casos pode ser necessário avaliar o estado de tensão e deformabilidade numa alvenaria de pedra ou tijolo podendo adotar-se ensaios de macacos planos. Ensaios com ultrassons podem também ser muito úteis.

Para as estruturas de madeira a caracterização geométrica das secções e identificação do tipo de madeira é essencial. Podem extrair-se provetes para realização de ensaios mecânicos que permitem avaliar a deformabilidade e resistência do material.

A fotogrametria e o varrimento laser são tecnologias que são muito úteis na caracterização geométrica das construções. Os drones são atualmente de enorme ajuda na inspeção de zonas de difícil acesso.

3.2 Documentos normativos e recomendações para a inspeção e ensaios nas estruturas

Para as pontes existem especificações de donos de obra institucionais de que se referem as das Infraestruturas de Portugal e as recomendações brasileiras do DNIT 010-2004 relativas às inspeções em pontes de betão.

Como é natural esses documentos apresentam orientações gerais porque a decisão sobre os ensaios necessários tem que ser objeto de análise caso a caso.

Os ensaios deviam ser realizados em duas fases para que, após a realização de uma inspeção visual e ensaios básicos preliminares, seja possível identificar os ensaios que realmente são necessários para a avaliação das causas de anomalias visíveis e caracterização do estado da estrutura.

A norma NP EN 1998-3:2017 aborda a questão da representatividade dos resultados dos ensaios.

Na secção 3: Informação para a avaliação estrutural, secção 3.2: Informação de base necessária e secção 3.2: Níveis de conhecimento, a norma estabelece 3 níveis de conhecimento sobre a estrutura existente: KL1 (conhecimento limitado), KL2

(conhecimento normal), KL3 (conhecimento integral). A estes níveis de conhecimento associam-se coeficientes de confiança, respetivamente de 1,35; 1,20 e 1,10 que deverão ser utilizados para redução dos valores médios da resistência mecânica dos materiais obtidos em ensaios, para efeitos de verificação da segurança. Em função do nível de conhecimento são também estabelecidos os métodos de análise a adotar na verificação da segurança.

Na secção 3.4 dessa norma desenvolve-se a caracterização dos níveis de conhecimento e indicam-se no Quadro 1, aqui reproduzido, os valores mínimos recomendados para a inspeção e ensaios em edifícios existentes.

Quadro 1 Requisitos mínimos recomendados para diferentes níveis de inspeção e de ensaio

Inspeção (das disposições construtivas)		Ensaios (dos materiais)
Para cada tipo de elemento primário (viga, pilar, parede):		
Nível de inspeção e de ensaio	Porcentagem de elementos cujas disposições construtivas têm que ser verificadas	Amostras de materiais por piso
Limitado	20	1
Alargado	50	2
Completo	80	3

A orientação e definição do tipo de ensaios, sua distribuição espacial e número de ensaios compete a um consultor especializado. A necessidade de mais ou menos ensaios depende naturalmente do conhecimento existente sobre o projeto e sobre a execução da obra. O número de ensaios deve ser sempre o mínimo necessário para garantir a fiabilidade da avaliação e devem ser realizados apenas nos elementos mais importantes e representativos.

Para a interpretação dos resultados dos ensaios refere-se a EN 13791:2008 – Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos pré-fabricados. Neste documento estabelece-se a metodologia para a interpretação dos resultados dos ensaios. Um aspeto importante a referir é que para avaliar a capacidade de carga de uma estrutura existente o que interessa é a resistência do material à data da avaliação e não a resistência dos materiais considerada no projeto ou em obra, relativa ao controlo da qualidade (para o betão na idade de 28 dias).

4 Normas, regulamentos e recomendações para a avaliação das condições de segurança das estruturas existentes (14)

4.1 A pr EN1990-2 de 7/4/2021 Assessment and retrofitting of existing structures – general rules and actions (doc CEN/TC250 2747)

Este documento não inclui a avaliação e reforço para a ação sísmica, matéria que é tratada na NP EN 1998-3. Não inclui também cláusulas específicas para estruturas de betão armado, metálicas,

alvenarias e madeiras estando em preparação, na nova geração dos eurocódigos, anexos dedicados às estruturas existentes.

Seguidamente destacam-se alguns dos aspetos tratados nesta norma e no Anexo Nacional em preparação pelo GT2 da CT115 (Avaliação e reabilitação de estruturas existentes – regras gerais).

Na secção 4 – Regras gerais e em relação à filosofia de segurança (secção 4.1), a proposta no Anexo Nacional é, atualmente, que, para estruturas existentes, se pode admitir uma ligeira redução do índice de fiabilidade alvo, de acordo com os seguintes valores:

$$\beta_r = \beta_n - 0,5$$

$$\beta_u = \beta_n - 1,5$$

em que

β_n é o índice de fiabilidade alvo de uma estrutura nova;

β_r é o índice de fiabilidade alvo de uma estrutura reparada ou reforçada;

β_u é o índice de fiabilidade alvo mínimo admissível numa estrutura existente.

A fiabilidade é a capacidade de uma estrutura para satisfazer os requisitos para os quais foi projetada. O índice de fiabilidade está relacionado com a probabilidade de não satisfação de um dado requisito. Por exemplo $\beta = 3,8$ corresponde a uma probabilidade de 10^{-5} .

A aplicação dos níveis de fiabilidade requeridos para obras novas pode não ser tecnicamente viável ou implicar custos desproporcionados que desincentivem a reabilitação estrutural.

Em paralelo com a possibilidade de redução dos índices de fiabilidade devem ser identificadas as principais debilidades da construção, corrigindo aspetos fundamentais como sejam assimetrias de rigidez/resistência, ausência de ductilidade, perigo de ocorrência de colapsos progressivos.

Os métodos de avaliação da segurança das estruturas existentes podem basear-se em métodos quantitativos (baseados em cálculos), métodos qualitativos baseados no comportamento passado ou na combinação de ambos, incluindo resultados de monitorização estrutural e ensaios.

A avaliação deve incluir a análise de toda a informação existente – documentos do projeto, documentos da obra, relatórios de inspeção e ensaios, informações relativas a manutenção, alterações, acidentes.

Ao analisarem-se estruturas existentes há a possibilidade de se atualizar a informação da obra construída inspecionando e ensaiando materiais e a estrutura, atualizando as bases de cálculo, ajustando as ações e as características dos materiais.

A secção 5 da norma trata dos processos de avaliação de estruturas existentes, sendo de realçar que o âmbito e objetivos deste processo tem de ser acordado com o dono de obra. A avaliação tem de modelar as alterações introduzidas e os efeitos da deterioração que se verifiquem na obra (2),(5) e (25). A inspeção tem de verificar a conformidade da obra com o projeto evitando-se estar a realizar a avaliação de uma estrutura que não corresponde ao executado.

As estruturas existentes podem não respeitar requisitos ou

pormenorização das atuais normas para obras novas mas tal não significa que não sejam seguras. As partes dos eurocódigos relativos aos diversos materiais estruturais e os Anexos Nacionais irão incluir modelos adaptados às particularidades das estruturas existentes.

O Relatório da Avaliação deve apresentar detalhadamente todo o processo adotado na avaliação e deve concluir fundamentadamente sobre a eventual necessidade de complementar a avaliação e sobre a eventual necessidade de intervenção na estrutura.

A secção 6 da norma trata da atualização das variáveis básicas – geometria da estrutura e elementos não estruturais, ações e propriedades dos materiais.

Importa definir claramente os valores das ações a considerar na verificação da segurança, tendo em conta as ações reais e as especificadas na nova regulamentação.

Em relação às propriedades dos materiais há que complementar a informação do projeto e dos regulamentos em vigor à data do projeto com os resultados obtidos nos ensaios realizados no âmbito da avaliação.

A secção 7 da norma trata da modelação da estrutura e dos ensaios. Os modelos de cálculo devem basear-se no projeto e na informação obtida na inspeção e, sempre que possível, devem ser calibrados com os resultados da monitorização e ensaios (por exemplo ensaios dinâmicos).

Importa referir que eventuais ensaios de carga devem ter objetivos claros, um planeamento cuidadoso incluindo a previsão da resposta da estrutura e não devem introduzir danos na estrutura (limitando e controlando o valor das cargas de ensaio).

A secção 8 da norma trata das verificações da segurança.

Para os Estados Limites Últimos deve ser utilizado o método dos coeficientes parciais de segurança tomando como base a EN 1990-1, sem alteração dos coeficientes de combinação mas com possíveis ajustamentos dos coeficientes majorativos das ações variáveis, tendo em conta a possibilidade de redução do índice de fiabilidade alvo para estruturas existentes (proposta do GT da CT115).

Os coeficientes parciais de segurança para as ações são usualmente definidos através da seguinte relação:

$$\gamma_F = \gamma_{Ed} \cdot \gamma_f$$

onde,

γ_F é o coeficiente parcial de segurança para a ação;

γ_{Ed} é o coeficiente associado ao erro da modelação da ação;

γ_f é o coeficiente associado à dispersão da ação.

Geralmente, o coeficiente γ_{Ed} , associado aos erros do modelo, toma valores entre 1,05 e 1,15, sendo o valor de 1,10 o mais usual.

Assim, se for considerado para γ_{Ed} um valor igual a 1,10, o coeficiente parcial de segurança para as ações pode ser considerado como:

$$\gamma_F = 1,10 \cdot \gamma_f$$

De acordo com a proposta de redução do índice de fiabilidade para as estruturas existentes, uma redução de 0,5 no índice de fiabilidade de uma estrutura nova para obter o índice de fiabilidade de uma estrutura reparada ou reforçada, corresponde aproximadamente

à seguinte relação entre os coeficientes associados à dispersão da ação:

$$\gamma_{fr} / \gamma_f = 0,94$$

onde γ_{fr} é o coeficiente associado à dispersão da ação para uma estrutura reparada ou reforçada. Assim, o coeficiente de segurança parcial γ_{fr} para uma estrutura reparada ou reforçada será obtido a partir do coeficiente parcial definido para a estrutura nova, multiplicando-o por 0,94.

Por sua vez, uma redução de 1,5 no índice de fiabilidade de uma estrutura nova para obter o índice de fiabilidade mínimo que se aceita para não intervir numa estrutura existente, corresponde aproximadamente à seguinte relação entre coeficientes associados à dispersão da ação:

$$\gamma_{fu} / \gamma_f = 0,82$$

onde γ_{fu} é o coeficiente mínimo associado à dispersão da ação para uma estrutura existente. Assim, o coeficiente de segurança parcial mínimo para a ação, γ_{fu} para uma estrutura existente será obtido a partir do coeficiente parcial definido para a estrutura nova, multiplicando-o por 0,82.

A justificação para esta proposta alinhada com recomendações europeias (18) é o reconhecimento da complexidade das intervenções e a necessidade de viabilizar uma intervenção que melhora a situação existente, sem medidas desproporcionadas e de custos demasiado elevados. Afinal é uma medida de bom senso.

Por exemplo, no caso de sobrecarga em edifícios, considerando que o respetivo coeficiente parcial de segurança para uma estrutura nova é de 1,50, obter-se-iam os seguintes coeficientes parciais de segurança:

- 1,40 ($1,5 \times 0,94$), para uma estrutura existente a reparar ou a reforçar;
- 1,25 ($1,5 \times 0,82$), para a aceitação do nível de segurança de uma estrutura existente sem realizar intervenção de reforço.

Em relação aos valores de cálculo das propriedades dos materiais e considerando X_k o valor característico de um parâmetro de resistência, o valor de cálculo associado X_d vem dado por:

$$X_d = \eta X_k / \gamma_M$$

$$\gamma_M = \gamma_{Rd} \gamma_m = \gamma_{Rd1} \gamma_{Rd2} \gamma_m$$

em que a primeira parcela do produto (γ_{Rd}) contém os coeficientes parciais de segurança relativos às incertezas do modelo de resistência (γ_{Rd1}) e dos desvios geométricos (γ_{Rd2}), se estes não forem modelados explicitamente. A segunda parcela do produto (γ_m) representa o coeficiente parcial de segurança relativo às incertezas, ou variabilidade, associadas às propriedades dos materiais e às incertezas estatísticas e η representa um fator de conversão.

A revisão destes coeficientes parciais de segurança para as estruturas existentes está em fase de estudo. Por um lado é possível ensaiar os materiais realmente aplicados e obter as suas características efetivas podendo ser revistos os valores das resistências, mas por outro lado o comportamento de elementos reparados ou reforçados pode ser menos fiável do que o de elementos de estruturas novas.

A secção 9 da norma trata da avaliação baseada no comportamento anterior. Esta possibilidade deve ser considerada com toda a prudência. Esta avaliação requiere a realização de uma inspeção detalhada e comprovação de que a estrutura não apresenta anomalias, a comprovação de que a estrutura foi sujeita a níveis de carga semelhantes aos que terão muita probabilidade de não serem excedidos no futuro, a comprovação de que a estrutura não irá sofrer alterações nem que seja previsível que futura deterioração afete o desempenho da estrutura e a aceitação por parte das entidades envolvidas em manter o nível de segurança existente.

A constatação de que uma estrutura tem tido um bom comportamento em serviço apenas é indicativo que a estrutura provavelmente continuará a apresentar um bom comportamento nas mesmas condições de utilização, mas tal não é garantia do nível de segurança para as situações dos estados limites últimos ou seja para a avaliação da capacidade de carga de rotura da estrutura. Esta questão é de especial relevância para a segurança sísmica uma vez que nas últimas décadas não ocorreram sismos de elevada intensidade no território do continente e portanto as estruturas não foram testadas e por outro lado são conhecidas as debilidades das construções mais antigas, muitas das quais nem foram concebidas para a resistência aos sismos. A ocorrência de sismos severos nalguns países tem evidenciado estas debilidades.

A secção 10 da norma trata das possíveis intervenções quando da avaliação se conclui de forma clara a causa das anomalias ou a constatação de que um dos requisitos de segurança regulamentares não é verificado. Na secção 5 deste artigo analisam-se essas alternativas de intervenção.

4.2 A pr EN 1992-1-1 para a avaliação da segurança das estruturas existentes realizadas em betão armado (Anexo I) e a atividade do Grupo de Trabalho GT2 da CT115

Os eurocódigos separaram todos os assuntos relativos à ação sísmica em documentos autónomos porque alguns países europeus não sofrem a possibilidade de atuação dessa ação com níveis relevantes. Tal não é o caso de Portugal e por isso a nossa regulamentação tratava de forma integrada a ação dos sismos com as demais ações.

Seguindo a organização dos eurocódigos apresenta-se nesta secção a referência à avaliação geral da segurança das estruturas de betão e na secção seguinte a avaliação para a ação sísmica. Para os outros materiais estruturais – aço, alvenaria e madeira não conhecemos ainda anexos que tratem da avaliação das estruturas existentes, mas por certo virão no futuro a contemplar essa matéria. Refira-se no entanto que grande parte das normas aplicáveis a obras novas também o são para as estruturas existentes.

Na nova geração dos eurocódigos, a pr EN 1992-1-1 – Eurocode 2 Design of concrete structures- General rules, rules for buildings, bridges and civil engineering structures de 10/5/2021 (doc.2724) inclui um Anexo I – Assessment of Existing Structures, onde se apresentam as recomendações para a avaliação da segurança de estruturas existentes de betão.

Este anexo percorre as várias secções do texto geral do eurocódigo

EN1992-1-1, dirigido às obras novas, apresentando as recomendações específicas para estruturas existentes.

Na secção 1.4 apresentam-se comentários gerais em relação à necessidade de considerar os efeitos estruturais da deterioração na avaliação das estruturas existentes e a possibilidade de ajustar os coeficientes parciais dos materiais tendo em conta os resultados dos ensaios efetuados na construção.

Na secção 1.5 (Materiais) remete-se para a norma EN 13791 a interpretação e caracterização mecânica do betão com base nos ensaios de carotes e para o aço remete para a norma EN ISO 15630, referindo a possibilidade de caracterização de alguns aços pelo sistema de marcação realizado nas nervuras.

Na secção 1.6 indica-se a necessidade de rever a avaliação da aderência se o recobrimento é inferior ao valor de referência ($C_{min,b}$).

Na secção 1.7 aborda-se o difícil problema de quantificar a força de pré-esforço instalada, recomendando que, atendendo à dificuldade de quantificar essa força, seja feita, em projeto, uma análise de sensibilidade variando o valor de pré-esforço entre limites plausíveis.

Na secção 1.8 ULS descrevem-se os efeitos da corrosão de armaduras a considerar na avaliação.

Nessa secção apresentam-se regras para as estruturas existentes que não cumprem os requisitos da atual regulamentação para obras novas, como sejam a consideração de armaduras lisas, a existência de varões inclinados e armaduras transversais com disposições construtivas que não satisfazem os atuais requisitos mínimos para a resistência ao esforço transversal nas novas normas.

Na secção 1.9 SLS refere-se que a verificação desses estados limites de serviço pode ser feita com medições na obra existente e complementa as fórmulas de cálculo do comprimento de amarração e da estimativa da abertura de fendas para elementos de betão com armaduras lisas e terminando em gancho.

No âmbito da atividade do Grupo de trabalho GT2 da Comissão dos Eurocódigos (CT115) foram preparadas umas "Recomendações para a Avaliação e Intervenção em Estruturas Existentes de Betão". Nesse documento apresenta-se informação complementar ao referido anexo I, informação que eventualmente será incorporada no Anexo Nacional a esse anexo do eurocódigo.

Assim na secção 3 destas "Recomendações" apresenta-se a evolução da caracterização do betão e do aço, dos modelos de análise e critérios de verificação da segurança considerados na regulamentação Portuguesa e adotados no meio técnico nacional.

Na secção 7 destas "Recomendações" apresenta-se uma descrição sintética dos vários tipos de ensaios de caracterização dos materiais em estruturas de betão armado, seu estado de deterioração e interpretação dos resultados.

4.3 Avaliação da segurança sísmica de estruturas existentes

4.3.1 Ação sísmica

Os registos da atividade sísmica e os estudos efetuados mostram que o risco e a intensidade da ação sísmica apresentam uma grande variação quer no continente quer nas ilhas dos Açores e Madeira.

Na Figura 1 apresenta-se o zonamento sísmico no continente considerado nos regulamentos de 1958 e 1961, no RSA de 1983 e no Anexo Nacional da NPEN 1998-1 (Eurocódigo 8)

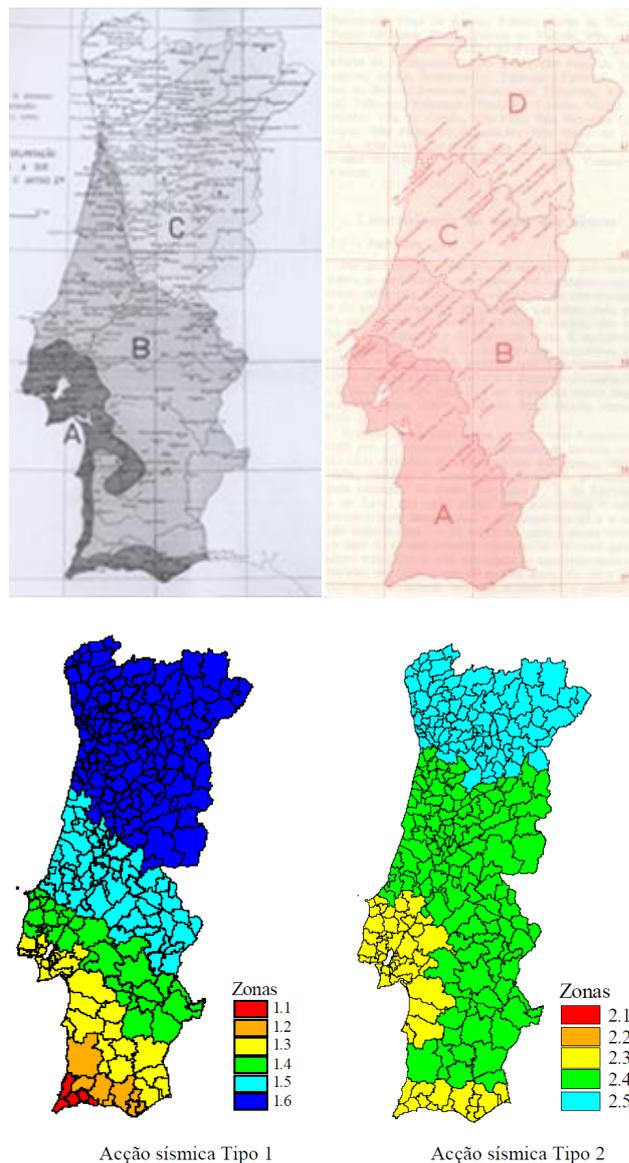


Figura 1 Zonamento Sísmico considerado em 1958/1961, 1983 e 2010 (zonamento diferente para o sismo afastado, agora designado tipo 1, e sismo próximo, agora designado sismo 2)

Nas Figura 2 apresenta-se a comparação, para a região de Lisboa, do coeficiente sísmico equivalente para o RSEP (construções sem elementos não estruturais de travamento), para o RSA (considerando a ação majorada por 1,5 para o ELU, de acordo com este regulamento, para vários tipos de solo e coeficiente de comportamento igual a 2, a título de exemplo) e para o EC8, para vários tipos de solo, e também para um coeficiente de comportamento igual a 2.

Da análise destes gráficos e tendo em consideração que o período da vibração horizontal (associado à frequência própria) de grande parte das construções varia de 0,5 segundos a 2 segundos fica claro que, com a evolução da regulamentação, a intensidade da ação sísmica de cálculo foi aumentando, em particular para as piores condições de fundação.

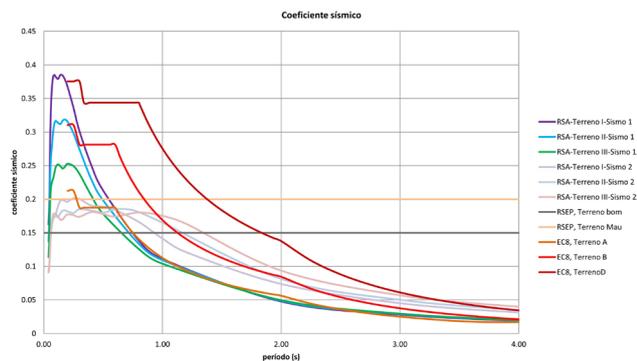


Figura 2 Coeficiente sísmico equivalente para o RSEP, RSA e EC8 na região de Lisboa

Na Figura 3 apresenta-se a relação dos coeficientes sísmicas para os solos EC8 solo tipo A/RSA Solo tipo I (rocha), EC8 tipo B/RSA tipo II e EC8 tipo D/RSA tipo III (solo de fraca consistência).

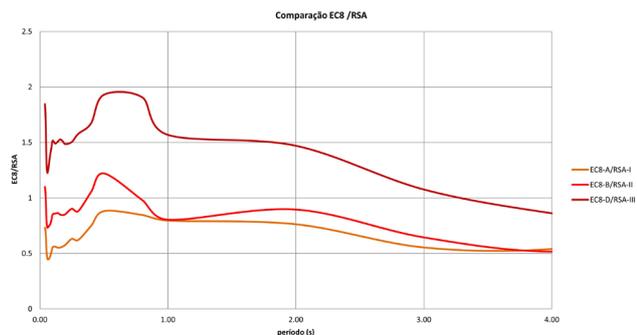


Figura 3 Comparação da ação sísmica na região de Lisboa RSA/EC8

Verifica-se que, na gama corrente de frequências entre 0,5 Hz a 2,0 Hz, existe um agravamento da quantificação da ação sísmica entre o RSA de 1983 e o EC8 de 2010 para solos de fundação de qualidade média a baixa.

Na Figura 4 ilustram-se os espectros de resposta elástica definidos no EC8 para a região de Lisboa, para um coeficiente de importância de 1,0 e um período de vida útil, t_l , de projeto de 50 anos.

A NP EN 1990 introduz, para diversos tipos de construções, o conceito de período de vida útil (ou período de referência t_r) a considerar no projeto (classificação que terá repercussões nos requisitos de durabilidade, definição das ações e níveis de segurança, ...). Durante esse período de referência os requisitos de desempenho regulamentares devem ser satisfeitos.

No quadro seguinte indicam-se os valores de referência do período de vida para diversos tipos de estruturas, introduzindo-se o conceito de categorias para o período de vida (1 a 5).

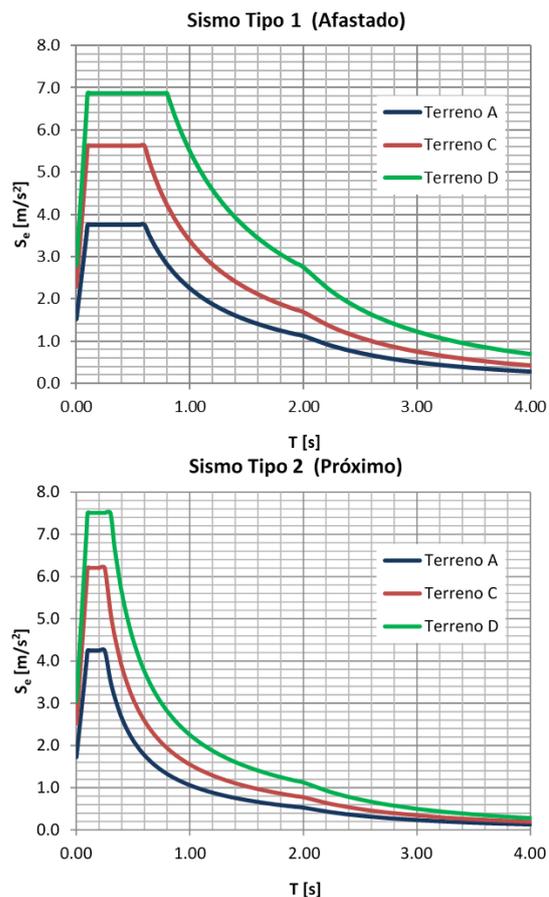


Figura 4 Espectro de resposta elástica definido no Anexo Nacional do EC8 para a região de Lisboa

Quadro 2 Categorias para o período de vida estabelecido na NP EN 1990

Categorias para o período de vida	Valores indicativos do período de vida (anos)	Exemplos
1	10	Estruturas temporárias ⁽¹⁾
2	10 a 25	Partes estruturais substituíveis (apoios,...)
3	15 a 30	Estruturas para agricultura ou fins similares
4	50	Estruturas de edifícios e outras estruturas comuns
5	100	Monumentos, pontes e outras obras públicas e edifícios social ou economicamente muito importantes

(1) Estruturas que podem ser desmontadas para serem reutilizadas não são consideradas temporárias.

A probabilidade p do valor característico de uma ação ser excedida no período de referência t_L está relacionado com o período de retorno T_{RC} pela equação:

$$T_{RC} = \frac{1}{1 - (1-p)^{\frac{1}{T_L}}}$$

em que T_{RC} é o período entre 2 ocorrências subsequentes em que é excedido o valor característico da ação.

Para $p = 0,10$ e um período de referência de 50 anos vem $T_{RC} = 475$ anos (Figura 5).

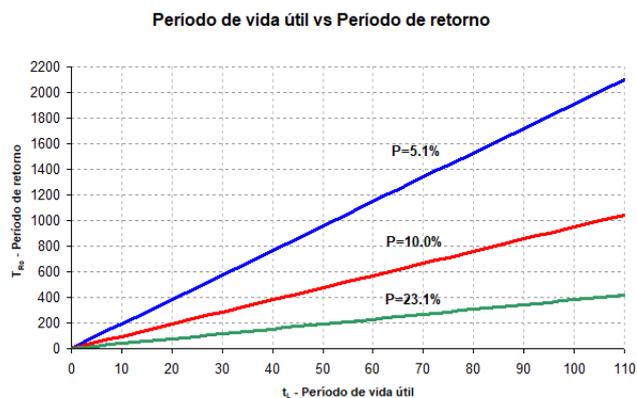


Figura 5 Relação entre o período de retorno e o período de vida útil de projeto para vários valores de p

O EC8 introduz também o conceito de classes de importância I, II, III e IV para edifícios (a que estão associados períodos de vida útil de projeto e coeficientes de importância de γ_i de 0,8; 1,0; 1,2 e 1,4) e classes de importância I, II e III para as pontes a que correspondem coeficientes de importância de 0,85; 1,0 e 1,3.

A NP EN 1998-1 estabeleceu no Anexo Nacional, para edifícios, os fatores de importância que deverão afetar a ação sísmica em função das classes de importância não fazendo intervir diretamente o período de vida útil de projeto mas o período de retorno em função do coeficiente de importância através da relação.

$$T_{RL} = \frac{T_{RC}}{\left(\frac{1}{\gamma_i}\right)^3}$$

$T_{RC} = 50$ anos e T_{RL} representam o período de retorno associado ao coeficiente de importância γ_i .

Estabelecido o período de retorno T_{RL} a ação sísmica a_g a considerar no projeto deve ser obtida afetando a ação de referência a_{gr} pelos fatores de importância γ_i para a ação sísmica tipo 1 e tipo 2, dados por:

$$\gamma_i = \left(\frac{T_{RL}}{T_{RC}}\right)^{-k}$$

Em que γ_i representam os fatores de importância para a ação tipo 1 e tipo 2 no continente e para a ação sísmica nos Açores, considerando nesta expressão, respetivamente, $k = 1,5; 2,5$ e $3,6$.

Deste modo foram obtidos na NP EN 1998-1 os fatores de importância a considerar nos edifícios, conforme indicado no quadro seguinte.

Quadro 3 Quadro NA.II – Coeficientes de importância γ_i

Classe de importância	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2	
		Continente	Açores
I	0,65	0,75	0,85
II	1,00	1,00	1,00
III	1,45	1,25	1,15
IV	1,95	1,50	1,35

Da expressão da relação de T_{RC} , p e T_L conclui-se que para uma ponte relevante com um período de vida de projeto de 100 anos, o período de retorno a considerar para a quantificação da ação sísmica é de 950 anos e os fatores de importância seriam:

$$\gamma_1 = 1,59$$

$$\gamma_2 = 1,32$$

Se adotarmos o procedimento da NP EN 1998-1 para um coeficiente de importância de 1,3 (independentemente do período de vida útil) tem-se $T_{RL} = 1044$ anos e:

$$\gamma_1 = 1,69$$

$$\gamma_2 = 1,37$$

Importa referir que para além da ação a evolução da engenharia sísmica está associada a importantes alterações ao nível da conceção, verificação segurança e pormenorização das estruturas. A evolução do conhecimento e a experiência recolhida dos danos causados pelos sismos em muitos países mostrou que uma parte significativa das obras antigas não dispõem de uma segurança sísmica satisfatória.

4.3.2 Evolução da conceção e verificação da segurança para a ação sísmica

Como referido, só em 1958 passou a ser exigida regulamentarmente a consideração da segurança sísmica no projeto das construções. Inicialmente apenas associado à resistência dos elementos verticais são, em 1983, introduzidos os modernos conceitos de segurança sísmica com a importância dada à análise dinâmica global da estrutura, à ductilidade e ao dimensionamento por capacidade real. Neste contexto são introduzidas modificações ao nível da pormenorização de armaduras em estruturas de betão, com destaque para a cintagem de pilares e armaduras mínimas.

O projeto sísmico, de acordo com o Eurocódigo 8, deve ser realizado por capacidade real. Esta metodologia tem como objetivo garantir que são os elementos e mecanismos mais dúcteis que acomodam os deslocamentos induzidos pelo sismo. Numa ponte são essencialmente os pilares os elementos onde será possível dissipar energia.

Para garantir um comportamento dúctil deve evitar-se também mobilizar a capacidade última ao esforço transversal nos pilares, sobredimensionando a resistência ao esforço transversal nas zonas críticas das rótulas plásticas. Deve-se também evitar ter os pilares sujeitos a elevados níveis de compressão porque a ductilidade em flexão é significativamente reduzida para elevados níveis de esforço axial reduzido.

De igual modo deve evitar-se ter plastificações nas fundações, dada a dificuldade de inspecionar e efetuar nessas zonas reparações após um sismo intenso e pelas repercussões globais que teria uma rotura ao nível das fundações.

Introduz-se o conceito de requisito de não colapso para sismo intenso e requisito de limitação de danos para um sismo moderado.

São consideradas soluções que limitem os efeitos da ação sísmica nas construções introduzindo dispositivos de dissipação de energia ou introduzindo aparelhos de isolamento entre a fundação e a superestrutura (isolamento de base).

4.3.3 A NP EN 1998: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios, 2017 (a norma europeia data de 2005)

A única norma estrutural de aplicação específica para estruturas existentes em Portugal é a NP EN 1998-3. Esta norma, dirigida para a avaliação e intervenção sísmica em edifícios, apresenta vários aspetos aplicáveis às estruturas em geral.

Esta norma tem como objetivos:

- Estabelecer critérios para a avaliação do desempenho sísmico das estruturas de edifícios existentes;
- Descrever uma abordagem que permita escolher as medidas corretivas;
- Estipular critérios de projeto para as medidas de reabilitação.

De acordo com esta norma a verificação da segurança e intervenção em edifícios existentes pode ser realizada considerando para a ação sísmica valores um pouco inferiores aos especificados para os novos edifícios de acordo com as seguintes indicações:

Em Portugal devem considerar-se os seguintes períodos de retorno para a definição da ação sísmica de referência associada a cada um dos três estados limites indicados em 2.1 (2)P:

- estado limite de colapso iminente (NC): período de retorno de 475 anos correspondentes a uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos;
- estado limite de danos severos (SD): período de retorno de 308 anos correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos;
- estado limite de limitação de dano (DL): período de retorno de 73 anos correspondente a uma probabilidade de excedência de 50% em 50 anos.

Os valores da aceleração máxima de referência a_{gr} a adotar para cada um dos três estados limites indicados são obtidos a partir dos valores de a_{gr} indicados no quadro NA.I do Anexo Nacional da

NP EN 1998-1:2010 multiplicando-os pelos coeficientes indicados no Quadro NA.I.

Quadro 4 Quadro NA.I – Coeficientes para quantificação da ação sísmica em estruturas existentes (Anexo Nacional da NP EN 1998-3)

Estado limite	Ação sísmica tipo 1	Ação sísmica tipo 2	
		Continente	Açores
De colapso iminente (NC)	1,00	1,00	1,00
De danos severos (SD)	0,75	0,84	0,89
De limitação de dano (DL)	0,29	0,47	0,59

Para os edifícios existentes correntes (classe de importância II) deve ser verificado o Estado Limite Último de danos severos (SD), que corresponde a um período de retorno de 308 anos, ou seja para um nível de ação inferior à exigida para a verificação da segurança ao estado limite último em projetos de edifícios novos, da mesma classe de importância que seria obtida para um período de retorno de 475 anos. Para os edifícios das classes III e IV deve também ser verificado o E.L. de colapso eminente.

Nesta norma definem-se elementos dúcteis e frágeis. Os elementos dúcteis devem ser verificados para a capacidade de deformação; os elementos frágeis devem ser verificados para a resistência.

A metodologia de referência da norma para a verificação da segurança é a abordagem com base nas deformações ao contrário do considerado na EN 1998-1 para projeto de obras novas onde a metodologia de referência é a abordagem com base em forças considerando coeficientes de comportamento.

Estabelecem-se níveis de conhecimento sobre a estrutura existente KL1, KL2 e KL3 (do menor para o maior nível de conhecimento) e os respetivos fatores de confiança CF (1,35; 1,2 e 1,0), conforme já referido anteriormente.

Para determinação das capacidades dos elementos dúcteis e frágeis o valor médio das propriedades dos materiais obtido nos ensaios é dividido pelo fator de confiança. Para determinação dos esforços de dimensionamento dos elementos frágeis a partir das resistências dos elementos dúcteis o valor médio das propriedades dos materiais obtido nos ensaios é multiplicado pelo fator de confiança.

No que se refere à análise adotada na avaliação da segurança sísmica a norma permite adotar a verificação com base em forças considerando um coeficiente de comportamento de 1,5 para as estruturas de betão, alvenaria e madeira e 2,0 para as estruturas metálicas, sem verificações adicionais, independentemente da tipologia de estrutura.

Esta metodologia é muito conservadora e pode conduzir a decisões de intervenção de reforço que seriam dispensáveis fazendo a verificação da segurança pela abordagem com base em deformações.

A avaliação sísmica analítica deverá, sempre que possível, ser aferida com ensaios experimentais de comportamento dinâmico que permitam aferir as frequências e modos de vibração obtidos em modelo analítico. É no entanto de realçar que, em edifícios, a avaliação experimental do comportamento dinâmico é muito

dependente da contribuição dos elementos não estruturais que têm como efeito um aumento significativo da rigidez da estrutura para as condições normais de utilização do edifício.

Nessa norma enunciam-se as várias opções de intervenção para a melhoria do comportamento sísmico.

Em edifícios deve, sempre que possível, reduzir-se a irregularidade estrutural e aumentar-se a ductilidade.

Para as pontes antigas de betão armado uma das intervenções mais usuais é a introdução de dispositivos de dissipação entre o tabuleiro e os encontros e/ou entre o tabuleiro e os pilares. Caso existam pilares curtos a sua ligação ao tabuleiro não deve ser rígida.

A norma apresenta anexos para estruturas de betão, para estruturas metálicas e mistas e para estruturas de alvenaria. Para cada tipo de estrutura apresenta soluções de reforço/aumento de ductilidade e respetivos critérios de dimensionamento adotando o que designamos por método dos coeficientes globais (coeficiente de redução da resistência de elementos reforçados em relação aos valores obtidos em elementos monolíticos com a mesma geometria e armaduras). Para pontes têm particular interesse as disposições dessa norma relativas a pilares de betão armado, como sejam as relativas ao encamisamento de secções com betão, aço ou compósitos (FRP).

Nestas normas dão-se recomendações para os modelos a adotar para estimar a capacidade resistente dos vários elementos estruturais para ação sísmica, para edifícios de betão armado, estruturas metálicas e mistas e edifícios de alvenaria.

O Eurocódigo 8, como todos os outros está em fase avançada de revisão. Em relação à EN 1998-3 foi publicada uma versão em 22/5/2018 (doc. 707 da SC8) e recentemente nova revisão (doc 1059) em 6/5/2021. Nestas novas versões já estão também incluídas as pontes quer na secção de avaliação da segurança quer na secção do dimensionamento das intervenções de reforço sísmico.

Neste contexto referem-se as publicações (24) e (28).

4.3.4 A legislação portuguesa

Em 2019 foram publicados, finalmente, um conjunto de documentos que oficializam a aplicação dos eurocódigos no projeto de novas estruturas de edifícios e nas intervenções em edifícios existentes.

Em 18/7/2019 foi publicado o Dec.Lei 95/2019 que estabelece o regime aplicável à reabilitação de edifícios, em articulação com a substituição dos Regulamentos Nacionais pelos Eurocódigos Estruturais e exige a análise da vulnerabilidade sísmica nalgumas intervenções de reabilitação. Este decreto entrou em vigor em Novembro de 2019, requerendo a publicação de despacho normativo e portaria complementares.

Este decreto foi regulamentado em 17/9/2019 pelo Despacho Normativo 21/2019 das Infraestruturas e Habitação e pela Portaria 302/2019.

O despacho Normativo 21/2019 aprovou as condições para a utilização dos Eurocódigos Estruturais nos projetos de estruturas de edifícios. O período de transição em que ainda é permitida a utilização da regulamentação Portuguesa no projeto de edifícios termina em 17 de Setembro de 2022. Neste despacho apresenta-se

a lista dos Eurocódigos a observar na elaboração dos projetos (ver referências neste artigo). Neles se inclui a NP EN 1998:3 dirigida à Avaliação e Reabilitação de Edifícios Existentes.

A Portaria 302/2019 define os termos em que as obras de intervenção em edifícios estão sujeitas à elaboração prévia do relatório de vulnerabilidade sísmica e quando necessário ao projeto de reforço sísmico. Esta Portaria entrou em vigor em 15 de Novembro de 2019.

Para apoio à aplicação desta norma o LNEC coordenou a realização do seguinte conjunto de publicações (que estão disponíveis gratuitamente na RPEE):

“Avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes em betão armado”, RPEE nº10 Julho 2019;

“Aspectos gerais da aplicação em Portugal do EC8 Parte 3 Edifícios de alvenaria”, RPEE nº 12 Março de 2020;

“Métodos expeditos para a avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos rígidos”, RPEE nº14 Nov. 2020;

“Métodos expeditos para avaliação sísmica de edifícios de alvenaria com pavimentos flexíveis”, RPEE nº16 Julho 2021.

5 Normas e recomendações para intervenções em estruturas existentes (14), (19)

5.1 Regras gerais

A pr EN 1990-2 inclui um conjunto de recomendações gerais a considerar no projeto de reforço de estruturas. Na secção 6 trata da possível atualização/adaptação das variáveis básicas – geometria da estrutura, ações e propriedades dos materiais. Nas secções 7 e 8 trata da modelação e critérios de verificação da segurança.

Na secção 10 descreve as várias possibilidades de intervenção de reparação e de reforço.

A reparação e o reforço de uma estrutura podem envolver as seguintes soluções:

- Reparação local;
- Reforço de elementos estruturais;
- Introdução de novos elementos (por exemplo paredes, elementos de contraventamento);
- Introdução de pré-esforço exterior;
- Modificação das condições de ligação entre elementos (ligações entre paredes, entre pavimentos e paredes);
- Introdução de sistemas dissipativos ou isolamento de base para o reforço sísmico;
- Redução do peso;
- Proteção geral.

Para uma estrutura reforçada é em geral necessário realizar um modelo de análise global da estrutura incluindo a simulação dos reforços.

5.2 Estruturas de betão (3), (4), (8), (15)

5.2.1 A NP EN 1504

A reabilitação das estruturas de betão está em grande parte enquadrada pela Norma Europeia NP EN 1504 Produtos e sistemas para a proteção e reparação de estruturas de betão. Definições, requisitos, controlo da qualidade e avaliação da conformidade.

Esta norma inclui as seguintes partes:

- EN1504-1: Definições;
- EN1504-2: Sistemas de proteção superficial do betão;
- EN1504-3: Reparação estrutural e não estrutural;
- EN1504-4: Colagem estrutural;
- EN1504-5: Injeção do betão;
- EN1504-6: Ancoragem de armaduras;
- EN1504-7: Proteção de armaduras contra a corrosão;
- EN1504-8: Controlo de qualidade e avaliação da conformidade;
- EN1504-9: Princípios gerais de aplicação de produtos e sistemas;
- EN1504-10: Aplicação de produtos e sistemas e controlo da qualidade da execução.

Nestas normas incluem-se alguns conceitos e definições que importa referir. Todos os produtos e sistemas devem estar associados a um adequado desempenho. O desempenho é definido como sendo a capacidade de um produto ou sistema fornecer uma proteção ou reparação efetiva e durável sem efeitos nocivos na estrutura original, nos operários, nos utilizadores e no ambiente.

Assim, um produto deve apresentar um ou mais valores declarados que são documentados pelo produtor para identificação ou para requisito de desempenho.

Os ensaios de identificação, a realizar pelo fornecedor, têm como objetivo verificar um valor declarado da composição do produto ou de uma propriedade do produto ou sistema em termos da consistência de produção.

Os ensaios de desempenho têm como objetivo verificar um valor e uma propriedade requerida do produto ou sistema em termos do seu desempenho (propriedade mecânica, física ou química).

Antes de qualquer intervenção de reabilitação ou reforço há que proceder à avaliação do estado da estrutura e suas condições de segurança. Este processo inicia-se com a realização de uma inspeção preliminar e com a recolha de toda a informação sobre o projeto e sobre a obra. Nessa visita preliminar podem logo ter de tomar-se medidas imediatas, quando necessário, para evitar a queda de objetos e para garantir a segurança da estrutura e sua envolvente.

No que se refere à proteção e reparação das estruturas de betão a Norma EN 1504 estabelece um conjunto de princípios (objetivos) e para cada princípio refere os vários métodos que podem ser utilizados.

Os princípios para a proteção e reabilitação das estruturas de betão são os seguintes:

- P1 – Proteção contra o ingresso de agentes agressivos;
- P2 – Controlo da humidade no interior do betão;

- P3 – Reconstrução do betão;
- P4 – Reforço estrutural;
- P5 – Aumento da resistência física ou mecânica da superfície do betão;
- P6 – Aumento da resistência da superfície do betão ao ataque químico;
- P7 – Preservação ou restituição da camada passiva de proteção das armaduras;
- P8 – Aumento da resistividade do betão;
- P9 – Controlo catódico das armaduras;
- P10 – Proteção catódica;
- P11 – Controlo das áreas anódicas.

Para cada princípio indicam-se nesta Norma quais os métodos que podem ser aplicados.

5.2.2 A pr EN 1992-1-1 de 9/2/2021 (doc. 2724) – Anexo J

Até à presente data o Eurocódigo 1992-1-1 apenas inclui disposições regulamentares para o reforço com compósitos de fibra de carbono. Para além desta técnica o reforço de uma estrutura de betão pode ser realizado, nomeadamente, com adição de chapas e perfis metálicos, com encamisamento das secções com betão armado ou com adição de pré-esforço exterior.

O Anexo J da pr EN 1992-1-1 (baseado nas recomendações da publicação da fib, referência 16) trata do reforço de estruturas de betão com CFRP (Compósitos de fibra de carbono). Analisa as várias alternativas de reforço – com laminados colados à face (EBR – externally bonded) ou inseridos em rasgos (NSM – near surface mounted), com varões de FRP inseridos em rasgos ou com mantas/tecidos impregnados de resina no elemento a interencionar. Na secção J.4 apresentam-se os coeficientes, relativos aos materiais, a adotar na verificação da segurança e na secção J.5 apresentam-se as propriedades mecânicas de cálculo, remetendo para a ISO 10406 a determinação das resistências últimas dos materiais.

Na secção J.8 apresentam-se os modelos de resistência à flexão, corte, punção e compressão e na secção J.11 a verificação da amarração desses reforços.

Refira-se que no anexo Q da pr EN 1992-1-1 são apresentadas as condições de utilização de armaduras de aço inox que podem ser aplicadas em obras novas ou em reforço de estruturas.

5.3 Estruturas metálicas

Para além da proteção superficial do aço (especificada na EN 12944) uma estrutura metálica pode ser reforçada por substituição ou adição de chapas ou perfis metálicos com ligação rebitada, aparafusada ou por soldadura. O pré-esforço exterior é também uma tecnologia aplicável ao reforço de estruturas metálicas (muito utilizada no reforço de pontes metálicas treliçadas).

A modelação e verificação da segurança de uma estrutura reforçada é semelhante ao que é feito para as obras novas.

Não se conhece a inclusão de anexo na pr EN 1993 para as estruturas existentes. A caracterização dos aços existentes depende da época de construção justificando frequentemente a realização de ensaios de provetes extraídos da obra.

5.4 Estruturas de alvenaria (20), (21), (27)

A primeira norma Portuguesa que se refere ao dimensionamento das estruturas de alvenaria é o RPM de 1929, onde se indicam para alguns tipos de alvenaria valores das tensões admissíveis à compressão (4,5 MPa para granito rijo, por exemplo).

O Eurocódigo NP EN 1996-1-1:2010 foi concebido para aplicação em obras novas de alvenaria, no entanto os critérios de verificação de segurança à compressão e corte aí apresentados são uma metodologia aplicável a obras antigas, com as devidas adaptações. O problema está na caracterização dos materiais que apresentam propriedades mecânicas muito diferenciadas, não podendo como no betão e aço estabelecerem-se classes de resistência.

À compressão valores de 1 MPa são usualmente considerados para tensões admissíveis em alvenarias de pedra e tijolo maciço em edifícios, no entanto, face à diversidade de materiais, recomenda-se a realização de ensaios in situ, nomeadamente ensaios com macacos planos, para determinação da resistência e módulo de elasticidade das alvenarias de pedra ou de tijolo.

Para além da consolidação de uma alvenaria de pedra uma das técnicas de reforço mais utilizadas é o encamisamento das paredes com uma ou duas lâminas de betão ou argamassa armada com armaduras metálicas ou armaduras de compósito de fibra de carbono, devidamente ligadas com conectores ou varões atravessantes da parede existente (de preferência com aço inox).

Das intervenções em alvenarias existentes referem-se também o refechamento e injeção de fendas e a interligação de paredes com tirantes.

Não se conhece a inclusão de anexo na pr EN 1996 para as estruturas existentes de alvenaria.

Para edifícios históricos o CIB publicou um Guia para a Reabilitação Estrutural (11).

5.5 Estruturas de madeira (23), (26)

Para além da proteção dos elementos de madeira contra o ataque dos xilófagos uma das técnicas de reforço de pavimentos de madeira é a adição de novas vigas entre as existentes e seu tarugamento. Outra técnica com muito interesse é a ligação de chapas ou perfis metálicos (ou compósitos) e sua interligação com conectores metálicos. Quando necessário poderão os elementos de madeira ser substituídos ou reparados localmente.

O reforço da ligação entre pavimentos e paredes é também intervenção importante na reabilitação de edifícios antigos. A substituição do pavimento de madeira por uma lâmina de betão estabelecendo ligação às vigas é também uma forma eficaz de aumento da rigidez e resistência de um pavimento.

Referências

- [1] Appleton, João – Reabilitação de Edifícios Antigos, Edições Orion, 2.ª edição 2011
- [2] Appleton, J.; Costa, A. ; França, P. – “Efeitos Estruturais da Deterioração em Estruturas de Betão Armado”, Encontro Nacional GPBE, FEUP, Porto, 2004
- [3] Appleton, J.; Costa, A.; Figueiredo, M.; Santos, M. – “Reforço Sísmico de Pontes – Soluções Alternativas e Exemplos de Aplicação”, 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica - Sísmica 2007, FEUP, Porto, 2007
- [4] Appleton, J. – “Reforço Sísmico de Estruturas de Betão”, Encontro Nacional GPBE, Guimarães, 2008
- [5] Appleton, J.; Costa, A. – “Efeitos Estruturais das Reações Alcalis-Silica nas Estruturas de Betão”, Encontro Nacional de Conservação e Reabilitação de Estruturas, LNEC, Lisboa, 2010
- [6] Appleton, J – “Estruturas de betão Volumes 1 e 2”, Edições Orion, 2013.
- [7] Appleton, J. – Pontes – história da construção e reabilitação, Ordem dos Engenheiros , 2020
- [8] CEB Bul. 162 – “Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading”, 1983
- [9] CEB Bul. 243 – “Strategies for testing and assessment of concrete structures”, 1998
- [10] CEB-FIP – “Model Code 1990”, publicado em 1993
- [11] CIB – Guia para a reabilitação de edifícios históricos, tradução S. Pompeu Santos, 2014
- [12] Cóias, V. – “Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos”, Argumentum/IGecorpa, 2007
- [13] Cóias, V. – “Inspecções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios”, IST Press, 2006
- [14] DURATINET – Technical Guide “Maintenance and repair of transport infrastructures”. LNEC 2012
- [15] Emmons, P. – “Concrete Repair and maintenance illustrated”, R.S. Means Company, Inc. 1994
- [16] fib bul. 14 – “External bonded FRP reinforcement for RC structures”, 2001
- [17] fib – “Model Code for Concrete Structures 2010”, Ernst & Sohn, 2013
- [18] fib bul 80 “Partial factor methods for existing concrete structures, 2016
- [19] Fundiastamo – Guia do Fundo Nacional de reabilitação do Edificado, coordenação Eduardo júlio, 2020
- [20] LNEC – “Regras de Segurança Sísmica de Edifícios de Pequeno Porte em alvenaria Confinada”, 1988
- [21] LNEC – “Construção Anti-sísmica, edifícios de pequeno porte”, 1985
- [22] Ordem dos Engenheiros – Simposio sobre a acção dos sismos e sua consideração no cálculo das construções, Nov. 1955
- [23] Negrão, J.; Faria, A. – Projeto de estruturas de madeira, Publindústria 2009
- [24] Parque Escolar – “Reforço sísmico de edifícios escolares”, 2011
- [25] Santos Silva, A. – “Degradação do betão por reações alcalis-silica. Utilização de cinzas volantes e metacaulino para a sua prevenção”, tese de doutoramento em Engenharia Civil, U. Minho, 2005
- [26] Saporiti, J. et. al. – Avaliação, conservação e reforço de estruturas de madeira, Verlag Doshofer, 2009
- [27] Sowden, A.M. – “The Maintenance of brick and stone masonry structures”, E&F.N. SPON ,1990

[28] SPES/Gecorpa – “Redução da Vulnerabilidade sísmica do edificado”, OE 2001

Normas Europeias e Normas Nacionais baseadas em normas europeias

Os eurocódigos (EN) são referenciados pela norma portuguesa (NP), quando já publicada, indicando-se no final de cada referência a correspondente norma europeia e data de publicação. Quando não está publicada a correspondente norma portuguesa, é apenas referida a norma europeia.

Não se referem os documentos relativos às erratas (corrígendum) dessas normas. Para obter tal informação poderá ser consultado o sítio (site) do LNEC. Algumas das erratas das normas europeias já foram incorporadas na publicação das correspondentes normas portuguesas.

NP EN 1990:2009 – “Bases para o projecto de estruturas” (EN1990:2002)

EN 1990:2005 – “Annex A2. Application for bridges”

NP EN 1991 Acções em Estruturas (EC1)

NP EN 1991-1-1:2009 Parte 1.1 – “Acções gerais – pesos volúmicos, peso próprio, sobrecargas em edifícios” (EN 1991-1-1:2002)

NP EN 1991-1-2 Parte 1.2:2010 – “Acções em estruturas expostas ao fogo” (EN1991-1-1: 2010).

NP EN 1991-1-3 Parte 1.3:2009 – “Acções da neve” (EN 1991-1-3:2003)

NP EN 1991-1-4 Parte 1.4:2010 – “Acção do vento” (EN 1991-1-4:2005)

NP EN 1991-1-5:2009 Parte 1.5 – “Acções térmicas” (EN 1991-1-5:2003)

EN 1991-1-6:2005 Parte 1.6 – “Actions during execution”

EN 1991-1-7 Parte 1.7:2006 – “Accidental actions”

EN 1991-2 Parte 2:2003 – “Traffic loads on bridges”

NP EN 1992 - Projecto de Estruturas de Betão

NP EN 1992-1-1:2010 – “Regras gerais e regras para edifícios” (EN 1992-1-1:2004)

NP EN 1992-1-2:2010 – “Regras gerais – verificação da resistência ao fogo”(EN 1992-1-2:2004)

EN 1992-2:2005 – “Concrete bridges – design and detailing rules”

Pr EN 1992-4:2016 – “Design of fastenings for use in concrete”

NP EN 1993 – “Projecto de estruturas de aço”

NP EN 1993-1-1:2010 – “Regras gerais e regras para edifícios” (EN 1993-1-1:2005)

NP EN 1993-1-2:2010 – “Regras gerais – verificação da resistência ao fogo”(EN 1993-1-2:2005)

NP EN 1993-1-5:2012 – “Plated structural elements” (EN 1993-1-5:2006)

NP EN 1993-1-8:2010 – “Projecto de ligações ” (EN 1993-1-8:2005)

NP EN 1993-1-9:2010 – “Fadiga” (EN 1993-1-9:2005)

NP EN 1993-1-10:2010 – “Tenacidade dos materiais e propriedades segundo a espessura” (EN 1993-1-10:2005)

EN 1993-2:2006 – “Steel bridges”

NP EN 1994 “Projecto de estruturas mistas aço-betão”

NP EN 1994-1-1:2011 – “Regras gerais e regras para edifícios” (EN 1994-1-1:2004)

NP EN 1994-1-2:2011 – “Regras gerais – verificação da resistência ao fogo”(EN 1992-1-2:2005)

EN 1994-2:2005 – “General rules and rules for bridges”

EN 1995-1-1 :2004 “Design of timber structures. Part 1-1 General-Common rules and rules for buildings

EN 1995-1-2 :2004 “Design of timber structures. Part 1-2 General-Structure fire design

EN 1995-2 :2004 “Design of timber structures. Part- Bridges

NP EN 1996 “Projecto de estruturas de alvenaria”

NP EN 1996-1-1:2010 – “Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada” (EN 1996-1-1:2005)

NP EN 1996-1-2:2015 – “Regras gerais – verificação da resistência ao fogo”(EN 1996-1-2:2005)

EN 1996-2:2006 – “Design considerations, selection of materials and execution of masonry”

NP EN 1997 – “Projecto geotécnico

NP EN 1997-1:2010 – “Regras gerais”(EN 1997-1:2004)

EN 1997-2:2007 – “Ground investigation and testing”

NP EN 1998 – “Projecto de estruturas para resistência aos sismos”

NP EN 1998-1:2010 – “ Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios” (EN1998-1:2004)

EN 1998-2:2005 – “Bridges”

NP EN 1998-3:2017 “ Avaliação e reabilitação de edifícios” (EN 1998-3:2005)

NP EN 1998-5:2010 – “Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos”, (EN1998-5:2004)

Outras Normas Europeias

As normas seguintes são apresentadas por sequência do número da norma europeia.

NP EN 206:2005 – “Betão – Comportamento, produção, colocação e critério de conformidade “

EN 338:2003 Structural timber. Strength classes

EN 1090-1:2004 – “Steel and aluminium structural components – general delivery conditions”

EN 1090-2:2005 – “Execution of steel structures and aluminium structures-Part2: Technical requirements for the execution of steel structures”

NP EN 1317:2007 – “Sistemas de segurança rodoviária”, Partes 1 e 2

EN 1337 - “Structural bearings” Part 1 to 11, 2000 a 2005

NP EN 1504 - “Produtos e sistemas para a protecção e reparação de estruturas de betão” Partes 1 a 10, 2006 a 2009

EN 1542:2009 – “Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Measurement of bond strength by pull-off”

EN 1766:2000 – “Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods”

NP EN 12504-1:2009 – “Ensaio do betão nas estruturas. Carotes. Extracção, exame e ensaio à compressão”

NP EN 12944 Partes 1 a 8 : 1999 a 2000 – “Protecção anticorrosiva de estruturas de aço por esquemas de pintura”

EN 12696 – “Cathodic Protection of steel in concrete”, 2000

NP EN 13670:2011 – “Execução de estruturas de betão” Parte 1: Regras gerais, IPQ,

NP EN 13791:2008 – “Avaliação da resistência à compressão do betão nas estruturas e em produtos pré-fabricados”

EN 14038 :2006 Partes 1 e 2 – “Electrochemical realkalisation and chloride extraction treatments for reinforced concrete”

NP EN 14487:2008 – “Betão projectado. Parte1 Definições, especificações e conformidade”

Conservação das estruturas do património cultural: Sismos, aplicações e outros desafios

Conservation of cultural heritage structures: Earthquakes, applications and other challenges

Paulo B. Lourenço

Resumo

O património cultural construído está em perigo devido a riscos naturais e causados pelo homem. A vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos é difícil de avaliar e requer conhecimentos técnicos especializadas. Aspetos relevantes são os materiais e os efeitos não lineares, a morfologia dos elementos estruturais e as ligações entre estes elementos, a rigidez dos diafragmas horizontais e o estado da construção. Este artigo apresenta a abordagem holística recomendada para a avaliação estrutural destes edifícios e desenvolvimentos nas áreas de inspeção, diagnóstico, monitorização e ensaios não destrutivos, com aplicações em monumentos emblemáticos. A metodologia considera uma abordagem faseada baseada na investigação histórica, um estudo indutivo em estruturas semelhantes e um conjunto de ferramentas de levantamento, experimentais, analíticas e numéricas, destinadas a avaliar a resposta estrutural e definir níveis de segurança.

Abstract

The built cultural heritage is in danger due to natural and man-made hazards. The seismic vulnerability of existing buildings is difficult to assess and requires specialized technical knowledge. Relevant aspects are the materials and non-linear effects, the morphology of the structural elements and the connections between these elements, the stiffness of the horizontal diaphragms and the state of the construction. This article presents the holistic approach recommended for the structural assessment of these buildings and developments in the areas of inspection, diagnosis, monitoring and non-destructive testing, with applications in emblematic monuments. The methodology considers a phased approach based on historical research, an inductive study on similar structures and a set of survey, experimental, analytical and numerical tools aimed at assessing the structural response and defining safety levels.

Palavras-chave: Património cultural / Conservação / Alvenaria / Análise estrutural

Keywords: Cultural heritage / Conservation / Masonry / Structural analysis

Paulo B. Lourenço

Universidade do Minho
ISISE
Guimarães, Portugal
pbl@civil.uminho.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

Lourenço, P. B. – Conservação das estruturas do património cultural: Sismos, aplicações e outros desafios. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 25-32.

1 Introdução

A Europa sempre foi influente na conservação de edifícios do património cultural, desde o Renascimento até à revolução científica e às primeiras teorias de conservação e restauro. O século XX viu a internacionalização da conservação do património cultural com a formação de organizações como o Conselho Internacional de Monumentos e Sítios (ICOMOS), o desenvolvimento de cartas para orientar a prática profissional e o crescente reconhecimento de que a conservação de edifícios históricos é um aspeto económico muito relevante - por exemplo, na Europa o turismo é responsável por 10% do PIB e 12% do emprego. Conservar este património requer profissionais treinados e dedicados, incluindo não apenas arquitetos ou conservadores, mas também engenheiros estruturais.

Os desastres naturais são eventos catastróficos com efeitos adversos nas pessoas e no meio ambiente. A sua gravidade é medida em perdas humanas e económicas. Durante o período de 1992 a 2012, estima-se que desastres naturais, tais como cheias, tempestades, secas, deslizamentos de terra, atividades vulcânicas e sismos afetaram 4,4 mil milhões de pessoas, causando 1,3 milhões de mortes e levando a 2 triliões de dólares em perdas económicas [1]. Os sismos foram responsáveis por 26% das perdas económicas desde 1900 [2], mas são os desastres naturais mais significativos em termos de número de mortos. Desde 1960, 40% das mortes por desastres naturais ocorreram como resultado de eventos sísmicos e 60% destas são devido a edifícios de alvenaria [2]. Conforme indicado pelo Inventário de Construção Global de 22 países com sismicidade moderada a alta (países desenvolvidos e em desenvolvimento), mais de metade do património construído existente é de alvenaria [3].

A alvenaria é um material heterogéneo que consiste em unidades de alvenaria e juntas de argamassa. O comportamento mecânico dos diferentes tipos de alvenaria tem características comuns, como elevado peso específico, baixa resistência à tração e corte, e baixa ductilidade quando submetida a ações fora do plano (comportamento quase frágil). O comportamento é conhecido por ser anisotrópico pelo que a incorporação de leis de comportamento do material em simulações de computador e o uso de grandes modelos computacionais para a estrutura permanece um desafio.

A alvenaria histórica apresenta uma grande dispersão de tipos, no que se refere às unidades e juntas, à presença de argamassas e a diferentes aparelhos. As características geométricas dos elementos estruturais de alvenaria (por exemplo, espessura, vão ou altura), muitas vezes com descontinuidades e alterações, conduzem a incertezas adicionais. Em áreas sísmicas, a resposta geral, danos correspondentes e, muitas vezes, o colapso dependem da distribuição das forças sísmicas, entre paredes longitudinais e transversais, do nível de ligação nos cunhais das paredes e da presença de elementos de travamento. Estes últimos são, na sua maioria, pisos de madeira com comportamento de um diafragma flexível [4]. De facto, a maioria dos edifícios históricos não apresenta pisos rígidos capazes de proporcionar o designado comportamento integral ou “tipo caixa” [5]. As estruturas existentes de alvenaria exibiram um desempenho inadequado em muitos sismos anteriores. Em geral, estes edifícios foram projetados para ações gravíticas (comportamento à compressão) não levando em consideração as elevadas ações laterais causadas por sismos. A investigação

realizada em edifícios com diafragmas flexíveis mostraram que: (a) os apoios dos pisos são flexíveis; (b) existe uma grande capacidade de deformação e elevada resistência do piso; (c) os mecanismos de rotura dos diafragmas flexíveis estão relacionados com a falta de ligações (ou ligações fracas) entre as paredes de alvenaria e os diafragmas; (d) o comportamento hysterético é altamente não linear para ações sísmica elevadas; (e) o melhoramento da capacidade dos diafragmas horizontais é uma solução natural, mesmo que um aumento da rigidez no plano por si, não seja geralmente suficiente para melhorar a resposta global do edifício. Adicionalmente, as estruturas monumentais apresentam frequentemente uma relação elevada entre vão e altura, com elementos “horizontais” limitados (possivelmente alguns arcos, abóbadas ou cúpulas).

Neste artigo, discute-se brevemente a relevância da engenharia estrutural na conservação, bem como os aspetos da segurança e os métodos de análise estrutural, com exemplos de monumentos emblemáticos e aplicações da metodologia apropriada para a tomada de decisão. Conclui-se com algumas recomendações e uma referência ao impacto esperado da transformação digital em curso.

2 Sobre a engenharia de estruturas

A definição do jornal oficial da *Institution of Structural Engineers*, no Reino Unido foi de que a Engenharia de Estruturas é “a ciência e a arte de projetar e realizar, com economia e elegância, edifícios, pontes e outras estruturas semelhantes para que possam resistir com segurança às forças às quais estão sujeitas”. Esta definição completa-se com a ideia de segurança, um objetivo em última análise o mais importante. Erros de engenharia que significam a perda de uma única vida não são aceitáveis atualmente, mesmo que, no passado, fossem fundamentais para o desenvolvimento do conhecimento empírico. A ideia de que as estruturas estarão seguras se puderem resistir às forças às quais podem estar sujeitas é simples, mas a resistência dos materiais não é conhecida com precisão. Adicionalmente, prever as ações a que uma estrutura pode ser submetida em qualquer momento da sua vida não é trivial, especialmente para riscos naturais como os sismos.

Habitualmente, os engenheiros abordam a avaliação de risco no ambiente construído, associando-o ao nível de perigosidade, à vulnerabilidade e ao nível de exposição. Um perigo é um evento natural ou causado pelo homem que pode impactar pessoas, edifícios, infraestrutura, agricultura, ativos ambientais e comunidades, como um sismo ou uma cheia. A vulnerabilidade mede o impacto que uma ameaça tem sobre o ambiente construído, dada a magnitude de um determinado cenário de perigosidade, como o sismo com período de retorno de 475 anos ou a cheia de 100 anos. Finalmente, a exposição refere-se aos bens em risco como o número de pessoas afetadas ou o valor económico do edifício. De acordo com esta abordagem, a vulnerabilidade é o fator mais importante, não apenas por causa das consequências físicas de um desastre, mas porque é onde a engenharia pode intervir: reduzindo a vulnerabilidade, limita-se a extensão dos danos físicos, perdas de vidas humanas e perdas económicas.

Na antiguidade - antes que houvesse distinções entre as profissões de arquitetura e engenharia - o conhecimento empírico da arte da

construção, ensinado por mestres a aprendizes, era a base da tradição e a teoria para o projeto estrutural. Os construtores medievais conheciam as técnicas geométricas necessárias para traçar plantas e preparar o aparelho da cantaria. A transformação da pedra maciça no delicado rendilhado característico da arquitetura gótica é uma clara evidência da poderosa lógica dos métodos de tentativa e erro utilizados pelos construtores medievais - uma vitória da experiência sobre a probabilidade de colapso. Parece evidente que esses construtores não empregaram nenhuma forma de análise estrutural moderna. Desta forma, os construtores medievais parecem ter descoberto as margens de segurança por meio da observação.

Na transição dos construtores medievais para os tempos modernos, é interessante lembrar Andrea Palladio, que começou como aprendiz de escultor e depois trabalhou como pedreiro, antes de se tornar uma das pessoas mais influentes na história da construção europeia. Na Renascença, procuraram-se as explicações teóricas e, hoje, a engenharia de conservação tem de conciliar a realidade da construção existente com o método da engenharia estrutural. A primeira é amplamente empírica, baseado na experiência adquirida e na observação. O segundo, geralmente expresso em termos matemáticos, baseia-se no conhecimento teórico, na experiência e na responsabilidade da profissão perante a segurança pública. Os regulamentos e normas da construção de hoje são baseados no método científico. Demonstrar como os edifícios históricos podem funcionar de acordo com as exigências modernas é importante para garantir sua viabilidade e uso moderno, seja como um monumento vivo ou um monumento morto, e isto é o que a engenharia de estruturas permite obter.

3 Segurança estrutural e o património construído em alvenaria

A avaliação sísmica de estruturas patrimoniais em alvenaria é um processo multidisciplinar integrado, baseado numa metodologia para a análise, conservação e restauro estrutural definido nas recomendações ICOMOS / ISCARSAH de 2005 [6]. Em geral, a metodologia de avaliação de um edifício histórico respeita os valores de autenticidade, de integridade estrutural e arquitetónica, e das tecnologias de construção intangíveis. A metodologia envolve uma combinação de ferramentas de investigação e diagnóstico; isto é, recolha de informação histórica, inspeção, monitorização e análise estrutural. O objetivo principal é obter uma compreensão e conhecimento profundos do material, do comportamento estrutural, do nível de ligação entre as partes estruturais e das alterações e deteriorações subsequentes que ocorreram durante a vida útil da estrutura.

O processo de diagnóstico, numa abordagem de primeiro nível, é qualitativo, envolvendo principalmente investigação histórica e observações no local, para obter informações sobre o comportamento estrutural e os danos existentes. A fim de conhecer as causas dos danos, o nível de segurança e a necessidade de eventual reparação e reforço, são também necessárias abordagens quantitativas; principalmente caracterização de materiais, ensaios / monitorização no local e em laboratório, e análise estrutural [6]. Dada a incerteza relacionada com os dados, os resultados quantitativos devem ser

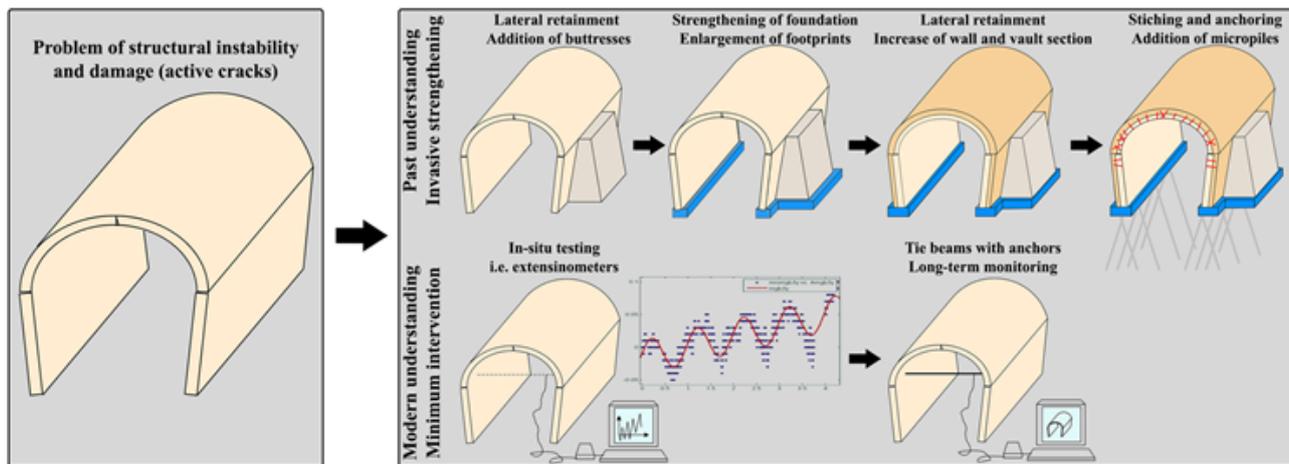


Figura 1 Conservação e intervenção nas estruturas do património cultural construído. Passado (confiança cega em técnicas modernas e invasivas, com perda de autenticidade e desconfiança na capacidade original da estrutura antiga) versus presente (combinando intervenções mínimas e monitorização de longo prazo)

combinados com evidências empíricas; por exemplo, a investigação histórica, a inspeção e a comparação com edifícios semelhantes, que reforçam a importância da experiência e da avaliação pessoal para obter o melhor veredicto possível.

Uma vez determinadas as causas dos danos estruturais e da deterioração, pode ser necessário aplicar medidas corretivas, de acordo com um processo estabelecido (Figura 1). Através de modelos e cálculos adequados, a resposta estrutural tem de ser quantificada, face a diferentes ações, e comparada com critérios de desempenho adequados. As medidas de conservação e reforço, além de critérios como compatibilidade, custo ou durabilidade, devem adotar o princípio da intervenção mínima e eficiência, considerando os benefícios e prejuízos associados. Só devem ser implementadas as medidas realmente necessárias. As opções entre sistemas de reparação e reforço tradicionais e os sistemas modernos, com o uso correspondente de materiais inovadores, devem ser analisadas em função das necessidades de segurança, durabilidade e proteção dos valores patrimoniais. Nomeadamente, podem ser necessárias medidas de estabilização de emergência para fornecer segurança contra colapso do edifício. Mesmo nesses casos, as ações devem ser realizadas de forma reversível e sem alterações permanentes dos materiais históricos.

Deve-se também ter presente que o processo de avaliação da segurança e projeto de reforço em estruturas de alvenaria históricas não deve ser necessariamente baseado na abordagem adotada para as estruturas novas. De uma forma geral, o processo de decisão sobre medidas de segurança e sobre a intervenção, apresentado esquematicamente na Figura 2, deve respeitar os seguintes passos: (a) conhecimento dos critérios gerais a serem adotados para o estudo dos edifícios do património cultural; (b) aquisição de dados; (c) definição do sistema estrutural e do seu comportamento; (d) diagnóstico e avaliação de segurança; (e) decisões sobre medidas corretivas.

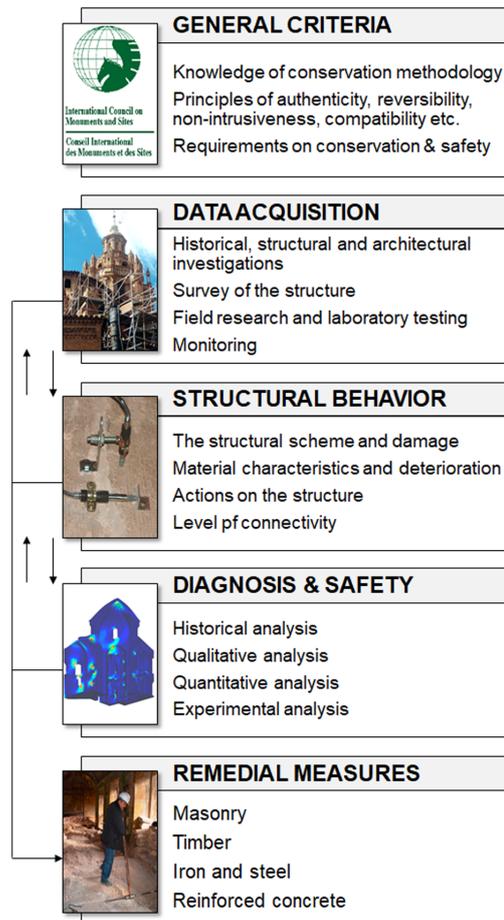


Figura 2 A metodologia ISCARSAH do ICOMOS [6]

4 Análise estrutural

Um modelo estrutural é uma representação simplificada da realidade, tendo em consideração aspetos de eficiência e as limitações computacionais. O modelo deve possuir consistência geométrica e morfológica com a estrutura real; aspetos como o tipo de ligações, a interação com o solo e edifícios adjacentes, e a composição interna dos elementos estruturas precisam de ser considerados cuidadosamente. O uso de elementos estruturais secundários, a separação das estruturas de corpos distintos de edifícios complexos ou modelos locais de comportamento devem ser usados com cuidado e, desde que o modelo adotado represente o comportamento estrutural global ou local de forma adequada [7, 8].

O principal objetivo da análise estrutural de estruturas existentes é avaliar a segurança em estado limite último (ULS). O recurso a ferramentas analíticas e numéricas complementares, com modelos globais e locais, permite aumentar a confiança nos resultados. Ferramentas populares de análise estrutural são: (a) o método dos elementos finitos através de macro ou micro modelação, e o método dos elementos discretos; (b) a análise limite ou com macro-blocos, recorrendo a uma abordagem cinemática ou estática. O conceito de não linearidade, geométrica e/ou física, incluindo a capacidade da estrutura em dissipar energia e acumular danos, pode ser incorporado nos métodos, o que aumenta a precisão da resposta adquirida [8, 9].

A análise elástica linear permite obter resultados preliminares, fornecendo informações sobre a distribuição de tensões e

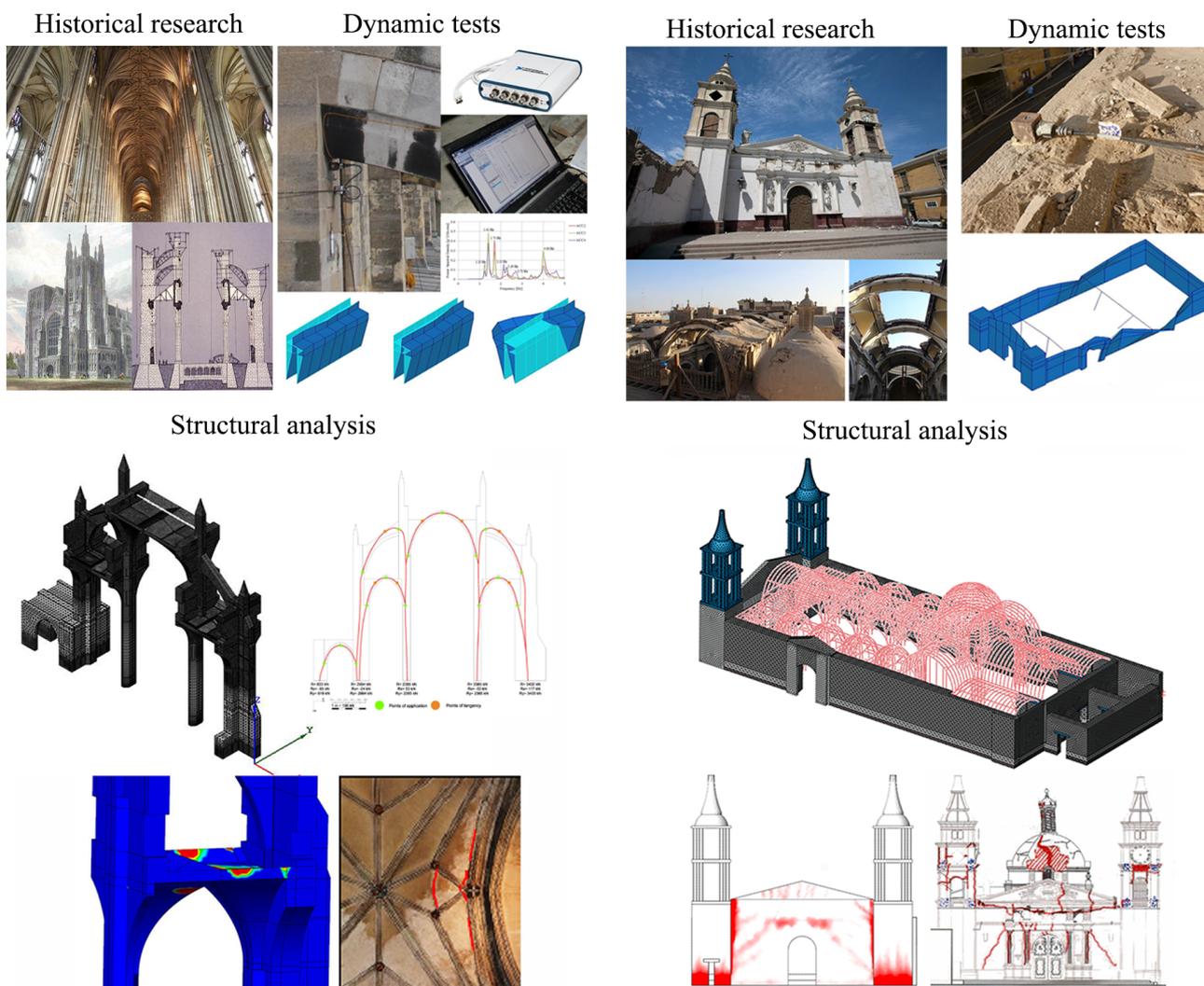


Figura 3 Exemplos de metodologia e aplicação a casos de estudos com macro-modelação: Catedral da Cantuária no Reino Unido (esq.) [10]; Catedral de Ica no Peru (dir.) [11]

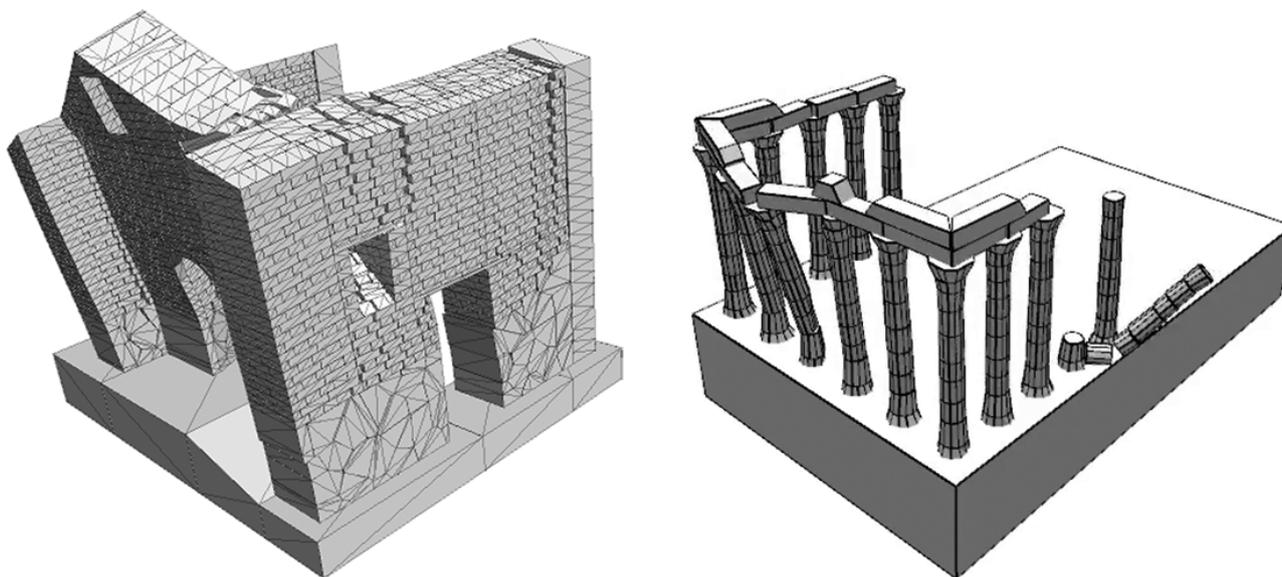


Figura 4 Aplicações a casos de estudo com micro-modelação: Igreja de Kuñotambo no Peru (esq.) [12]; Templo de Évora (dir.) [13]

extensões, bem como deslocamento esperados sem fendilhação ou esmagamento localizado. Esta análise fornece respostas irrealistas para estruturas de alvenaria não armadas, com valores incorretos de capacidade e da segurança estrutural. Devido à capacidade de tração muito baixa em estruturas de alvenaria, a resposta é altamente não linear, mesmo sob estados de tensão moderada. Usando a análise elástica linear, os caminhos de carga que se formam na estrutura são considerados constantes e o comportamento estrutural geral e os danos existentes ou no colapso não podem ser representados.

Existem dois tipos básicos de representações computacionais avançadas da alvenaria. A macro-modelação é a abordagem mais popular para grandes modelos e é baseada na mecânica do contínuo (a alvenaria é representada como um material isotrópico ou anisotrópico homogeneizado). São atribuídas leis constitutivas de plasticidade, fendilhação e/ou dano para comportamento em tração e compressão. As descontinuidades e fendas podem ser representadas por elementos de interface. Estes modelos foram utilizados em monumentos emblemáticas, como a Catedral de Cantuária, no Reino Unido, ou a Catedral de Ica, no Peru (Figura 3).

Na micro-modelação, as unidades e a argamassa, bem como a descontinuidade entre elas, é explicitamente modelada. As aplicações podem ser realizadas com elementos finitos, elementos discretos (DEM) ou análise limite. Normalmente, apenas as unidades e as juntas são modeladas. Esta é uma prática comum em modelos de pequena escala, mas devido ao avanço nas capacidades computacionais, pode também ser utilizada também em modelos de grande escala. O DEM, além dos aspetos de não linearidade material e geométrica, permite a separação completa de blocos e a evolução de grandes deslocamentos, que são também excelentes para fins educacionais (Figura 4).

5 Conclusões - Recomendações

As últimas décadas testemunharam grandes avanços de engenharia nos métodos experimentais e numéricos. No contexto da engenharia estrutural, as Recomendações para a Análise, Conservação e Restauração Estrutural do Património Arquitetónico fornecem o contexto técnico e científico moderno, afirmando claramente que não apenas a aparência e os materiais das estruturas históricas devem ser preservados, mas também os seus mecanismos de resistência devem ser investigados, compreendidos e preservados. Esta tarefa é difícil e requer uma abordagem e conhecimento diferentes dos utilizados no projeto de novas construções – uma tarefa para a qual engenheiros e arquitetos possuem habitualmente pouca formação. A incerteza e a aplicabilidade limitada dos regulamentos atuais para a avaliação de edifícios históricos salientam o papel vital da formação avançada e da disseminação das práticas de engenharia aplicada.

A avaliação sísmica de estruturas patrimoniais em alvenaria permite replicar os danos existentes e obter os níveis de segurança nas condições atuais. Ainda assim, o processo é exigente, em termos de conhecimento de engenharia de conservação e depende da estratégia de modelação adotada e do nível de conhecimento sobre a estrutura. As combinações de ferramentas de análises estrutural adequadas, validadas por meio de inspeções e monitorização no local, fornecerão a melhor estimativa possível da segurança e a definição de medidas corretivas eficientes (se necessário). Os desafios da transformação digital em curso incluem aspetos como as ferramentas de inspeção e diagnóstico automatizadas e com recurso à inteligência artificial, os problemas inversos na tomografia, a ciência da grande quantidade dos dados de monitorização, a

avaliação expedita da vulnerabilidade e análise de risco ao nível do território, ou os megamodelos estruturais na computação.

Referências

- [1] UNISDR (2012) – Counts the cost of 20 years of inaction on climate change and risk reduction. United Nations International Strategy for Disaster Risk Reduction, USA.
- [2] Daniell, J.; Wenzel, F.; Schaefer, A. (2016) – The economic costs of natural disasters globally from 1900-2015. EGU General Assembly Conf. (Vol. 18, p. 1899). Também em: Natural disasters since 1900 - over 8 million deaths and 7 trillion US dollars damage. www.phys.org.
- [3] Jaiswal, K.S.; Wald, D.J. (2008) – Creating a global building inventory for earthquake loss assessment and risk management. U.S. Geological Survey, Report 2008-1160.
- [4] Lourenço, P.B. (2008) – Structural masonry analysis: recent developments and prospects, Palestra plenária, Atas do 14th International Brick & Block Masonry Conference, University of Newcastle, Australia. <http://hdl.handle.net/1822/17176>.
- [5] Lourenço, P.B.; Mendes, N.; Ramos, L.F.; Oliveira, D.V., (2011) – On the Analysis of Masonry Structures without box behavior, Taylor & Francis. <http://hdl.handle.net/1822/14786>.
- [6] ICOMOS/ISCARSAH Committee (2005) – Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage. www.icomos.org.
- [7] Lourenço, P.B. (2002) – Computations on historic masonry structures, Progress in Structural Engineering and Materials, 4(3), 301-319. doi:10.1002/pse.120.
- [8] Roca, P.; Cervera, M.; Gariup, G.; Pela, L. (2010) – Structural Analysis of Masonry Historical Constructions. Classical and Advanced Approaches, Archives of Computational Methods in Engineering, 17(3), 299-325. doi:10.1007/s11831-010-9046-1.
- [9] Lourenço P.B. (1998) – Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behavior of masonry, em Structural Analysis of Historical Constructions II: Possibilities of Numerical and Experimental Techniques. Barcelona: International Center for Numerical Methods in Engineering.
- [10] Karanikoloudis, G.; Lourenço, P.B.; Alejo, L.E.; Mendes, N. (n.d.) – Lessons from structural analysis of a great Gothic cathedral: Canterbury Cathedral as a case study, International Journal of Architectural Heritage. doi: 10.1080/15583058.2020.1723736.
- [11] Ciocci, M.P.; Sharma, S.; Lourenço, P.B. (2018) – Engineering simulations of a super-complex cultural heritage building: Ica Cathedral in Peru, Meccanica, 53(7), p. 1931–1958. doi: 10.1007/s11012-017-0720-3.
- [12] Zanotti, S. (2015) – Seismic Analysis of the Church of Kuño Tambo (Peru). SAHC Master Thesis, University of Minho, Portugal.
- [13] Nayeri, S.A. (2012) – Seismic Assessment of the Roman Temple in Évora, Portugal. SAHC Master Thesis, University of Minho, Portugal.

Durabilidade da ligação betão-CFRP em sistemas de reforço com as técnicas EBR e NSM sob efeito de envelhecimento natural

Durability of concrete-CFRP bond in EBR and NSM reinforcement systems under natural ageing

Ricardo Cruz

Luís Correia

Susana Cabral-Fonseca

José Sena-Cruz

Resumo

A durabilidade das estruturas de betão armado reforçadas com polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) tem vindo a ser estudada essencialmente através de protocolos de envelhecimento acelerado em laboratório, existindo poucos estudos de envelhecimento natural (real).

Este trabalho pretende contribuir para o conhecimento da durabilidade da ligação entre betão e laminados de CFRP, aplicados segundo as técnicas EBR e NSM, utilizando um adesivo epoxídico. Foi implementado um programa experimental, que incluía um ambiente de referência (20 °C / 55% HR) e quatro condições de exposição natural, induzindo principalmente (i) carbonatação, (ii) ciclos gelo-degelo, (iii) temperaturas extremas, e (iv) ação de cloretos. Foi ainda estudado o efeito da imersão contínua em água a 20 °C.

A durabilidade da ligação foi avaliada até 2 anos de exposição, através de ensaios de arranque direto. Constatou-se que o desempenho da ligação nos envelhecimentos naturais apresentou níveis relativamente reduzidos de degradação para ambas as técnicas de reforço.

Abstract

The durability of reinforced concrete structures strengthened with carbon fiber reinforced polymer (CFRP) has been studied mainly with accelerated ageing protocols under laboratory conditions, with very few studies performed under natural ageing (real).

This work aims to contribute to the knowledge of the durability of the bond between concrete and CFRP laminates, applied according to the EBR and NSM techniques with an epoxy adhesive. An experimental study was implemented, where a reference environment (20 °C / 55% RH) and four different types of natural exposure conditions were included, inducing mainly (i) carbonation, (ii) freeze-thaw cycles, (iii) extreme temperatures and (iv) chlorides action. The effects of continuous immersion of these systems in water at 20 °C was also studied.

The durability of bond was evaluated up to 2 years of exposure through direct pullout tests. It was found that the bond performance after natural ageing showed relatively low levels of degradation for both techniques.

Palavras-chave: Durabilidade / Ligação betão-CFRP / Técnicas EBR e NSM / Envelhecimento natural

Keywords: Durability / Concrete-CFRP bond / EBR and NSM techniques / Natural ageing

Ricardo Cruz

ISISE/IB-S
Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
a51314@alunos.uminho.pt

Luís Correia

ISISE/IB-S
Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
lcorreia@civil.uminho.pt

Susana Cabral-Fonseca

Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Departamento de Materiais
Lisboa, Portugal
sbravo@lnec.pt

José Sena-Cruz

ISISE/IB-S
Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
jsena@civil.uminho.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

CRUZ, R. [et al.] – Durabilidade da ligação betão-CFRP em sistemas de reforço com as técnicas EBR e NSM sob efeito de envelhecimento natural. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 33-42.

1 Introdução

Nas últimas décadas, a aplicação de compósitos baseados em sistemas de fibra de carbono/matriz polimérica (*carbon fibre reinforced polymer* – CFRP) no reforço de estruturas existentes de betão armado (BA) tem vindo a aumentar. Estes materiais compósitos podem ser aplicados na superfície do betão de recobrimento (técnica denominada de *Externally Bonded Reinforcement* – EBR) ou inseridos no betão de recobrimento (técnica denominada de *Near Surface Mounted* – NSM). A durabilidade de estruturas de BA reforçadas com materiais CFRP tem vindo a ser objeto de estudo através de ensaios de envelhecimento acelerado em laboratório. No entanto, existem ainda várias lacunas no conhecimento, principalmente na durabilidade e comportamento a longo prazo deste tipo de soluções de reforço quando expostas ao ambiente exteriores de envelhecimento natural. Outro aspeto importante que necessita de ser estudado é a relação entre os efeitos do envelhecimento acelerado e envelhecimento natural [1]. Na literatura podem ser encontradas algumas publicações sobre este tópico. Uma incluem ambos os tipos de exposição, bem como tentativas para estabelecer relações entre ambos os tipos de exposição, e.g. [1-5]. Outras, apenas abordam a durabilidade em ambiente natural [6-9]. De um modo geral, o nível de degradação observado com o envelhecimento acelerado em condições laboratoriais é superior ao observado em envelhecimento natural para tempos de exposição semelhantes.

Este trabalho apresenta os resultados de uma campanha experimental implementada com o objetivo de avaliar a durabilidade da ligação betão-CFRP quando exposta a quatro ambientes naturais induzindo envelhecimento principalmente por carbonatação, ciclos gelo-degelo, temperaturas extremas e a ação de cloretos, até dois anos de exposição. Neste estudo foram igualmente incluídos um ambiente de referência e um ambiente que consiste na imersão dos provetes em água sob temperatura controlada (20 °C). Nas secções que se seguem detalha-se o programa experimental, apresenta-se e discute-se os resultados obtidos.

2 Programa experimental

2.1 Descrição geral

O programa experimental foi realizado no âmbito do projeto "FRPLongDur – Comportamento estrutural e durabilidade de elementos de betão armado reforçados à flexão com laminados CFRP", com o objetivo de investigar o comportamento estrutural a longo prazo e a durabilidade de elementos de BA reforçados à flexão com laminados CFRP em ambientes artificiais e naturais relevantes. Este projeto inclui vários tipos de protótipos para avaliação de durabilidade em diferentes escalas: (i) amostras dos materiais (betão, dois adesivos epoxídicos e laminados de CFRP), (ii) provetes para o estudo da aderência (técnicas EBR e NSM) e, (iii) lajes de BA à escala real reforçadas à flexão com laminados CFRP (técnicas EBR e NSM). O presente artigo apenas inclui os estudos de durabilidade dos provetes de aderência até 2 anos de envelhecimento.

Foram considerados seis ambientes diferentes: dois ambientes artificiais em laboratório (E1 e E2) e quatro ambientes reais (E3 a E6). O ambiente E1, com condições higrotérmicas controladas

(20 °C / 55% HR), foi considerado o ambiente de referência; o ambiente E2 foi escolhido para investigar o efeito da imersão em água a temperatura controlada de 20 °C. Ambos os ambientes artificiais foram encontrados na Universidade do Minho. Os ambientes reais localizam-se em vários pontos de Portugal, na tentativa de serem alcançadas condições específicas de envelhecimento, nomeadamente: E3 – níveis de carbonatação do betão elevados, tendo a estação experimental sido instalada no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), em Lisboa; E4 – ciclos de gelo-degelo, tendo a estação experimental sido instalada na Barragem da Lagoa Comprida (Seia), na Serra da Estrela; E5 – temperaturas de serviço extremas e baixa humidade relativa, tendo a estação experimental sido instalada na fábrica da S&P Clever e Reinforcement Ibérica, em Elvas; e, E6 – níveis elevados de concentração de cloretos em suspensão no ar e elevada humidade relativa, tendo a estação experimental sido instalada Porto de Mar de Viana do Castelo (APDL), em Viana do Castelo. A título de exemplo, na Figura 1 apresentam-se os provetes instalados nos ambientes E3 e E4.



(a)



(b)

Figura 1 Aspetto dos provetes para estudo da aderência instalados nos ambientes (a) E3 e (b) E4

As principais etapas para a produção e instalação dos provetes nos diferentes ambientes resumem-se da seguinte forma:

- novembro de 2016: produção de todos os provetes de betão a partir de uma única betonagem, com um volume de betão de cerca de 12 m³;
- março de 2017: aplicação dos sistemas de reforço com laminados de CFRP. Após a aplicação destes sistemas CFRP, os provetes permaneceram em ambiente de laboratório até à sua instalação nos respetivos ambientes;
- outubro 2017: ensaios de caracterização inicial;
- maio a dezembro de 2018: instalação destes provetes nos respetivos ambientes.

Dois anos após a exposição aos diferentes ambientes, 24 provetes (4 de cada ambiente) foram recolhidos e ensaiados de modo a estudar a durabilidade da aderência betão-CFRP para as técnicas EBR e NSM. O protocolo seguido incluiu um período de dessorção durante 3 semanas com as condições higrotérmicas definidas para o ambiente E1. No caso dos provetes do ambiente E2 (imersão em água), todos os provetes foram testados saturados, i.e. foram ensaiados imediatamente após a sua remoção da água.

Durante o período de envelhecimento, foi registado de forma contínua a temperatura e a humidade relativa do ar de cada ambiente. Todos os detalhes relativos a esta caracterização podem ser consultados na publicação [10].

2.2 Caracterização dos materiais

A Tabela 1 resume os resultados da caracterização inicial dos materiais utilizados, nomeadamente, o betão, o adesivo e os laminados de CFRP. Para avaliar a resistência à compressão (f_c) e o módulo de elasticidade (E_c) do betão aos 28 dias, realizaram-se ensaios de compressão em provetes cilíndricos 150/300 mm (diâmetro/altura) de acordo com as NP EN 12390-3:2011 e NP EN 12390-13:2014, respetivamente. A resistência à tração (f_a), o módulo de elasticidade (E_a) e a extensão na rotura (ϵ_a) do adesivo (S&P® Resin 220 epoxy adhesive) foram avaliados após 7 dias de cura, através de ensaios de tração segundo a EN ISO 527-2:2012. Finalmente, a resistência à tração (f_f), o módulo de elasticidade (E_f) e a extensão de rotura (ϵ_f) dos laminados CFRP (S&P® CFK 150/2000) foram avaliados de acordo com a EN ISO 527-5: 2009.

Tabela 1 Resultados médios obtidos na caracterização dos materiais (betão, adesivo e laminados)

Material	Propriedades mecânicas		
Betão	f_c [MPa] (CoV [%])	E_c [GPa] (CoV [%])	–
	41,5 (4,4)	29,1 (4,7)	–
Adesivo	f_a [MPa] (CoV [%])	E_a [GPa] (CoV [%])	ϵ_a [$\times 10^{-3}$] (CoV [%])
	19,9 (3,0)	6,5 (3,0)	$4,0 \times 10^{-3}$ (6,2)
Laminados	f_f [MPa] (CoV [%])	E_f [GPa] (CoV [%])	ϵ_f [$\times 10^{-3}$] (CoV [%])
	CFRP_L10 2405 (3,8)	164 (1,2)	$14,6 \times 10^{-3}$ (3,8)
CFRP_L50 2527 (10,8)	190 (9,3)	$13,3 \times 10^{-3}$ (13,6)	

2.3 Geometria dos provetes e configuração de ensaio

2.3.1 EBR

A Figura 2 apresenta a geometria dos provetes para o estudo da aderência da ligação EBR e a respetiva configuração de ensaio.

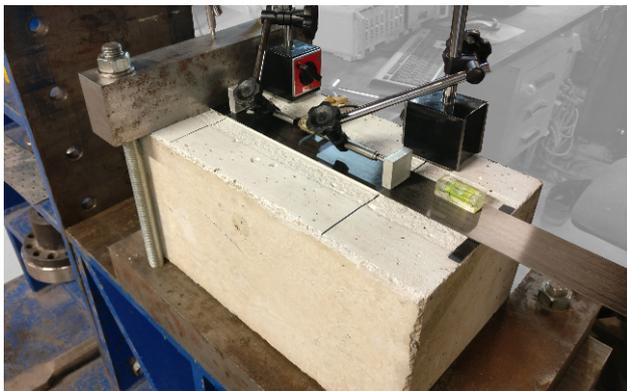
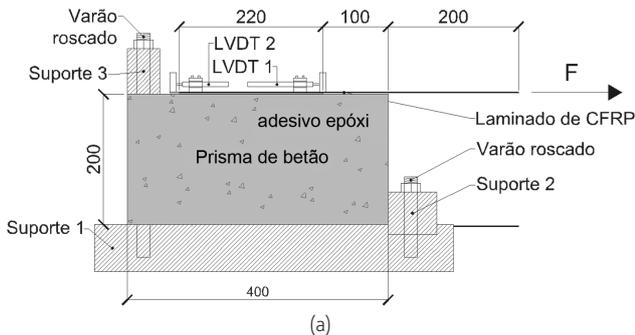


Figura 2 (a) Geometria do provete e configuração de ensaio, e (b) fotografia ilustrativa de um ensaio de aderência EBR. Nota: todas as dimensões encontram-se em [mm]

Foi utilizado um prisma de betão com $400 \times 200 \times 200$ [mm], sendo aplicadas duas tiras de laminado de CFRP com seção transversal de $50 \times 1,2$ mm² (L50) em faces opostas (paralelas à direção de betonagem), de acordo com a técnica EBR, de modo a permitir a realização de dois ensaios por provete de betão. Foi adotado um comprimento de aderência de 220 mm (superior ao comprimento efetivo, estimado em 101 mm [11]), com 100 mm livres da extremidade do prisma de betão de forma a evitar a rotura prematura por destacamento do betão entre a extremidade do prisma e a extremidade carregada. Os ensaios foram realizados recorrendo a um equipamento servo-controlado, sendo a força aplicada medida por intermédio de uma célula de carga de capacidade máxima de 200 kN (erro linear de 0,05% FS). O deslocamento relativo entre o CFRP e o betão (deslizamento) na extremidade carregada (s_c) e na extremidade livre (s_f) foram medidos usando os transdutores de deslocamento LVDT1 e LVDT2, respetivamente, com um curso de ± 10 mm (erro linear de 0,24% FS). Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento através do LVDT1, com uma velocidade de 2 μ m/s.

2.3.2 NSM

A durabilidade da ligação do sistema NSM foi estudada com recurso também a ensaios de arranque direto. A Figura 3 apresenta a geometria dos provetes e a respetiva configuração de ensaio. Foi adotado um bloco cúbico de betão com 200 mm de aresta, sendo aplicado um laminado de CFRP de $10 \times 1,4$ [mm] (L10) ao longo de um comprimento de ligação de 60 mm. O laminado CFRP foi inserido no centro de um entalhe com 15×5 [mm] previamente aberto na superfície do bloco de betão. O valor do comprimento de aderência foi adotado para (i) evitar a rotura do CFRP e (ii) ter comprimento suficiente para ser representativo do sistema e minimizar a influência dos efeitos de extremidade inevitáveis [5]. Para realizar o ensaio foi utilizado um equipamento servo controlado. O deslocamento nas extremidades carregadas e livre, foram medidos através de dois LVDTs (campo de medição $\pm 2,5$ mm e erro linear de $\pm 0,05\%$ F.S.), respetivamente, LVDT1 e LVDT2. A força (F) foi medida por uma célula de carga colocada entre a garra e o atuador, com capacidade de 200 kN (erro linear de $\pm 0,05\%$ F.S.). Os ensaios foram realizados em controlo de deslocamento através do LVDT1, com uma velocidade de 2 μ m/s.

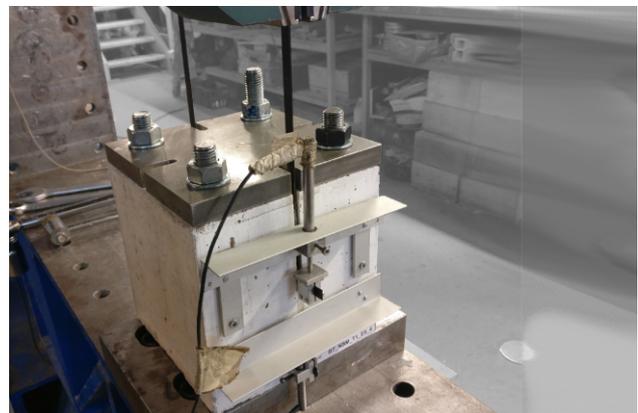
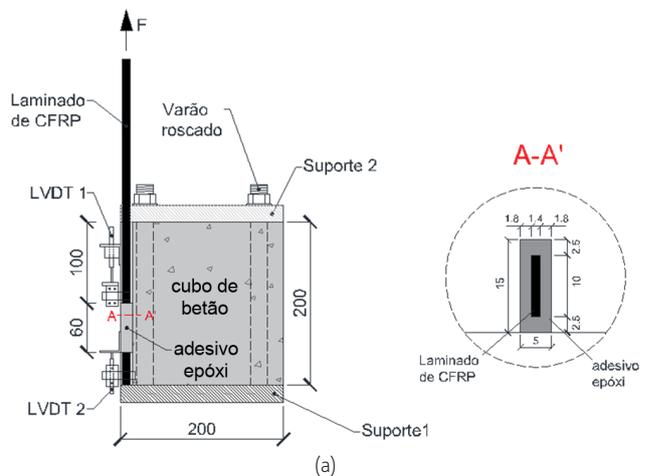


Figura 3 (a) Geometria do provete e configuração de ensaio, e (b) configuração do ensaio de aderência NSM. Nota: todas as dimensões encontram-se em [mm]

3 Resultados e discussão

3.1 EBR

A Tabela 2 apresenta os resultados médios dos ensaios de arranque direto realizados nos provetes de aderência EBR na caracterização inicial (T0) e após dois anos de exposição (T2) – cada ambiente e idade inclui 4 provetes. Nesta tabela, F_{max} representa a força de corte máxima atingida durante o ensaio. Os modos de rotura observados são também apresentados, sendo estes detalhados na Figura 5. A Figura 4a apresenta as curvas força de corte versus deslizamento na extremidade carregada ($F_l - s_l$) representativas para cada ambiente obtidas nos ensaios (dos 4 provetes, foi escolhida uma curva). Estas curvas apresentaram o comportamento típico neste tipo de técnica: numa primeira fase existe um ramo inicialmente linear ascendente, com rigidez decrescente até ser atingida a carga de máxima (suportada pelo comprimento efetivo de acordo com [11]); numa segunda fase, para uma força sensivelmente constante, observa-se um aumento do deslizamento na extremidade carregada aumenta até à rotura [12-14]. Na Figura 4b representam-se as forças de corte máximas (F_{max}) obtidas na caracterização inicial e após dois anos de exposição aos diferentes ambientes.

Tabela 2 Principais resultados obtidos nos ensaios de aderência EBR após dois anos de exposição aos ambientes de estudo (E1 to E6) (resultados médios de 4 provetes)

Ambiente	F_{max} [kN] (CoV [%])		Modo de rotura	
	T0	T2	T0	T2
E1		27,7 (11,0%)		C (4)
E2		31,1 (10,0%)		C (3); C+F/A (1)
E3	30,2 (13,3%)	35,1 (9,1%)	F/A+C (2); C (2)	C (4)
E4		34,4 (11,1%)		C (4)
E5		30,1 (5,9%)		C (4)
E6		29,2 (6,0%)		C (4)

Modos de rotura: C = rotura coesiva no betão; C + F/A = rotura coesiva no betão e destacamento na interface laminado-adesivo; os valores entre parênteses são os respetivos coeficientes de variação ou número de provetes onde o modo de rotura indicado ocorreu.

Em T0 foi atingida uma força de corte máxima média de 30,2 kN, sendo o modo de rotura dominante a rotura coesiva do betão (C). Em 2 provetes, em aproximadamente metade do comprimento da ancoragem, foi também observado destacamento ao nível da interface laminado-adesivo (F/A). A tensão máxima média no CFRP obtida foi de 503 MPa (~20% da resistência à tração do laminado de CFRP), que está de acordo com o resultado obtido através do uso da formulação proposta na CNR [11] (505 MPa). Adicionalmente, os resultados obtidos na caracterização inicial estão de acordo com os resultados de trabalhos semelhantes, e.g. [12].

Após dois anos de exposição, o maior decréscimo de F_{max} (8,3%, quando comparado com a caracterização inicial) foi observado no ambiente de referência E1. Considerando que o modo de rotura

dominante foi coesivo no betão (ver Figura 5), esta observação deve-se provavelmente a variações nas propriedades mecânicas do adesivo através do reportado “physical ageing” que caracteriza os adesivos poliméricos. Comparando os valores de F_{max} obtidos nos provetes E2-E6 após dois anos de exposição com a caracterização inicial, o maior aumento de F_{max} (+16,2%) foi verificado no ambiente E3, enquanto no E4 o aumento foi de +13,6%. Além disso, obteve-se também aumento em E2 (3,0%), e pequenos decréscimos em E5 (-0,3%) e E6 (-3,3%). A absorção de água pode causar plasticização e um aumento do volume nos adesivos de origem epoxídica, levando a reduções consideráveis no módulo de elasticidade e resistência, tal como descrito na literatura, e.g. [15-16]. No entanto, é de ressaltar que, a imersão em água (ambiente E2) e o ensaio em estado saturado do provete parecem não afetar o comportamento da aderência nos provetes EBR. Este facto pode estar relacionado com a plasticização do adesivo, que pode ter levado a uma redução nos picos de tensão nas interfaces e levar a uma distribuição mais uniforme das tensões ao longo do comprimento da ancoragem, conduzindo a um aumento da força máxima. Em relação ao aumento da força máxima nos ambientes naturais, o motivo para tal observação pode estar relacionado com a pós-cura do adesivo que certamente ocorreu durante o período de exposição, bem como, a variação da resistência à tração superficial do betão.

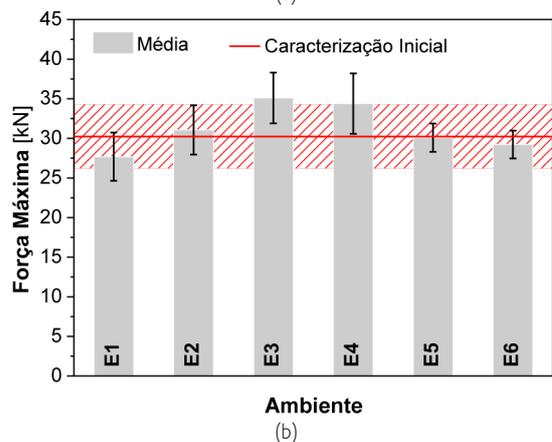
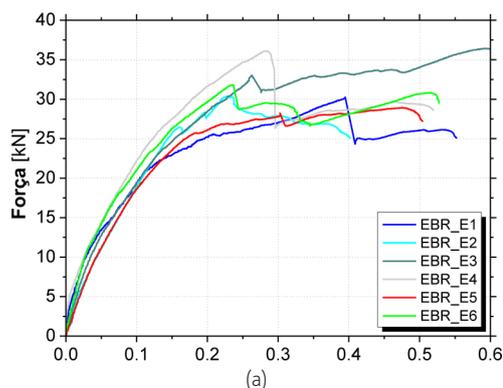


Figura 4 Resultados de ensaios de aderência EBR após dois anos de exposição em cada ambiente: (a) Curvas típicas força de corte vs. deslizamento na extremidade carregada; (b) força de corte máxima

A Figura 5 apresenta os modos de rotura observados nos ensaios de aderência EBR. O modo de rotura dominante após dois anos de exposição foi a rotura coesiva no betão - apenas num ensaio foi também observada a rotura coesiva do betão simultaneamente com destacamento na interface laminado-adesivo, conforme apresentado na Tabela 3. Não foram observadas diferenças significativas entre os modos de rotura com o tipo de exposição.



Figura 5 Modos de rotura típicos observados nos ensaios de aderência EBR: (a) rotura coesiva do betão - C e (b) rotura coesiva do betão e destacamento na interface laminado-adesivo - C + F/A

3.2 NSM

A Tabela 3 apresenta os resultados médios dos ensaios de arranque direto na caracterização inicial (T0) e após dois anos de exposição (T2) - cada ambiente e idade inclui 4 provetes. Nesta tabela, F_{max} representa a força máxima de arranque atingida durante o ensaio e s_{lmax} representa o deslizamento na extremidade carregada para F_{max} . Os modos de rotura observados são também apresentados. A Figura 6a apresenta as curvas média força de arranque versus deslizamento na extremidade carregada ($F_i - s_i$) para todos os ambientes (curva média de 4 ensaios) obtidas após dois anos de exposição. Embora existam grandes semelhanças entre a forma destas curvas, os

resultados mostram variações de F_{max} e respetivos s_{lmax} para cada ambiente. A Figura 6b apresenta uma representação gráfica das forças máximas de arranque para os provetes NSM na caracterização inicial e após dois anos de exposição aos diferentes ambientes.

Modos de rotura: F/A = rotura por deslizamento na interface CFRP-Adesivo; A/C = rotura por deslizamento na interface betão-adesivo; C = rotura coesiva do betão; A = rotura coesiva do adesivo; CC = fendilhação do betão; CS = destacamento do betão; os valores entre parênteses são os respetivos coeficientes de variação ou número de provetes onde o modo de rotura indicado ocorreu.

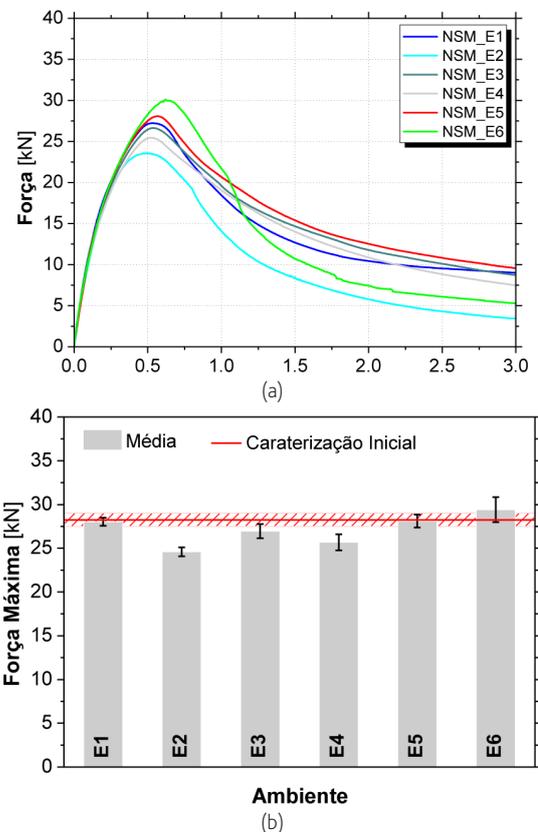


Figura 6 (a) Resultados de ensaios de aderência EBR após dois anos de exposição em cada ambiente: (a) Curvas típicas $F_i - s_i$; (b) força de corte máxima

Nos ensaios de aderência NSM em T0, a força máxima média atingida nos provetes foi de 28,2 kN - este valor corresponde a um nível de tensão de cerca de 70% da resistência última à tração do laminado. Tal como no caso do sistema EBR, nestes ensaios obtiveram-se respostas ($F_i - s_i$) semelhantes às reportadas na literatura, e.g. [5]. O modo de rotura dominante foi o deslizamento ao nível da interface laminado-adesivo (F/A), observado na maioria dos ensaios. Comparando as duas técnicas de reforço, fica mais uma vez patente a superior eficiência da técnica NSM, para a qual se atingem tensões máximas mais elevadas no sistema de reforço, com um menor comprimento de aderência. De referir que os resultados da caracterização inicial são idênticos aos resultados obtidos em outros trabalhos semelhantes, e.g. [5, 17, 18].

Tabela 3 Principais resultados dos ensaios de arranque direto em provetes de aderência NSM após dois anos de exposição aos ambientes estudados (E1 a E6) (resultados médios de 4 ensaios)

Ambiente	F_{max} [kN] (CoV [%])		δ_{lmax} [mm] (CoV [%])		Modo de rotura	
	T0	T2	T0	T2	T0	T2
E1		28,0 (1,6)		0,6 (10,3)		F/A + CC (1); F/A (3)
E2		24,6 (2,0)		0,5 (21,0)		F/A + CS (2); F/A+ F/C + CS (1); A + CS (1)
E3	28,2 (2,5)	27,0 (3,0)	0,5 (5,7)	0,5 (8,6)	F/A (4)	F/A + CC (3); F/A + CS (1)
E4		25,7 (3,6)		0,5 (6,3)		F/A + CC (2); F/A + CS (2)
E5		28,1 (2,6)		0,6 (1,9)		F/A + CC (3); F/A +CS (1)
E6		29,4 (4,8)		0,6 (13,4)		F/A+ F/C (1) + CS (3)



(a)



(b)

Figura 7 Modos de rotura dominantes nos ensaios de aderência NSM: (a) rotura por deslizamento na interface laminado-adesivo com fendilhação do betão – F/A + CC e (b) rotura por deslizamento na interface laminado-adesivo com destacamento de betão – F/A + CS

A Figura 7 apresenta os dois modos de rotura dominantes observados nos ensaios após dois anos de exposição. Estes modos de rotura foram classificados de acordo com o local onde ocorreram: (i) betão - C; (ii) adesivo - A; (iii) interface laminado/adesivo – F/A; ou (iv) interface adesivo-betão – A/C. Em alguns provetes, estes modos de rotura são acompanhados por fissuração no betão (CC), destacamento do betão (CS) ou fissuração do adesivo (AC). O modo de rotura F/A foi observado em todos os ensaios, exceto nos provetes E2, onde ocorreu uma gama mais ampla de modos de rotura (ver Tabela 3).

Variações insignificantes nos valores de F_{max} (0,7%) foram observadas após a exposição dos provetes de aderência NSM ao ambiente E1 durante dois anos, o que pode indicar uma conservação do desempenho do sistema em ambiente controlado. A maior redução de F_{max} foi observada após dois anos de imersão em água (ambiente E2) (-12,2% quando comparada com a o ambiente de referência E1). De salientar que além da imersão em água por um longo período, estes provetes foram testados saturados, o que pode justificar

este resultado. Conforme referido anteriormente, o adesivo epóxi absorve água levando à sua plasticização, conforme mencionado anteriormente. A diminuição de F_{max} também foi observada em E3 (-3,8%) e E4 (-8,4%). Um aumento negligenciável (+0,3%) foi observado em E5, enquanto em E6, foi registado um maior aumento (+4,9%). Estas variações observadas após envelhecimento natural, resultam da sinergia de ações características de cada ambiente (e.g., temperatura, humidade, radiação ultravioleta) que podem levar a efeitos deteriorantes como a plasticização do adesivo ou fissuração do betão, podendo também produzir efeitos benéficos como a pós-cura do adesivo. Verifica-se a evidente alteração no modo de rotura, entre o ambiente E1 (T0 e T2) e os ambientes E3-E6 (T2), de F/A, em E1, para F/A + CC ou F/A + CS nos ambientes E3, E4 e E5, ou para F/A + F/C + CS no ambiente E6. Assim, a variação do modo de rotura pode indicar que a alteração da F_{max} é um efeito da variação das características do betão. Não obstante, variações nos restantes materiais, assim como nas interfaces betão/adesivo e adesivo/laminado podem ser também críticas no desempenho da ligação.

4 Conclusões

Neste trabalho apresentou-se um estudo de durabilidade da aderência da ligação betão-CFRP utilizando duas técnicas para reforço de estruturas de betão armado existentes (EBR e NSM) sob o efeito do envelhecimento natural. Foram considerados quatro ambientes naturais para induzir o envelhecimento, principalmente por carbonatação (E3), ciclos gelo-degelo (E4), temperaturas elevadas (E5) e ação dos cloretos em suspensão no ar provenientes da água do mar (E6). Foram também incluídos um ambiente de controlo (referência) (E1) e um ambiente baseado na imersão em água sob temperatura controlada (E2). Os provetes foram ensaiados antes do início do envelhecimento e após 2 anos de exposição. Deste trabalho podem listar-se as seguintes principais conclusões:

- O comportamento da ligação e a força máxima observada na caracterização inicial da ligação foram semelhantes a outros estudos equivalentes anteriores;
- Após dois anos de exposição ao ambiente E1, a ligação EBR apresenta uma diminuição de ~10% na força máxima, enquanto na ligação NSM as variações são negligenciáveis;
- Após dois anos de exposição, a força máxima alcançada nos provetes de aderência da técnica EBR dos ambientes E2-E4 aumentou até ~16%, por comparação com a caracterização inicial; no caso da técnica NSM, houve diminuição da resistência da ligação nos provetes dos ambientes E2-E5, principalmente nos provetes imersos (~13%), enquanto nos provetes E6 as variações foram diminutas;
- Os modos de rotura observados nos provetes EBR da caracterização inicial e após dois anos de exposição foram semelhantes (rotura coesiva no betão); nos provetes NSM, os modos de rotura mudaram com a exposição.

A partir desta campanha experimental não foi possível obter uma tendência clara de evolução, sendo necessário ensaios com períodos de exposição mais longos para uma melhor compreensão da evolução das propriedades mecânicas da ligação nas técnicas de reforço EBR e NSM sob envelhecimento natural. Neste contexto, está a ser dado continuidade ao projeto associado ao presente estudo, pelo que nos próximos anos serão apresentadas novas conclusões para períodos de exposição mais alargados.

Agradecimentos

Este trabalho foi realizado no âmbito dos projetos FRP LongDur (referências POCI-01-0145-FEDER-016900 e FCT PTDC/ECM-EST/1282/2014) e Durable-FRP (referência PTDC/ECI-EGC/4609/2020) financiado por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) e cofinanciado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER) através do Programa Operacional para a Competitividade e Internacionalização (POCI) e do Programa Operacional Regional de Lisboa e, parcialmente financiado pelo projeto PO-CI-01-0145-FEDER-007633, e parcialmente financiado pela FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC) no âmbito da Unidade de I&D Instituto para a Sustentabilidade e Inovação em Engenharia Estrutural (ISISE), sob a referência UIDB/04029/2020.

Este trabalho é financiado por fundos nacionais através da Fundação para a Ciência e Tecnologia, ao abrigo de convenção de subvenção (SFRH/BD/131259/2017) atribuída ao primeiro autor. Os autores agradecem ainda a todas as empresas que se envolveram apoiando e contribuindo para o desenvolvimento deste estudo, nomeadamente: S&P Clever Reinforcement Iberia Lda, Instituto Português do Mar e da Atmosfera, IP (IPMA, IP), Hilti Portugal-Produtos e Serviços, Lda., Artecanter – Indústria Criativa, Lda., e Tecnipor – Gomes & Taveira Lda.

Referências

- [1] Tatar, J.; Hamilton, HR. (2016) – Comparison of laboratory and field environmental conditioning on FRP-concrete bond durability. *Construction and Building Materials*, 122, 525-536.
- [2] Kabir, MI.; Shrestha, R.; Samali, B. (2016) – Effects of applied environmental conditions on the pull-out strengths of CFRP-concrete bond. *Construction and Building Materials*, 114, 817-830.
- [3] Hassan, SA. *et al.* (2015) – Characteristics of concrete/CFRP bonding system under natural tropical climate. *Construction and Building Materials*, 77, 297-306.
- [4] Mohd Hashim, MH.; Mohd Sam, AR.; Hussin, M. (2016) – Experimental investigation on the effect of natural tropical weather on interfacial bonding performance of CFRP-concrete bonding system. 11, 584-604.
- [5] Fernandes, P. *et al.* (2018) – Durability of bond in NSM CFRP-concrete systems under different environmental conditions. *Composites Part B: Engineering*, 138, 19-34.
- [6] Hsieh, C-T.; Lin, Y.; Lin, S-K. (2016) – Impact-echo method for the deterioration evaluation of near-surface mounted CFRP strengthening under outdoor exposure conditions. *Materials and Structures*, 50, 72.
- [7] Sen, R. (2015) – Developments in the durability of FRP-concrete bond. *Construction and Building Materials*, 78, 112-125.
- [8] Al-Tamimi Adil, K. *et al.* (2015) – Durability of the bond between CFRP plates and concrete exposed to harsh environments. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27: 04014252.
- [9] Bhashya, V. *et al.* (2015) – Long term studies on FRP strengthened concrete specimens. *Indian Journal of Engineering and Materials Sciences*, 22, 465-472.
- [10] Cruz, R.; Correia, L.; Cruz, J. (2021) – Durability of Epoxy Adhesives and Carbon Fibre Reinforced Polymer Laminates Used in Strengthening Systems: Accelerated Ageing versus Natural Ageing. *Materials*, 14(6), 1533.
- [11] CNR. (2013) CNR-DT 200 R1/2013 – Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures.
- [12] Soares, S. *et al.* (2019) – Influence of surface preparation method on the bond behavior of externally bonded CFRP reinforcements in concrete. *Materials*, 12, 414.
- [13] Mazzotti, C BA. *et al.* – Bond between EBR FRP and concrete. In: Pellegrino C, Sena-Cruz J, editors. *RILEM State-of-the-Art Reports*, vol. 19, Dordrecht: Springer Netherlands; 2016, p. 39-96.
- [14] Iovinella, I.; Protta, A.; Mazzotti, C. (2013) – Influence of surface roughness on the bond of FRP laminates to concrete. *Construction and Building Materials*, 40, 533-542.
- [15] Cabral-Fonseca, S. *et al.* (2018) – Durability of FRP - concrete bonded joints in structural rehabilitation: A review. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, 83, 153-167.

- [16] Sousa, J.M.; Correia, J.R.; Cabral-Fonseca, S. (2018) – Durability of an epoxy adhesive used in civil structural applications. *Construction and Building Materials*, 161, 618-633.
- [17] Fernandes, P.M.G.; Silva, P.M.; Sena-Cruz, J. (2015) – Bond and flexural behavior of concrete elements strengthened with NSM CFRP laminate strips under fatigue loading. *Engineering Structures*, 84, 350-361.
- [18] Ricardo Cruz, J. *et al.* (2020) – Bond behaviour of NSM CFRP laminate strip systems in concrete using stiff and flexible adhesives. *Composite Structures*, 245: 112369.

Acompanhamento dos processos de deterioração das barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão

Assessment of the deterioration processes of Portuguese dams affected by concrete swelling reactions

António Lopes Batista

Resumo

Em Portugal há cerca de seis dezenas de grandes barragens de betão com observação continuada, sendo que cerca de um terço estão afetadas por reações expansivas de origem interna do betão. Uma delas, a barragem do Alto Ceira, foi mesmo substituída em 2013, já que não era viável a sua reabilitação. Há três que apresentam valores médios das extensões acumuladas no tempo superiores a 1000×10^{-6} (Pracana, Santa Luzia e Fagilde). A barragem de Pracana sofreu importantes obras de reabilitação na década de 1980. Atualmente apenas a barragem de Fagilde apresenta taxas de expansão anuais superiores a 100×10^{-6} . Nas outras barragens afetadas os processos de deterioração são ainda de pequena a moderada magnitude, mas em algumas delas as taxas de expansão têm aumentado nos últimos anos.

Apresenta-se uma síntese das principais atividades de observação (monitorização, inspeção e ensaios) das obras e dos resultados de alguns estudos realizados, no âmbito do acompanhamento do comportamento deste conjunto de barragens.

Abstract

In Portugal there are about six dozen large concrete dams with continuous observation, of which about a third are affected by concrete swelling reactions of internal origin. One of them, the Alto Ceira dam, was even replaced in 2013, as its rehabilitation was not feasible. There are three that present average values of the expansions accumulated in time above 1000×10^{-6} (Pracana, Santa Luzia and Fagilde). The Pracana dam had major rehabilitation works in the 1980s. Currently, only the Fagilde dam has annual expansion rates above 100×10^{-6} . In the other affected dams, the deterioration processes are still of small to moderate magnitude, but in some of them the expansion rates have increased in recent years.

A summary of the main observation activities (monitoring, inspection and tests) of the works and the results of some studies carried out, within the scope of the behavior assessment of this group of dams, is presented.

Palavras-chave: Barragens de betão / Reações expansivas / Deterioração estrutural / Observação

Keywords: Concrete dams / Swelling reactions / Structural deterioration / Monitoring

António Lopes Batista

Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC)
Lisboa, Portugal
albatista@lnec.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

BATISTA, A. – Acompanhamento dos processos de deterioração das barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 43-64.

1 Introdução

As reações químicas de origem interna do betão, mais comuns e que geram expansões, podem ser agrupadas em duas grandes famílias, as reações álcalis-silica (RAS) e as reações sulfáticas internas (RSI). Estes dois tipos de reações têm como reagente a água, pelo que as barragens são particularmente vulneráveis ao seu desenvolvimento. Em Portugal existem 20 barragens onde foram identificados os efeitos de expansões internas do betão, a partir dos resultados da observação e das inspeções visuais. As barragens em causa são as seguintes: Alto Rabagão, Bemposta, Caniçada, Miranda, Penide e Picote, no norte; Agueira, Bouçã, Cabril, Coimbra, Covão do Meio, Fagilde, Fratel, Penha Garcia, Pracana, Raiva e Santa Luzia, no centro-norte; e Caia e Monte Novo, no centro-sul. Inclui-se também o caso específico da barragem do Alto Ceira, por se tratar da primeira barragem portuguesa que foi substituída e demolida, em 2013, devido à enorme degradação estrutural provocada por esta patologia. Na Figura 1 apresenta-se um mapa de Portugal continental com as litologias dominantes e a localização geográfica destas barragens, indicando-se também o tipo estrutural e o atual dono de obra de cada uma delas.

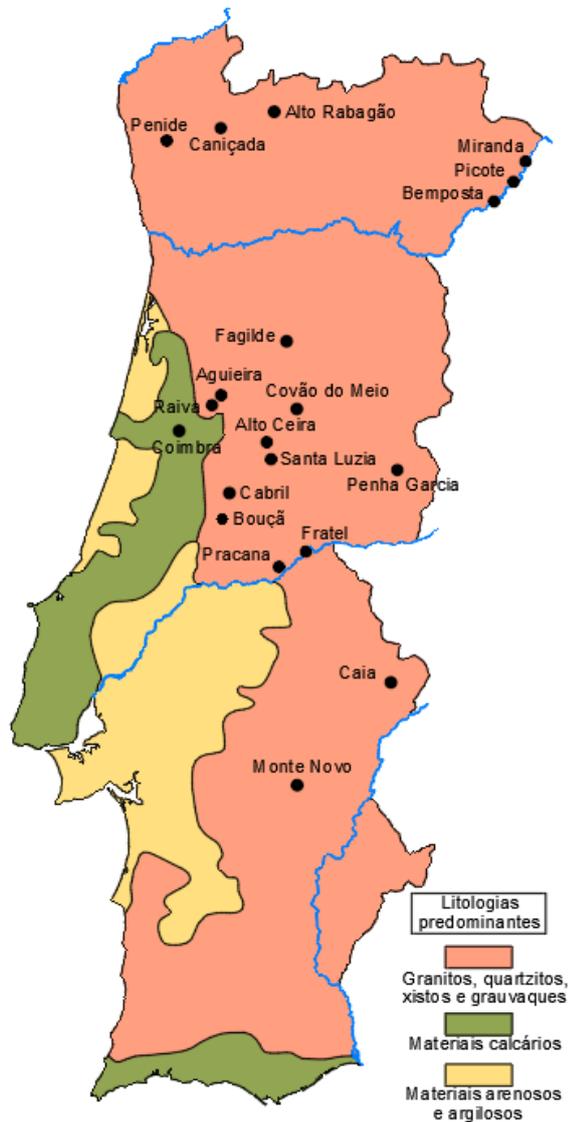
As barragens afetadas localizam-se no norte e no interior sul, em zonas de predominância de rochas graníticas e xistentas, e na zona central, onde ocorre o maciço xisto-grauváquico, no qual existem muitas intrusões quartzíticas. Em todas estas obras foram utilizados agregados graníticos ou quartzíticos, exceto na barragem de Fagilde, onde foram usados calcários micríticos.

As 20 grandes barragens de betão afetadas por reações expansivas (sombreadas na Tabela 1) são cerca de 34% das 58 obras de betão com observação continuada.

As barragens afetadas foram todas concluídas entre 1942 e 1984, correspondendo a 57% das 35 obras construídas neste período. Não há sinais de processos expansivos nas barragens construídas nos últimos 35 anos, provavelmente devido aos cuidados tidos na escolha das composições dos betões e nos processos construtivos das obras.

As barragens com expansões médias superiores a 1000×10^{-6} são as quatro seguintes: Alto Ceira (substituída em 2013), Pracana, Santa Luzia e Fagilde. A barragem de Fagilde, construída com betão pronto, constitui o único caso em que a RSI é largamente predominante. As barragens do Alto Ceira, Pracana e Santa Luzia, todas localizadas no maciço xisto-grauváquico das Beiras, foram construídas com agregados quartzíticos, pelo que experimentaram deteriorações severas devida à RAS. Serão apresentados, para estes quatro casos, os aspetos relevantes do comportamento observado das obras que levaram à deteção dos fenómenos expansivos, bem como alguns estudos realizados com vista à caracterização das próprias reações expansivas e dos seus efeitos estruturais. Nas restantes 16 barragens as expansões têm ainda magnitudes moderadas (valores acumulados no tempo até cerca de 500×10^{-6}), pelo que apenas são apresentados, no final, os resultados mais significativos do seu acompanhamento.

O presente trabalho considera alguns elementos do programa de investigação recentemente elaborado no LNEC no âmbito da deterioração e reabilitação de barragens afetadas por reações



Tipo estrutural	Barragens afetadas por reações expansivas	Atual dono de obra
Gravidade e descarregadora	Coimbra	APA
	Fagilde	APA
	Fratel	EDP
	Monte Novo	APA
	Penha Garcia	AdP
	Penide ⁽¹⁾	Agua Enlica
	Raiva	EDP
	Alto Ceira ⁽²⁾	EDP
	Alto Rabagão	EDP
	Bemposta	Engie
Abóbada e arco-gravidade	Cabril	EDP
	Bouçã	EDP
	Caniçada	EDP
	Covão do Meio	EDP
	Picote	Engie
	Santa Luzia	EDP
	Agueira	EDP
	Caia	Ass. Ben. Caia
	Miranda	Engie
	Pracana ⁽³⁾	EDP
Contrafortes e abóbadas múltiplas		

(1) Obra de betão ciclópico revestida com alvenaria de pedra granítica
 (2) Substituída e demolida em 2013
 (3) Reabilitada entre 1988 e 1992

Figura 1 Localização das barragens de betão portuguesas afetadas por reações expansivas do betão

Tabela 1 Lista das grandes barragens de betão portuguesas com acompanhamento

Barragem	Tipo estrutural	Ano de conclusão	Altura (m)	Barragem	Tipo estrutural	Ano de conclusão	Altura (m)
Santa Luzia	Abóbada	1942	76	Raiva	Gravidade	1981	36
Alto Ceira	Abóbada	1949	36	Agueira	Abóbadas múltiplas	1981	89
Penide	Descarregadora	1949	18	Monte Novo	Gravidade	1982	30
Castelo do Bode	Arco-gravidade	1951	115	Pocinho	Descarregadora	1982	49
Pracana	Contrafortes	1951	60	Fagilde	Gravidade	1984	27
Venda Nova	Arco-gravidade	1951	97	Fronhas	Abóbada	1984	62
Belver	Descarregadora	1952	21	Crestuma	Descarregadora	1985	65
Covão do Meio	Abóbada	1953	28	Ranhados	Gravidade	1986	41
Salamonde	Abóbada	1953	75	Torrão	Gravidade	1988	70
Cabril	Abóbada	1954	132	Corgas	Gravidade	1991	30
Bouçã	Abóbada	1955	65	Funcho	Abóbada	1991	49
Caniçada	Abóbada	1955	76	Alto Lindoso	Abóbada	1992	110
Bravura	Abóbada	1958	41	Caldeirão	Abóbada	1993	39
Picote	Abóbada	1958	99	Touvedo	Gravidade	1993	43
Miranda	Contrafortes	1961	80	Sordo	Gravidade	1997	36
Alto Cávado	Gravidade	1964	29	Catapereiro	Arco-gravidade	1999	48
Alto Rabagão	Abóbada	1964	94	Alqueva	Abóbada	2002	96
Bemposta	Arco-gravidade	1964	87	Bouçoais-Sonim	Gravidade	2004	43
Caia	Contrafortes	1967	52	Rebordelo	Gravidade	2004	36
Roxo	Contrafortes	1968	49	Pedrógão	Gravidade	2005	43
Carrapatelo	Descarregadora	1972	57	Ferradosa	Gravidade	2008	34
Odivelas	Abóbadas múltiplas	1972	55	Olgas	Gravidade	2009	35
Vilarinho das Furnas	Abóbada	1972	94	Pretarouca	Gravidade	2009	29
Fratel	Descarregadora	1973	43	Alto Ceira II	Abóbada	2013	41
Régua	Descarregadora	1973	42	Baixo Sabor	Abóbada	2014	123
Valeira	Descarregadora	1975	48	Feiticeiro	Gravidade	2014	45
Varosa	Abóbada	1976	76	Ribeiradio	Gravidade	2015	83
Penha Garcia	Gravidade	1980	25	Ermida	Gravidade	2015	35
Coimbra	Descarregadora	1981	40	Foz Tua	Abóbada	2016	108

expansivas de origem interna do betão [1] e atualiza, em muitos aspetos, o inventário de 2012 das barragens portuguesas sujeitas a esta patologia [2].

2 Efeitos estruturais das expansões do betão em barragens

As evidências macroscópicas dos efeitos das reações expansivas do betão nas barragens, que são semelhantes na RAS e na RSI, são as seguintes:

- i) nos paramentos, a fendilhação superficial, difusa e generalizada (craquelê), devida à heterogeneidade local das expansões, às vezes com delaminação do betão e formação de pequenas crateras, e fendilhação linear, devida à resposta estrutural global a deformações impostas;
- ii) em juntas de contração das estruturas e de dilatação nos tabuleiros sobre os descarregadores de superfície, o fecho generalizado e os deslizamentos entre blocos (em particular os desalinhamentos no coroamento), com o esmagamento de preenchimentos e a delaminação de bordos, devido a deslocamentos absolutos e relativos;
- iii) em vãos e nas centrais, designadamente em vazamentos, condutas, orifícios e descarregadores, a ovalização da secção das condutas, o desalinhamento de peças e respetivas fixações, e o fecho e a distorção de orifícios e portadas, causando problemas em apoios e em folgas de equipamentos e o encravamento de comportas;
- iv) a coloração amarelada das superfícies de betão afetadas por RAS;
- v) eflorescências e exsudação do gel formado (RAS) nas superfícies aparentes, em geral em cavidades, fendas e juntas;
- vi) para reações expansivas de maior magnitude, a passagem de água pelas fendas e a rotura de armaduras.

Os efeitos das reações expansivas refletem-se, nos resultados da monitorização das barragens de betão, na progressividade das seguintes grandezas:

- i) nos deslocamentos absolutos, verticais para cima e radiais para montante (exceto nas barragens de contrafortes);
- ii) nos deslocamentos relativos entre blocos, designadamente no fecho das juntas de contração e nos deslocamentos diferenciais verticais para cima dos blocos mais altos relativamente aos blocos mais baixos e nos deslocamentos diferenciais horizontais para montante dos blocos do fundo do vale (mais altos) relativamente aos blocos das encostas;
- iii) nas extensões do betão, em extensómetros ativos e corretores; nas tensões do betão.

No diagnóstico e prognóstico das reações expansivas do betão e dos seus efeitos estruturais, em geral recorre-se: i) à interpretação dos resultados da observação; ii) a análises e ensaios laboratoriais, físicos e químicos, sobre amostras de betão retiradas do corpo das obras; iii) a ensaios "in situ"; e iv) a modelação matemática.

3 Barragens portuguesas com expansões de maior magnitude

3.1 Barragem do Alto Ceira

A barragem do Alto Ceira, construída em 1949 e desativada em 2013 (através de demolição do seu trecho central), era uma abóbada delgada com 36 m de altura (Figura 2). A obra apoiava-se num maciço xistoso. Na sua construção foi usado betão produzido com agregados quartzíticos. Desde a década de 1960 que o comportamento observado da barragem se caracterizou por deslocamentos progressivos, verticais para cima e radiais para montante. A fendilhação dos paramentos e do coroamento acentuou-se ao longo do tempo, tendo-se chegado a um estado muito avançado no início deste século, com passagem franca de água pelas fendas na zonas dos rins (Figura 3).

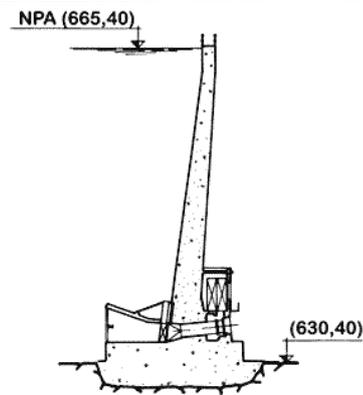


Figura 2 Barragem do Alto Ceira. Vista de jusante e corte pela consola central

Os primeiros ensaios laboratoriais, físicos e químicos, realizados sobre amostras de betão retiradas do corpo da obra em 1986, confirmaram a gravidade da deterioração do betão e o seu elevado potencial remanescente de expansão [3]. Em 1990 foi feita uma nova campanha de amostragem e ensaios do betão da barragem. Os resultados dos ensaios de expansão acelerada, realizados com os provetes de betão imersos em solução saturada de cloreto de sódio e em água destilada, em estufa a 50 °C, são apresentados na Figura 4 [4]. Nos provetes realizados a partir das amostras retiradas do lado da margem esquerda foram obtidas expansões remanescentes máximas de cerca de 1400×10^{-6} .



Figura 3 Barragem do Alto Ceira. Fendilhação difusa, do tipo craquelê, no piso do coroamento (à esquerda) e bica no paramento de jusante para coletar repasses pelas fendas (à direita)

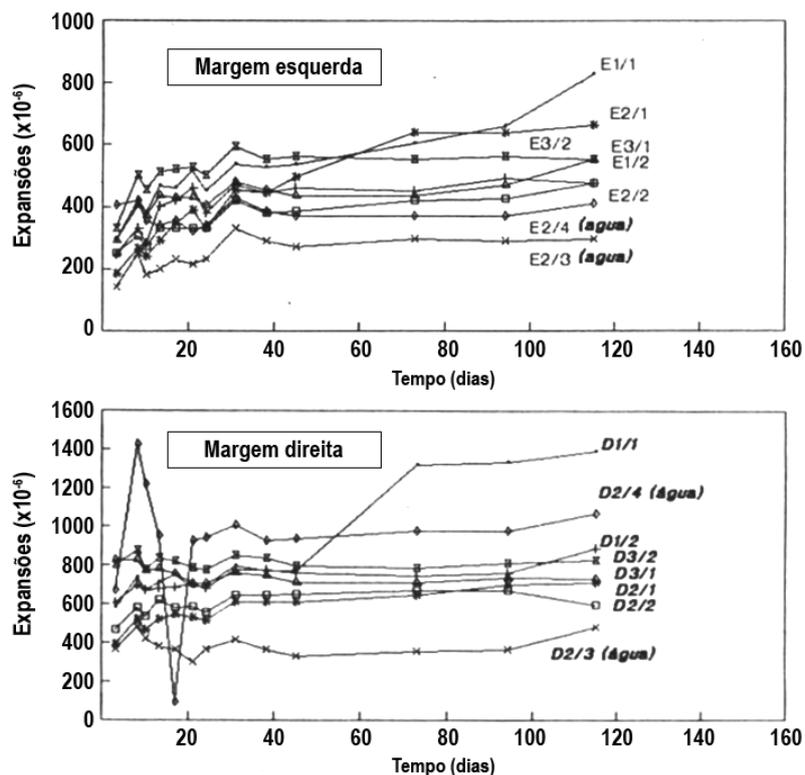
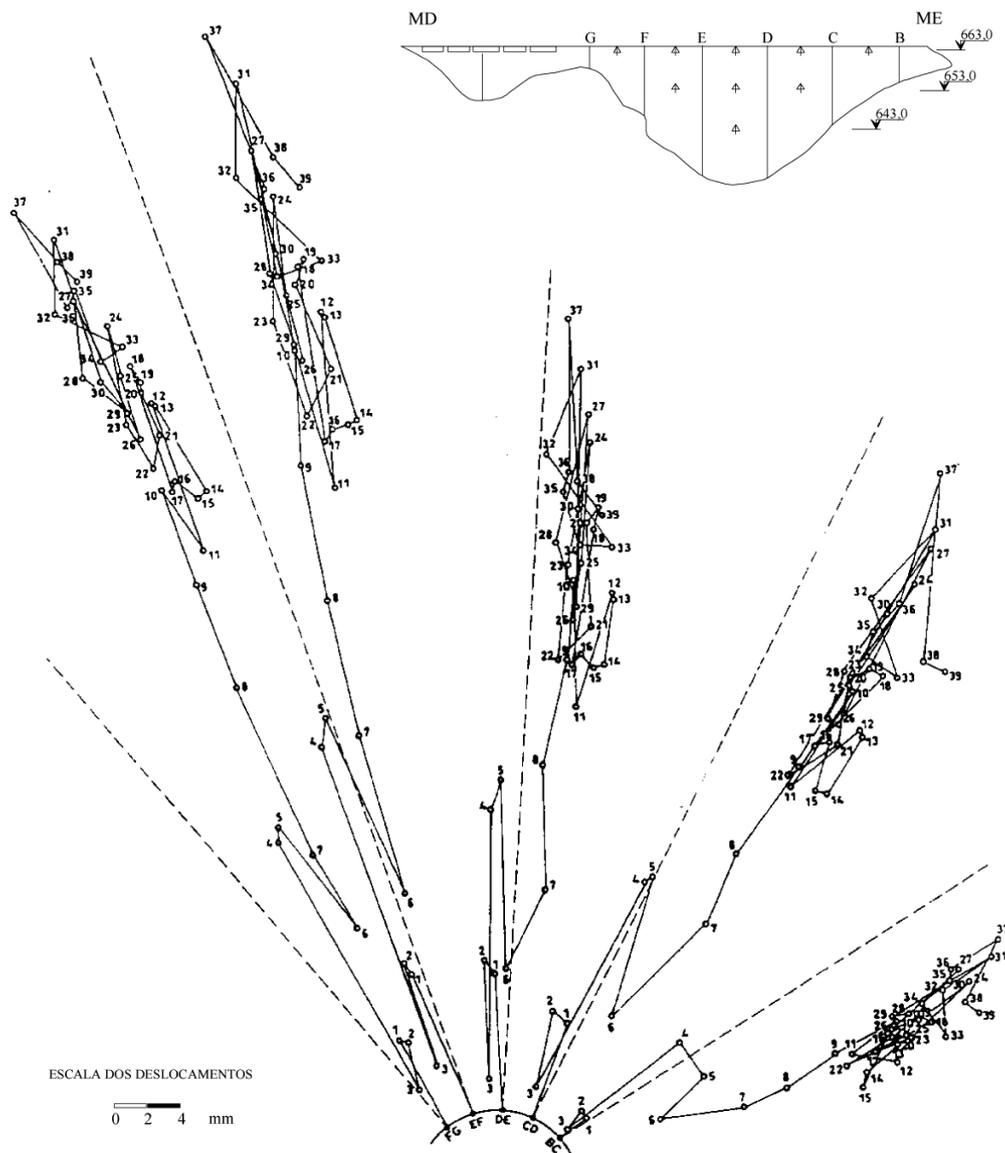


Figura 4 Barragem do Alto Ceira. Resultados dos ensaios de expansão acelerada de provetes de betão (extraídos em 1990) imersos em solução saturada de cloreto de sódio e em água destilada, em estufa a 50 °C (adaptada de [4])

Os deslocamentos absolutos da barragem foram observados por métodos geodésicos, desde o primeiro enchimento da albufeira, em 1950. Os deslocamentos radiais tiveram, ao longo do tempo, uma grande progressividade para montante. Na Figura 5 apresenta-se uma planta com a evolução dos deslocamentos horizontais observados por métodos geodésicos nos alvos superiores da

abóbada, entre 1950 e 1993, e na Figura 6 apresenta-se a evolução destes deslocamentos no ponto em que tiveram maior expressão (junto ao coroamento do bloco EF), incluindo o ajuste de uma função aos valores observados entre 1984 e 2011. O valor irreversível do deslocamento radial deste ponto atingiu, neste período, cerca de 50 mm.



Campanha	Data	Cota de água	Campanha	Data	Cota de água	Campanha	Data	Cota de água
1	15-09-1950	659,0	14	15-01-1986	659,0	27	8-09-1988	658,4
2	24-09-1950	630,0	15	16-01-1986	659,0	28	12-10-1988	658,4
3	29-11-1950	658,6	16	24-03-1986	655,6	29	10-01-1989	659,2
4	22-08-1963	657,5	17	25-03-1986	658,8	30	4-05-1989	658,7
5	29-08-1963	630,0	18	7-10-1986	658,2	31	22-08-1989	658,0
6	20-11-1963	659,0	19	22-10-1986	630,0	32	20-09-1989	658,3
7	18-05-1970	656,1	20	23-10-1986	630,0	33	19-02-1990	658,7
8	26-09-1974	654,9	21	3-12-1986	658,3	34	15-03-1990	658,7
9	28-09-1978	654,9	22	7-01-1987	658,6	35	18-10-1990	659,4
10	10-08-1983	655,2	23	11-06-1987	658,5	36	10-04-1991	658,7
11	17-05-1984	658,2	24	11-08-1987	655,0	37	25-07-1991	658,5
12	24-01-1985	658,0	25	8-10-1987	658,6	38	19-10-1992	658,4
13	25-10-1985	654,8	26	8-03-1988	658,7	39	27-04-1993	658,9

Figura 5 Barragem do Alto Ceira. Evolução dos deslocamentos horizontais observados por métodos geodésicos nos alvos superiores da abóbada (cota 663,00 m), entre 1950 e 1993 (adaptada de [5])

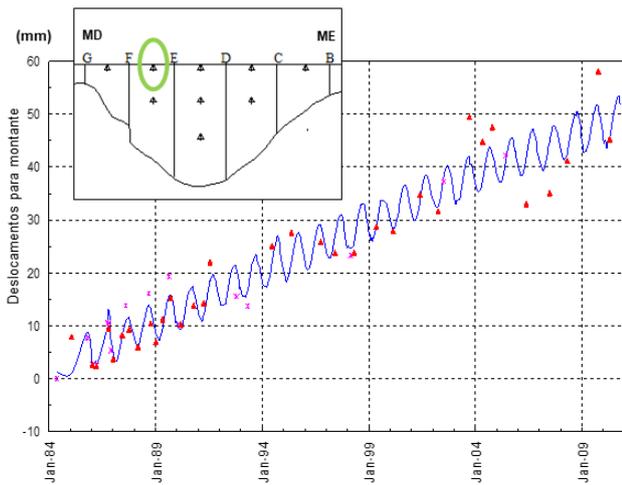


Figura 6 Barragem do Alto Ceira. Resultados do ajuste de uma função aos deslocamentos radiais observados por métodos geodésicos no alvo superior do bloco EF, localizado próximo do coroamento, entre 1984 e 2011

Na Figura 7 apresentam-se os deslocamentos verticais do coroamento, obtidos através de nivelamentos geométricos de precisão, entre 1950 e 2012. A tendência de empolamento verificou-se desde os primeiros anos, mas as taxas aumentaram substancialmente a partir de 1983. Na zona central (bloco DE) o deslocamento vertical acumulado no tempo foi de cerca de 20 mm (expansão vertical média, incluindo betão e fendas, de cerca de 500×10^{-6}), mas no bloco FG, na margem direita, esse deslocamento ascendeu a cerca de 70 mm, a que corresponde uma expansão vertical média, incluindo betão e fendas, de cerca de 4000×10^{-6} .

No que respeita às exurgências de água no paramento de jusante, na Figura 8 apresenta-se a evolução dos caudais repassados pelas fendas do trecho inferior do bloco BC (coletados na bica CE1, ver Figura 3, à direita), entre 1997 e 2013. Nos últimos anos de exploração da obra os caudais atingiram valores máximos de cerca de 5 l/min, com valores médios sazonais compreendidos entre cerca de 2 l/min e 4 l/min. A passagem de água pelas fendas também contribuiu para a degradação progressiva do betão.

Na Figura 9 apresentam-se os resultados do levantamento da fendilhação do paramento de jusante, realizado em outubro de 1986 durante o esvaziamento da albufeira (foi também efetuado o levantamento de fendas no paramento de montante, o qual apenas voltou a ser atualizado parcialmente). Neste mapeamento foram consideradas todas as fendas visíveis, sendo que a maior parte delas correspondiam a fendas de pele sem significado estrutural [6]. As fendas principais tinham traço horizontal no corpo da abóbada ou eram paralelas à superfície de inserção, na zona dos rins. O bloco BC, na margem esquerda, e os blocos FG e GH, na margem direita, eram os mais fendilhados. As maiores aberturas das fendas, com valores de cerca de 5 mm, foram medidas em fendas horizontais do topo e da base do bloco FG.

Em 2005 foi realizado um mapeamento de ocorrências no paramento de jusante, usando fotografia digital georreferenciada

(Figura 10) [7, 8]. Pode notar-se que foram identificadas as principais fendas, bem como repasses e depósitos de carbonatos.

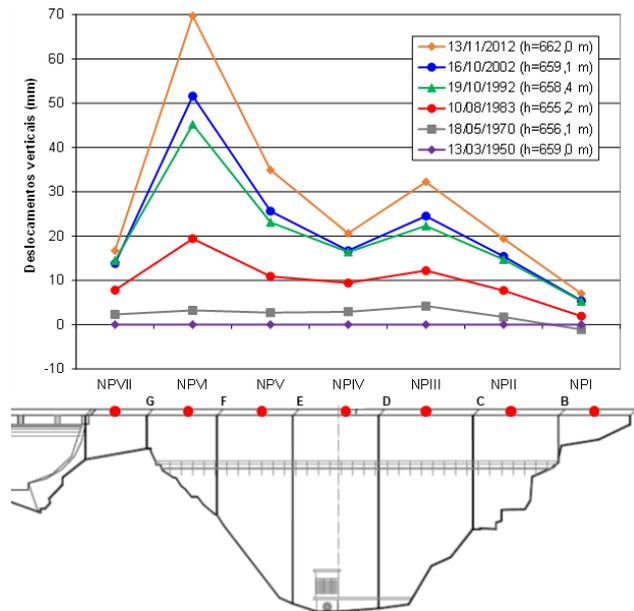


Figura 7 Barragem do Alto Ceira. Deslocamentos verticais do coroamento, obtidos através de nivelamentos geométricos de precisão, entre 1950 e 2012

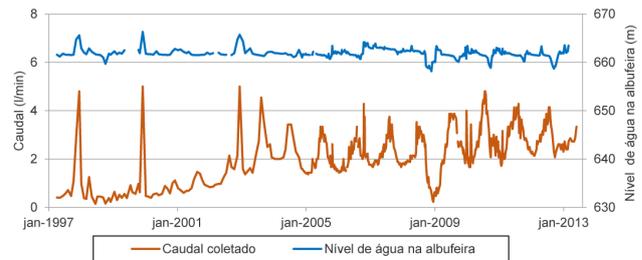


Figura 8 Barragem do Alto Ceira. Caudais repassados pelas fendas do trecho inferior do bloco BC (bica CE1), entre 1997 e 2013

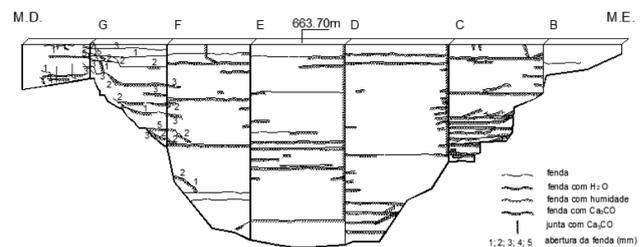


Figura 9 Barragem do Alto Ceira. Levantamento das fendas visíveis do paramento de jusante, realizado em outubro de 1986, usando técnicas tradicionais [5]

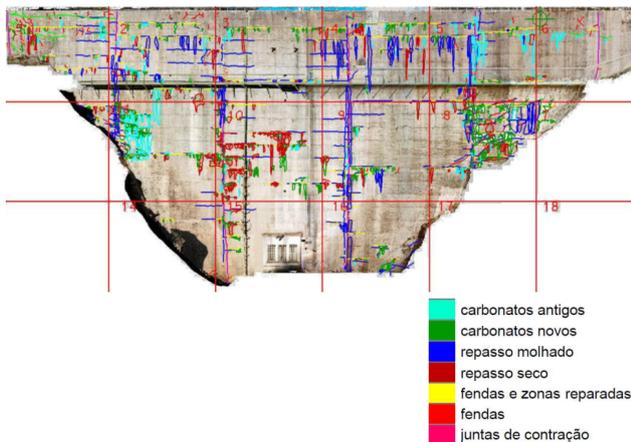


Figura 10 Barragem do Alto Ceira. Mapeamento de ocorrências no paramento de jusante, realizado em 2005, usando fotografia digital georreferenciada [7, 8]



Figura 11 Barragem do Alto Ceira. Vista da nova barragem (designada por Alto Ceira II) e da barragem antiga parcialmente demolida, em julho de 2014, no final do primeiro enchimento da albufeira

Os estudos de modelação do comportamento e de avaliação da segurança estrutural da barragem, realizados pelo método dos elementos finitos, apoiaram-se numa malha de elementos finitos tridimensionais do conjunto barragem-fundação [5]. Em 2004 foram atualizados estes estudos [9]. Os resultados obtidos confirmaram genericamente a magnitude de evolução da degradação estrutural prevista cerca de uma década antes. Atendendo à profundidade das principais fendas e à progressividade da evolução das passagens de água na zona dos rins da abóbada, foi recomendada ao dono de obra a realização de estudos com vista à reabilitação da barragem ou mesmo à sua substituição. Os estudos subsequentes do dono de obra concluíram que o local de implantação e as características da barragem, associadas à grande magnitude dos deslocamentos e da abertura das fendas, tornavam impraticável a sua reabilitação [10]. O dono de obra procedeu, de seguida, à elaboração do projeto da

nova barragem, também do tipo abóbada, que foi construída cerca de 300 m a jusante (Figura 11), entre 2011 e 2013 [11]. A barragem antiga foi desativada através da demolição do trecho central da abóbada. Trata-se do único caso de substituição de uma barragem de betão, em Portugal, devido a deterioração estrutural.

3.2 Barragem de Santa Luzia

A barragem de Santa Luzia é uma abóbada cilíndrica com 76 m de altura, implantada numa garganta natural escavada pela ribeira de Unhais num esporão quartzítico. É constituída por uma abóbada principal e por um arco-gravidade que fecha o trecho superior da margem esquerda (Figura 12), tendo sido concluída em 1943. Trata-se da primeira barragem abóbada construída em Portugal. O projeto foi de André Coyne. Foi também a primeira barragem estudada no LNEC através de modelos físicos estruturais, anos depois.

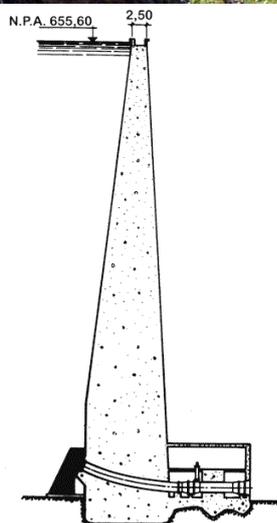


Figura 12 Barragem de Santa Luzia. Vista geral e corte pela consola central

Há poucos elementos sobre a composição dos betões utilizados na construção da obra. Foram utilizados agregados grossos quartzíticos,

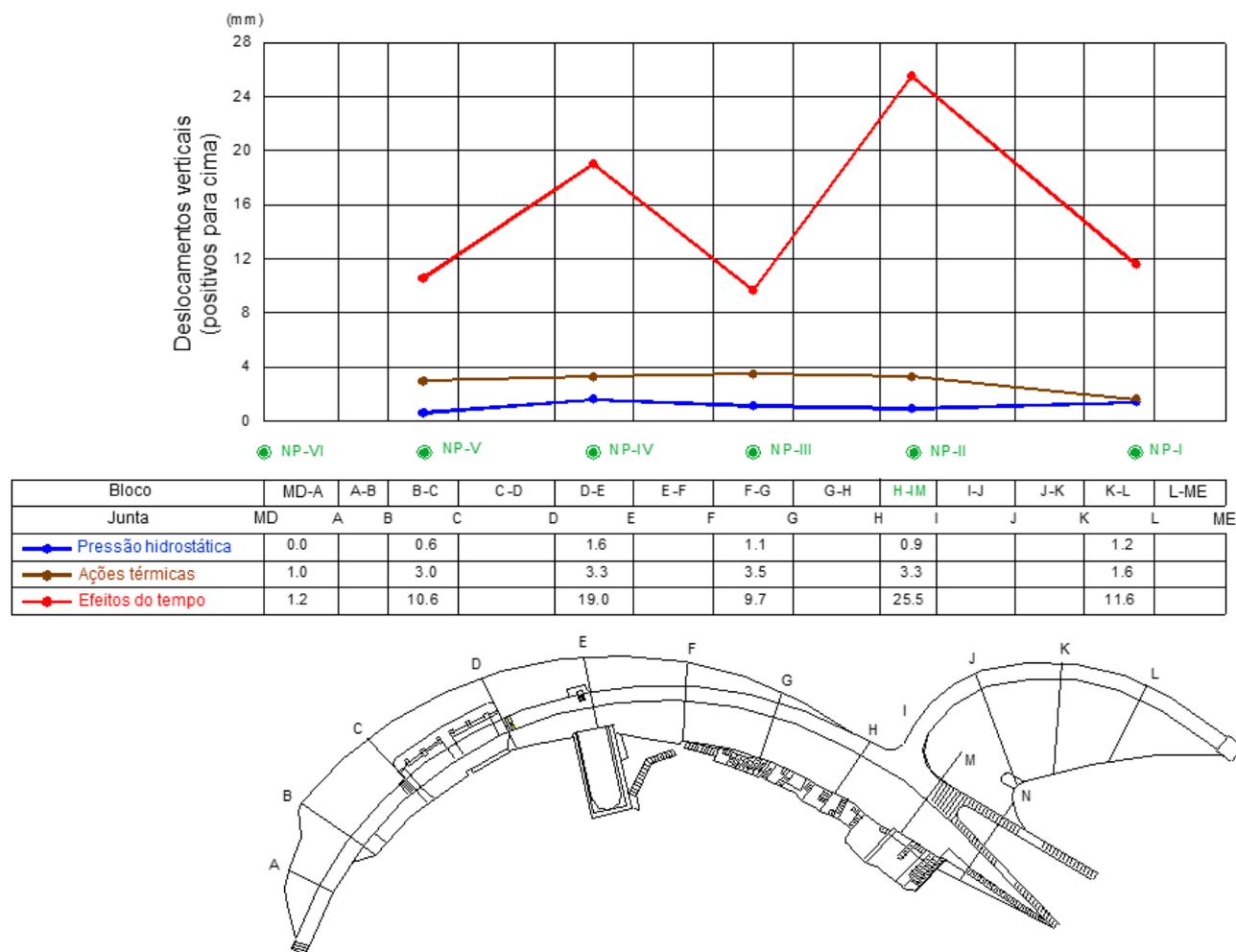


Figura 13 Barragem de Santa Luzia. Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados através de nivelamentos geométricos de precisão até 2011

britados no local, e cimento Portland normal com uma dosagem média de 240 kg/m³ de betão [12].

O empolamento do coroamento da barragem foi detetado, pela primeira vez, em 1966 [13]. Os deslocamentos verticais ascendentes e radiais para montante tiveram taxas de aumento praticamente constantes entre 1960 e 2000, mas nas últimas décadas têm vindo a diminuir. Na Figura 13 apresentam-se as diferentes parcelas dos deslocamentos verticais do coroamento, obtidas através da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais medidos em nivelamentos até 2011. Refere-se que os deslocamentos verticais acumulados ao longo do tempo são maiores no arco gravidade que na abóbada.

O LNEC realizou levantamentos do estado de fendilhação da obra em 1979/1980 [14] e em 1998 [15]. A fendilhação evoluiu entre estas datas e até à atualidade, sendo muito mais intensa no arco-gravidade e na zona de ligação à abóbada. A fendilhação é predominantemente difusa, mas há fendas de desenvolvimento linear com aberturas de vários centímetros na zona de ligação e

em todo o coroamento, e fendas lineares de menor abertura nos paramentos da abóbada e do arco-gravidade. Na Figura 14 e na Figura 15 apresentam-se fotografias, obtidas em 2019, de algumas zonas da obra onde se verifica maior fendilhação do betão.

O sistema de observação inicial da obra permitia a monitorização de: i) deslocamentos horizontais em 9 pontos do paramento de jusante, por triangulação geodésica; ii) deslocamentos verticais de 6 pontos do coroamento, por nivelamento geométrico de precisão; iii) temperaturas no corpo da barragem, com termómetros de resistência elétrica; e iv) extensões em pontos junto ao paramento de jusante, com extensómetros de corda vibrante. Em 1945 foram instalados mais 4 alvos de pontaria no paramento de jusante, em 1948 constatou-se que estava avariada a aparelhagem para medição de temperaturas e de extensões do betão e em 1959 foram instaladas rosetas de bases de alongâmetro em juntas de contração. Após a identificação do comportamento anómalo da obra, o sistema de observação foi melhorado em duas fases. Em 1987 foram instalados extensómetros de varas na fundação, a jusante,

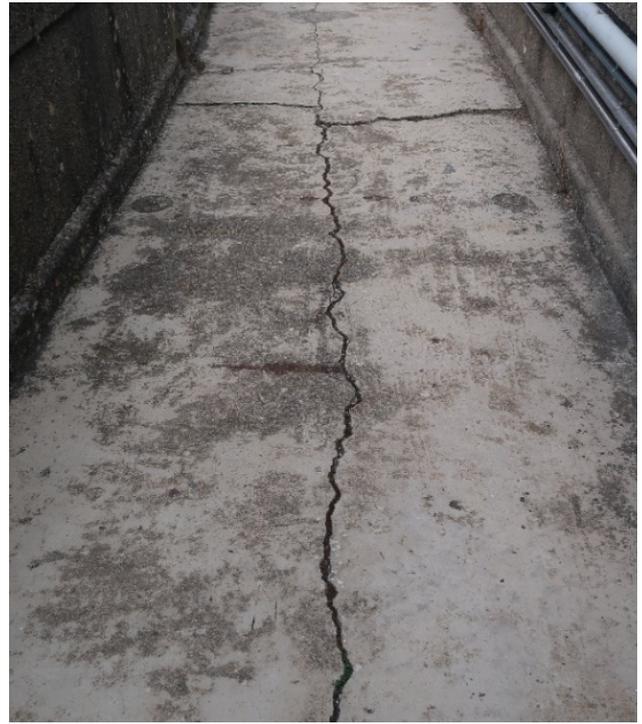


Figura 14 Barragem de Santa Luzia. Fendas na abóbada principal, no paramento de jusante em juntas de betonagem com depósitos de carbonatos de cálcio (à esquerda), e lineares no piso do coroamento, do lado da margem direita (à direita), em 2019



Figura 15 Barragem de Santa Luzia. Fendas muito abertas no coroamento, na zona de ligação entre a abóbada principal e o arco-gravidade (à esquerda) e fendilhação difusa no trecho superior do paramento de montante do arco-gravidade (à direita), em 2019

e no corpo da barragem, entre a fundação e o coroamento, para medição de deslocamentos verticais, e foi reformulado o subsistema de medição de deslocamentos relativos entre blocos, passando a integrar 32 rosetas de bases de alongâmetro. Em 1994, utilizando o passadiço metálico construído a meia altura da abóbada no paramento de jusante, foram instalados: i) dois fios de prumo, um tradicional conjugado (direito no trecho superior e invertido no trecho inferior e fundação, exteriores e entubados) no bloco central DE, e um prumo ótico, também exterior, no bloco BC, do lado da margem direita; ii) 14 termómetros no corpo da barragem, 12 na abóbada e 2 no arco gravidade; e iii) novas rosetas de bases de alongâmetro, para substituir outras que tinham saído do campo de medida e para mediar a abertura de algumas fendas [16].

Os principais estudos de caracterização das propriedades e das expansões do betão foram realizados na década de 1990 [17, 18, 19]. As carotes extraídas em 1995 permitiram identificar produtos da RAS, mas também, em menor grau, produtos expansivos do tipo etringite e taumasite, resultantes de reações sulfáticas. Os ensaios de expansibilidade mostraram que o potencial remanescente de expansão era baixo, da ordem de 100×10^{-6} . A resistência à compressão do betão teve um valor médio de 30,6 MPa, com máximo de 40,0 MPa e mínimo de 19,2 MPa. Na determinação da resistência à tração direta obtiveram-se os seguintes resultados: i) nos 40 provetes não submetidos a ensaios de expansão, o valor médio foi de 1,35 MPa; e ii) nos 55 provetes submetidos previamente a ensaios de expansão, o valor médio foi de 1,11 MPa. Quanto ao módulo de elasticidade, obteve-se um valor médio de 20,9 GPa. Os ensaios de fluência, realizados com 6 provetes, mostraram uma deformabilidade considerável do betão. A partir deste conjunto de resultados concluiu-se que o betão apresentava um dano interno significativo, atendendo aos baixos valores obtidos para a resistência à tração e para o módulo de elasticidade, bem como as taxas de fluência exibidas, não compatíveis com um betão são com cerca de 50 anos de idade.

Entre 2003 e 2007 foram realizados estudos de modelação do comportamento estrutural da barragem, para analisar e interpretar o comportamento observado até 2003 [20] e até ao final de 2006 [12].

Os resultados da observação dos últimos anos mostram que as taxas de expansão estão a diminuir [21], pelo que o dono de obra (EDP) pretende atualizar os estudos de diagnóstico e de prognóstico do betão e da própria obra, com vista à definição das intervenções mais adequadas a realizar na barragem.

3.3 Barragem de Fagilde

A barragem de Fagilde, localizada no rio Dão, a cerca de 15 Km de Viseu, foi construída entre agosto de 1982 e o final de 1983. Trata-se de uma estrutura de betão constituída por uma parte central com contrafortes, ladeada por duas abóbadas cilíndricas que fecham as margens. O maciço rochoso de fundação é granítico. A estrutura central tem uma altura máxima acima da fundação de 26,6 m e compreende três contrafortes, entre os quais se inserem dois descarregadores (um de superfície e outro de meio fundo), cada um com dois vãos. As duas abóbadas cilíndricas têm espessura variável, paramento de montante vertical e uma altura máxima de 18,0 m,

estando apoiadas nos contrafortes laterais e em encontros artificiais (Figura 16). O primeiro enchimento da albufeira iniciou-se em junho de 1985 e terminou em janeiro de 1987.



Figura 16 Barragem de Fagilde. Vista geral de jusante

Na construção da obra foi utilizado betão pronto, da classe B225, com uma dosagem de cimento Portland normal de 360 kg/m^3 , agregado grosso constituído principalmente por rocha calcária britada e agregados finos formados por areão e areia siliciosos (Tabela 2).

Tabela 2 Barragem de Fagilde. Composição do betão da obra

Componentes (máxima dimensão em mm)	Dosagem dos agregados (%)	Composição do betão (kg/m^3)
Brita 38,1 – 25,4	35	661
Brita 25,4 – 9,5	15	283
Brita 9,5 – 4,8	12	227
Areão	27	510
Areia	11	208
Cimento	–	360
Água	–	160
Relação A/C		0,44

Os valores característicos da tensão de rotura à compressão, obtidos nos ensaios realizados durante a construção para controlo da qualidade do betão, usando provetes cúbicos de 20 cm de aresta, foram de 26,7 MPa, 31,8 MPa e 33,8 MPa aos 7, 14 e 28 dias de idade, respetivamente [22]. Pode assim considerar-se que a maturação foi rápida e que aos 28 dias de idade foi obtido um valor elevado face à classe de resistência prescrita (B225). Atendendo à dosagem de cimento utilizada e à espessura dos elementos betonados, é provável que as temperaturas do betão tenham atingido valores elevados, propiciando condições para o desenvolvimento da RSI [23].

Na inspeção anual do LNEC de janeiro de 2001 foi, pela primeira vez, registado um número significativo de fendas nos paramentos da barragem. No entanto, os resultados da observação já indicavam a existência de um processo de deterioração do betão pela presença de fendilhação difusa em algumas zonas da obra, e também pela ocorrência de deslocamentos horizontais progressivos para montante e de empolamento do coroaamento [22].

Face à deterioração progressiva da obra, o seu acompanhamento passou a ser ainda mais cuidado e foram realizados, sucessivamente, os seguintes estudos: i) caracterização do processo expansivo do betão, segundo um plano previamente definido [24], compreendendo o levantamento do estado de fendilhação dos paramentos [25], o estudo da fluência do betão [26] e a caracterização petrográfica, física e química do betão [23, 27]; ii) a instrumentação complementar da barragem [28]; a análise detalhada dos resultados da observação continuada da obra [29,

30]; e iv) a análise e a interpretação do comportamento observado, usando modelação matemática [31, 32].

Em 2004 foi realizado um mapeamento da fendilhação superficial, com vista ao estabelecimento de um estado de referência. Foram caracterizadas as principais fendas existentes nos paramentos de montante e de jusante, faces dos contrafortes e coroaamento, através da sua numeração, localização, abertura, desenvolvimento e orientação média. Na Figura 17 apresentam-se estes resultados, bem como as novas fendas detetadas na atualização do levantamento realizada em 2009. A fendilhação das superfícies em 2004 era considerável, tendo a maior parte das fendas abertura inferior a 1 mm, mas um número reduzido de fendas (as mais expressivas) tinha maior abertura, mas sempre inferior a 10 mm. Na Figura 18 apresentam-se fotografias, obtidas em 2015 e 2016, de zonas da obra onde se verifica um estado mais avançado de deterioração do betão.

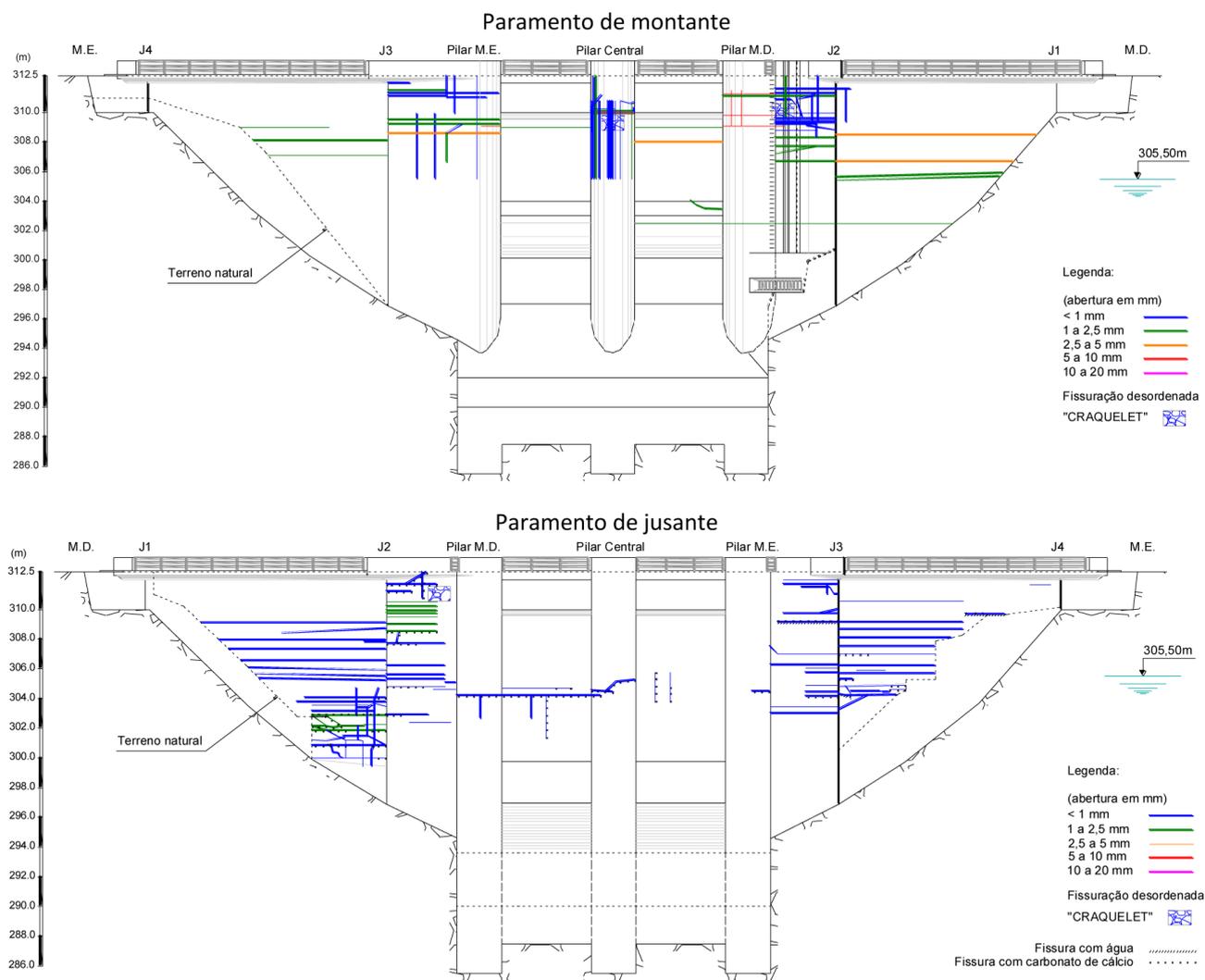


Figura 17 Barragem de Fagilde. Resultados do mapeamento da fendilhação dos paramentos realizado em outubro de 2004 e novas fendas detetadas em 2009 (cor verde) [29]



Figura 18 Barragem de Fagilde. Vistas de jusante de um trecho da abóbada direita, em 2015 (à esquerda), e de uma zona do contraforte central, em 2016 (à direita) [29]

Em 2008 foi realizada uma avaliação das propriedades mecânicas do betão estrutural, sobre provetes obtidos a partir de quatro carotes curtos de 150 mm de diâmetro, extraídas nas abóbadas e nos contrafortes laterais. Foram determinadas as resistências à compressão simples e à tração por compressão diametral, bem como o módulo de elasticidade e a função de fluência. Os ensaios à compressão simples mostraram uma resistência à compressão elevada, com um valor médio, referido a cubos de 20 cm de aresta, de 33,7 MPa, e uma resistência mínima de 21,1 MPa. Face aos resultados obtidos nos ensaios realizados durante a construção, considerou-se a existência de uma pequena depreciação da resistência à compressão devido ao processo de deterioração. Em relação à resistência à tração por compressão diametral, obtiveram-se um valor médio de 3,0 MPa e um valor mínimo de 2,25 MPa, o que pressupõe uma perda da resistência à tração de reduzido valor. Quanto ao módulo de elasticidade, foram obtidos valores compreendidos entre 19,1 GPa e 24,5 GPa, que se podem considerar baixos para o betão em apreço, podendo ser justificados pelo facto de se encontrar microfissurado devido às reações expansivas.

O sistema de observação da barragem permite a avaliação das principais ações e das respostas estrutural e hidráulica. Os deslocamentos absolutos (horizontais e verticais) são observados por métodos geodésicos e os movimentos de juntas através de bases de alongâmetro. Em 2008 foi proposta a sua reabilitação, com vista a melhorar a caracterização da ação expansiva e dos seus efeitos [28]. Alguns dos trabalhos já foram realizados, designadamente os furos para instalação de extensómetros de varas verticais, em 2008 (devido a dificuldades de vária ordem ainda não foram instalados), e o melhoramento dos alvos geodésicos, em julho de 2016.

A Figura 19 sintetiza os resultados obtidos na interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados entre 1985 e 2015, assim como as correspondentes extensões verticais [30]. Entre 1985 e 2015 ocorreram deformações médias acumuladas muito elevadas, de cerca de 2140×10^{-6} na abóbada direita, 1590×10^{-6} na abóbada esquerda e 870×10^{-6} no contraforte central.

Dado o estado de degradação estrutural da obra, a Agência Portuguesa do Ambiente (APA) solicitou ao LNEC uma análise preliminar sobre as alternativas de intervenção na barragem, tendo sido apontadas as três seguintes: i) a impermeabilização

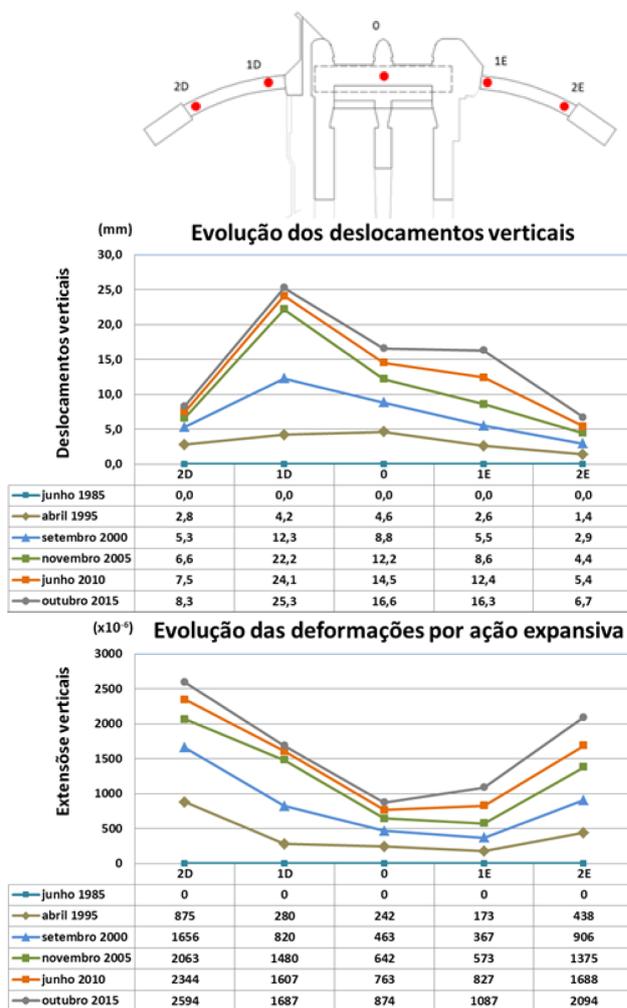


Figura 19 Barragem de Fagilde. Resultados da interpretação quantitativa dos deslocamentos verticais observados no coroamento através de nivelamentos geométricos de precisão, até 2015, e estimativa das correspondentes extensões verticais [30]

do paramento de montante e a injeção de fendas nas abóbadas; ii) a substituição das duas abóbadas; e iii) a substituição da própria barragem. As duas primeiras alternativas obrigam à realização de estudos detalhados sobre o comportamento da obra nas suas novas condições estruturais. Contudo, devido à limitada capacidade da albufeira para abastecimento de água aos municípios de Viseu, Nelas e Mangualde na estiagem, a APA está a ponderar a substituição da barragem por uma nova, localizada numa secção adequada do rio umas centenas de metros a jusante.

3.4 Barragem de Pracana

A barragem de Pracana é uma estrutura formada por 12 contrafortes (P1 a P12), delimitados por juntas de contração espaçadas de 13,00 m, ladeados, em ambas as margens, por estruturas gravidade, com 51,1 m na margem direita (blocos B0 a B2) e 38,4 m na margem esquerda (blocos B12 a B15), perfazendo um comprimento total, ao nível do coroamento, de 245,5 m (Figura 20). Tem 60 m de altura e está fundada num maciço rochoso constituído por filitos e grauaques. Foi concluída em 1951 e reabilitada entre 1988 e 1992. No fabrico do betão foram usados agregados quartzíticos e graníticos. A obra original era dotada de um descarregador de cheias em poço, do lado na margem direita.

A obra mostrou um comportamento anormal desde a sua entrada em exploração, caracterizado por deslocamentos progressivos, nas direções vertical e montante-jusante, e rápida evolução de fendilhação generalizada. Havia passagens de água significativas através do corpo da barragem, essencialmente através de fendas horizontais em juntas de betonagem, com espessos depósitos de carbonato de cálcio (Figura 21).

Ensaio físicos e químicos, realizados em amostras retiradas do corpo da barragem, confirmaram a existência conjunta da RAS e da RSI, com expansões de grande magnitude. Entre 1980 e 1992 a albufeira esteve vazia. O projeto de reabilitação foi concluído pela EDP em 1985. Na Figura 22 estão representados alguns dos trabalhos de reabilitação da obra, realizados entre 1988 e 1992 [33, 34, 35].

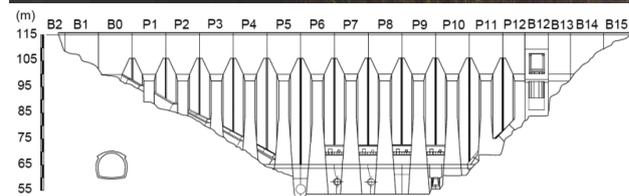
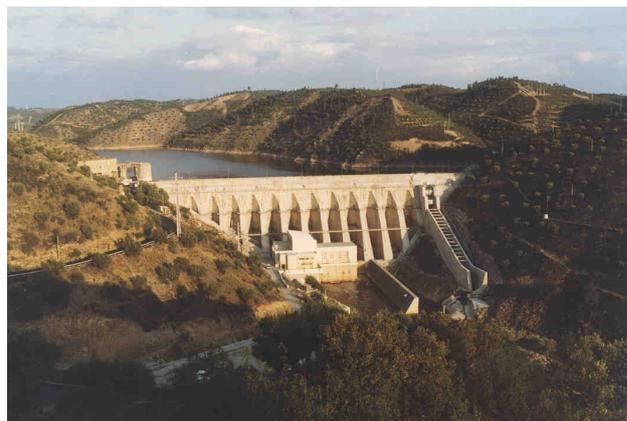


Figura 20 Barragem de Pracana. Vista geral e alçado de jusante após as obras de reabilitação

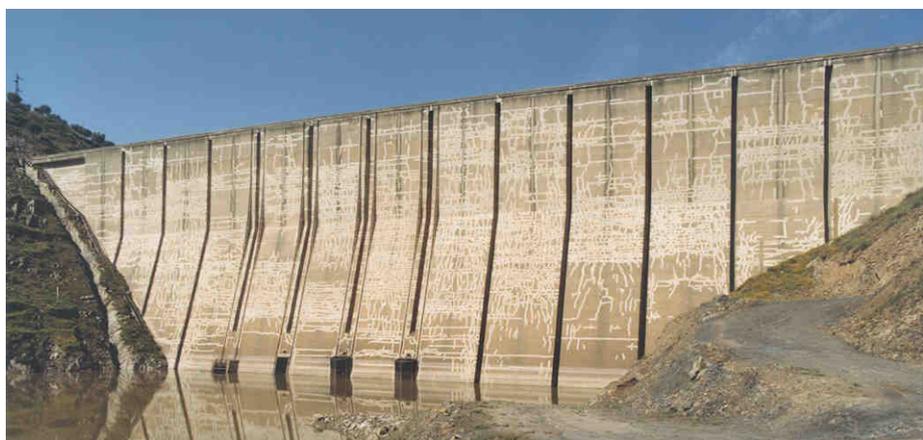


Figura 21 Barragem de Pracana. Fendilhação generalizada do paramento de montante e das almas dos contrafortes (fotografias captadas antes das obras de reabilitação)

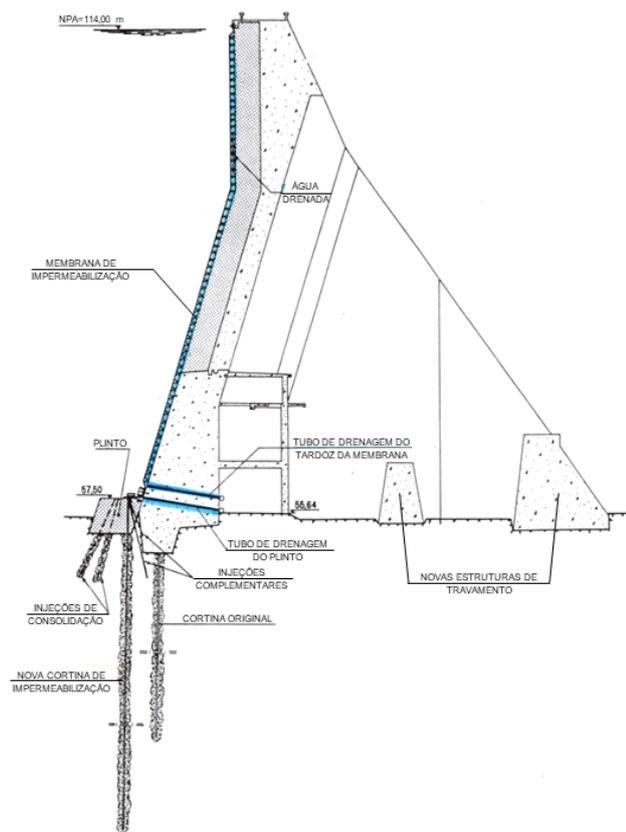


Figura 22 Barragem de Pracana. Trabalhos de reabilitação de 1988-1992: impermeabilização e drenagem da estrutura e fundação; e novas estruturas de travamento a jusante (adaptada de [34])

As intervenções realizadas compreenderam: i) o tratamento geral do betão, para a sua regeneração, através da injeção de fendas com resinas epóxi e calda de cimento; ii) a instalação de uma membrana impermeável no paramento de montante, incluindo a construção de um plinto de fundação no pé de montante; iii) a construção de dois lintéis de betão a jusante, para travamento das almas dos contrafortes, um próximo do pé de jusante e outro numa posição intermediária; iv) a consolidação da fundação e execução de novas cortinas de impermeabilização e drenagem, sendo a cortina de impermeabilização executada a partir do topo do novo plinto de montante; e v) a recuperação e reforço do sistema de observação. Foi ainda construído um descarregador de cheias auxiliar frontal na encosta da margem esquerda, para dotar a barragem de capacidade de descarga suficiente, e foi atualizada a central, que incluiu a construção na barragem da tomada de água para uma nova unidade de geração.

A regeneração do betão foi realizada através de: i) tratamento de fendas com abertura superior a 0,5 mm (que correspondiam a cerca de 20% das fendas mapeadas), por injeção de calda de cimento; e ii) tratamento em massa do betão, por injeção de resina epóxi nas fendas de menor abertura [34] (Figura 23).

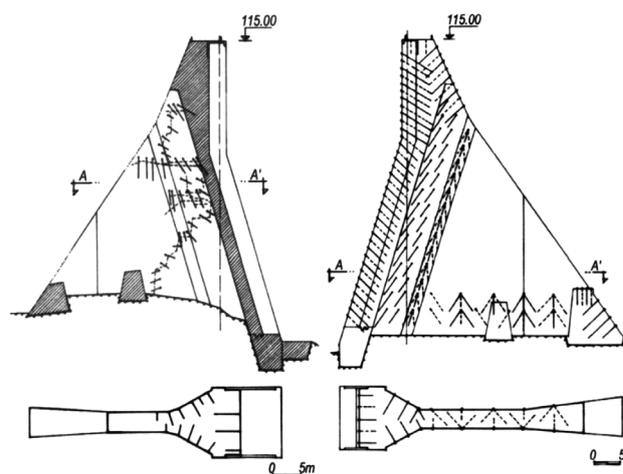


Figura 23 Barragem de Pracana. Trabalhos de regeneração do betão na reabilitação de 1988-1992: injeção local das fendas mais abertas com calda de cimento (à esquerda) e injeção generalizada de resinas epóxi (à direita) [34]

A impermeabilização do paramento de montante foi realizada com uma membrana sintética não aderente (Figura 24). Foi utilizado um sistema de impermeabilização patenteado pela Carpi, formado por uma geomembrana de PVC flexível impermeável de 2,5 mm de espessura, acoplada termicamente a um geotêxtil de 500 g/m² não tecido.

O sistema de observação foi reabilitado e reforçado, no sentido de monitorizar melhor o comportamento estrutural e a evolução do processo expansivo (Figura 25). Foram instalados os seguintes novos instrumentos: i) extensómetros múltiplos de varas, ao longo das cabeças de cinco contrafortes (P1, P4, P6, P9 e P12); ii) dois extensómetros de varas na fundação de cada contraforte, um próximo da cabeça e outro no pé de jusante; iii) fios de prumo de prumo invertidos em cinco contrafortes (P1, P4, P6, P9 e P12), com suspensão junto ao coroamento e fixação profunda em rocha; iv) termómetros no corpo de dois contrafortes (P5 e P7); e v) novos medidores de movimentos de juntas, para controlar os movimentos de abertura/fecho entre cabeças de contrafortes. O sistema de observação geodésica também foi revisto e melhorado.

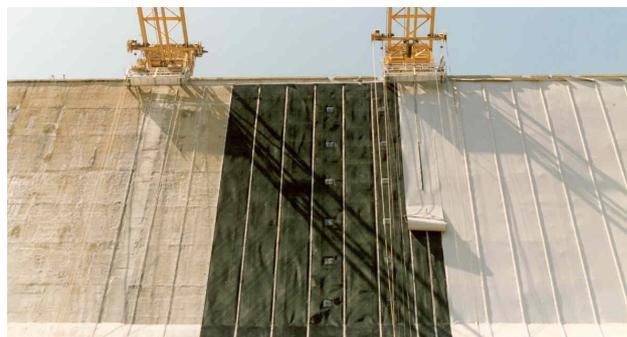


Figura 24 Barragem de Pracana. Fase de instalação da membrana de impermeabilização no paramento de montante nas obras de reabilitação de 1988-1992

Tabela 3 Barragem de Pracana. Extensões verticais médias acumuladas e taxas médias anuais, nos períodos 1952-1980 e 1992-2019, obtidas através da análise dos deslocamentos verticais do coroamento medidos por nivelamento [38]

Contraforte / bloco	Altura média (m)	Período de outubro de 1952 a maio de 1980			Período de dezembro de 1992 a janeiro de 2019		
		Deslocamentos verticais acumulados (mm)	Extensão vertical acumulada ($\times 10^{-6}$)	Taxa anual de extensão vertical ($\times 10^{-6}$ /ano)	Deslocamentos verticais acumulados (mm)	Extensão vertical acumulada ($\times 10^{-6}$)	Taxa anual de extensão vertical ($\times 10^{-6}$ /ano)
B2	3,7	–	–	–	2,7	716	27,4
B1	10,8	5,6	521	18,4	7,4	684	26,2
B0	17,2	–	–	–	6,0	349	13,4
P1	25,1	–	–	–	4,9	195	7,5
P2	32,1	33,1	1050	37,1	4,4	137	5,3
P3	38,6	–	–	–	3,0	76	2,9
P4	47,3	31,8	550	19,4	3,2	67	2,6
P5	57,8	–	–	–	4,2	73	2,8
P6	63,0	32,1	535	18,9	5,1	80	3,1
P7	62,3	–	–	–	5,5	88	3,4
P8	62,3	32,2	535	18,9	6,4	102	3,9
P9	62,2	–	–	–	5,5	88	3,4
P10	60,9	26,8	466	16,5	5,2	85	3,2
P11	53,4	33,1	685	24,2	6,3	117	4,5
P12	38,4	30,6	836	29,5	5,5	142	5,4
B13	24,2	–	–	–	3,3	134	5,1
B14	12,6	25,5	2024	71,5	9,3	734	28,1
B15	4,2	–	–	–	11,2	2667	102,2

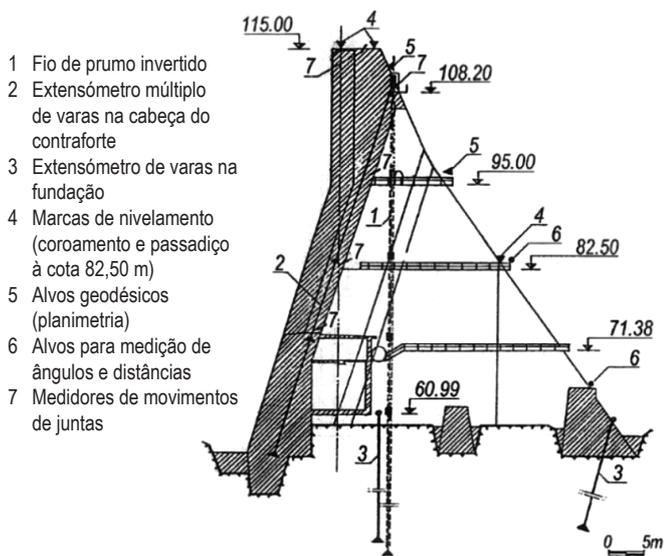


Figura 25 Barragem de Pracana. Novos instrumentos do sistema de observação instalados nas obras de reabilitação de 1988-1992, para reforço da medição de deslocamentos [35]

O projeto de reabilitação apoiou-se em estudos de modelação do comportamento estrutural da barragem. Posteriormente, para interpretar o comportamento observado antes e após as obras de reabilitação, foram considerados novos modelos, mais avançados [12, 35, 36].

O reenchimento da albufeira ocorreu no início de 1993, mas entre junho e setembro de 1994 esteve novamente vazia para inspeção da membrana de impermeabilização, realização de reparações na sua ligação ao plinto e reforço do sistema de drenagem do seu tardo.

As obras de reabilitação da barragem de Pracana, realizadas entre 1988 e 1992, permitiram reduzir as taxas de expansão anuais nos contrafortes para cerca de 1/8, apresentando atualmente valores médios de cerca de 7×10^{-6} /ano (Tabela 3). A redução drástica das taxas de expansão, após 1992, deve-se também à secagem interna do betão durante os 12 anos em que a albufeira esteve vazia. Pode considerar-se, genericamente, que as obras de 1988-1992 produziram os efeitos pretendidos [37, 38], mas importa acompanhar o comportamento da obra, em particular dos blocos dos encontros, pois têm mostrado, nos últimos anos, taxas de expansão muito maiores que os contrafortes.

Tabela 4 Barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão. Meios de identificação e de caracterização do fenómeno [1]

Barragem	Tipo estrutural	Ano de conclusão	Altura (m)	Identificação e caracterização do fenómeno		
				Inspecções visuais	Resultados da observação	Resultados de ensaios laboratoriais
Santa Luzia	Abóbada	1942	76	V1 + V2	M2 + M3	T1 + T2 + T3
Alto Ceira	Abóbada	1949	36	V1 + V2 + V3	M2 + M3	T1 + T2 + T3
Penide	Descarregadora	1949	18	V1 + V2	M2	T2
Pracana	Contrafortes	1951	60	V1 + V2 + V3	M1 + M2 + M3	T1 + T2 + T3
Covão do Meio	Abóbada	1953	28	V1 + V2	M2	T1 + T2 + T3
Cabril	Abóbada	1954	132	V1 + V2 + V3	M1 + M2	T1 + T3
Bouçã	Abóbada	1955	65	V1 + V2	M1 + M2	-
Caniçada	Abóbada	1955	76	V1	M1 + M2 + M3	-
Picote	Abóbada	1958	99	V3	M1 + M2 + M3	T1
Miranda	Contrafortes	1961	80	V1 + V2	M1 + M2 + M3	T1 + T2 + T3
Bemposta	Arco-gravidade	1964	87	V1 + V2 + V3	M1 + M2 + M3	T1
Alto Rabagão	Abóbada	1964	94	V1 + V3	M1 + M2	T1
Caia	Contrafortes	1967	52	V1 + V2	M2	T1
Fratel	Descarregadora	1973	43	V1 + V2	M2 + M3	T1 + T2 + T3
Penha Garcia	Gravidade	1980	25	V1 + V2	M2 + M3	-
Aguieira	Abóbadas múltiplas	1981	89	V1	M1 + M2	-
Raiva	Gravidade	1981	36	V1 + V2	M2	-
Coimbra	Descarregadora	1981	40	V1 + V2	-	-
Monte Novo	Gravidade	1982	30	V1	M2	T1
Fagilde	Gravidade	1984	27	V1 + V2	M2 + M3	T1 + T2 + T3

V1 – Fendilhação difusa (craquelê)
 V2 – Fendilhação linear
 V3 – Exsudação de gel

M1 – Extensões progressivas
 M2 – Deslocamentos progressivos
 M3 – Mov. diferenciais em juntas

T1 – Identificação de produtos
 T2 – Resistência e deformabilidade
 T3 – Expansibilidade

4 Síntese dos resultados do acompanhamento das obras

Na Tabela 4 indicam-se os tipos de estudos realizados para caracterizar os fenómenos expansivos nas 20 barragens afetadas e na Tabela 5 apresenta-se uma síntese no que respeita ao tipo de reação e à estimativa das deformações verticais de cada uma das barragens.

A reação expansiva mais comum nas barragens portuguesas é a RAS, apenas na barragem de Fagilde é dominante a RSI, provavelmente devido aos processos de colocação do betão pronto.

São catorze as barragens afetadas por reações expansivas, em regra do tipo RAS, em que foram usados agregados graníticos na composição do betão: Alto Rabagão, Caniçada e Penide, no noroeste do país; Miranda, Picote e Bemposta, no Douro Internacional; Agueira, Raiva, Cabril, Bouçã, Covão do Meio e Fratel, nas Beiras; e Monte Novo e Caia, no Alto Alentejo. Todas foram construídas entre 1942 e 1982, exibindo um comportamento caracterizado por taxas de expansão muito baixas durante os primeiros 20 a 30

anos, mas mostrando depois taxas crescentes no tempo. Na Tabela 6 apresentam-se os valores médios, em 2020, das extensões livres observadas nos extensómetros corretores e as extensões verticais estimadas a partir dos resultados de nivelamentos do coroamento, bem como as respetivas taxas de evolução, nos últimos 10 anos, e na Figura 26 representa-se a evolução, até 2015, para algumas das barragens em apreço, de algumas das grandezas referidas [39]. Este tipo de comportamento está relacionado com a reatividade lenta de agregados com sílica cristalina [40], pelo que as que foram construídas com betão produzido com agregados quartzíticos desenvolveram as reações expansivas desde muito cedo, ao passo que nas barragens onde foram utilizados agregados graníticos o período inicial dormente deste fenómeno chegou a atingir mais de 30 anos.

Na Tabela 7 apresenta-se uma síntese dos tipos de ensaios realizados “in situ” e de modelação estrutural, pelo método dos elementos finitos, utilizados para interpretação do comportamento observado das barragens portuguesas afetadas por expansões do betão. Pode notar-se que foram adotados modelos que consideram,

Tabela 5 Barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão. Tipos de agregados e de reação e extensões verticais estimadas devidas às expansões [1]

Barragem (m)	Ano de conclusão	Altura	Tipo de reação	Agregados		Ordem de grandeza da extensão vertical acumulada ($\times 10^{-6}$)	Taxas anuais da extensão vertical nos últimos 10 anos ($\times 10^{-6}$)
				Grossos	Areia		
Santa Luzia	1942	76	RAS	Quartzito	Quartzito	600 a 2400	5 a 20
Alto Ceira	1949	36	RAS	Quartzito	Quartzito	600 a 4000	5 a 50
Penide	1949	18	RAS (?)	Granito	?	?	10
Pracana	1951	60	RAS/RSI	Quartzito	Quartzito	800 a 1400	0 a 50
Covão do Meio	1953	28	RAS	Granito	?	?	30
Cabril	1954	132	RAS/RSI	Granito	?	80	< 5
Bouçã	1955	65	RAS (?)	Granito	?	80	< 5
Caniçada	1955	76	RAS	Granito	?	160	5 a 10
Picote	1958	99	RAS	Granito	Granito	100	< 5
Miranda	1961	80	RAS	Granito	Granito	20	5
Alto Rabagão	1964	94	RAS	Granito	Granito	100	< 5
Bemposta	1964	87	RAS	Granito	?	250	5 a 10
Caia	1967	52	RAS/RSI	Granito	Quartzito	?	?
Fratel	1973	43	RAS/RSI	Granito	Siliciosa	300 a 400	5 a 15
Penha Garcia	1980	25	RAS (?)	Quartzito	Siliciosa	70	< 5
Coimbra	1981	40	RAS (?)	?	Siliciosa	?	?
Agueira	1981	89	RAS	Granito	Siliciosa	120	< 5
Raiva	1981	36	RAS (?)	Granito	Siliciosa	250	< 10
Monte Novo	1982	30	RAS	Granito	?	100	5
Fagilde	1984	27	RSI	Calcário	Siliciosa	900 a 2400	20 a 50

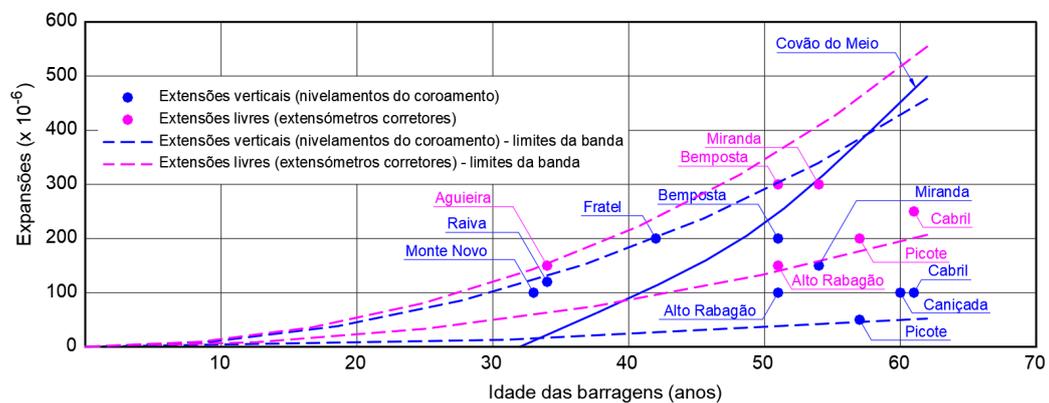


Figura 26 Evolução até 2015 dos valores médios das deformações livres medidas em extensómetros corretores e das deformações verticais estimadas a partir dos resultados de nivelamentos em algumas barragens portuguesas afetadas por RAS, construídas com betão de agregados grossos graníticos [39]

Tabela 6 Valores médios, em 2020, das extensões livres observadas nos extensómetros corretores e das extensões verticais estimadas a partir dos resultados de nivelamentos nas barragens portuguesas afetadas pela RAS, construídas com betão de agregados grossos graníticos [1]

Barragem	Idade em 2020 (anos)	Extensões livres medidas nos extensómetros corretores		Extensões verticais estimadas a partir dos deslocamentos verticais medidos nos nivelamentos do coroamento	
		Valor médio da extensão acumulada no tempo ($\times 10^{-6}$)	Valor médio da taxa anual de extensão nos últimos 10 anos ($\times 10^{-6}$)	Valor médio da extensão vertical acumulada no tempo ($\times 10^{-6}$)	Valor médio da taxa anual de extensão vertical nos últimos 10 anos ($\times 10^{-6}$)
Penide	66	–	–	200 (desde 1997)	10
Covão do Meio	62	–	–	600 (desde 1985)	30
Cabril	61	250	10	80	< 5
Bouçã	55	150	< 10	80	< 5
Caniçada	60	150 (desde 1990)	< 10	170	5 a 10
Picote	57	200	< 10	100	< 5
Miranda	54	300	10	200	5
Alto Rabagão	51	150	10	100	< 5
Bemposta	51	200	< 10	250	5 a 10
Caia	48	–	–	50 (12 anos, 1996-2008)	< 5 (2003-2008)
Fratel	42	–	–	200 (desde 2000)	5 a 15
Aguieira	34	150	< 10	120	< 5
Raiva	34	–	–	250	< 10
Monte Novo	33	–	–	100	5

para as barragens mais afetadas pela patologia, o comportamento viscoelástico com maturação e a fendilhação através de dano, para o betão, e a geração das expansões estruturais em função da temperatura, humidade interna e estado de tensão.

As obras que apresentaram expansões superiores a 1000×10^{-6} são, como referido, as barragens de Santa Luzia, Alto Ceira, Pracana e Fagilde. Apenas as barragens do Alto Ceira e de Fagilde mostraram taxas de expansão anuais superiores a 100×10^{-6} . Nas outras barragens afetadas, os processos de deterioração são de pequena a moderada amplitude e têm-se desenvolvido com taxas reduzidas, exceto na barragem do Covão do Meio, na qual se têm verificado, nos últimos anos, taxas de acréscimo de deslocamentos verticais correspondentes a extensões de cerca de 30×10^{-6} /ano.

A barragem do Alto Ceira, que estava irremediavelmente deteriorada, foi substituída em 2013.

A barragem de Santa Luzia parece ter a reação praticamente esgotada e os seus danos estruturais são apenas de monta na zona de ligação da abóbada ao arco-gravidade da margem esquerda. O seu desempenho estrutural mantém-se satisfatório. O dono de obra tem vindo a realizar estudos no sentido de programar uma intervenção de reabilitação da obra.

A reabilitação da barragem de Pracana, realizada entre 1988 e 1992, com recuperação da integridade do betão e instalação de uma geomembrana no paramento de montante, é apontada,

internacionalmente, como um caso de enorme sucesso (como já referido, o facto da albufeira ter estado vazia durante 12 anos provocou a secagem do betão, o que contribuiu decisivamente para esta realidade). As atuais taxas de expansão são reduzidas, exceto nos blocos dos encontros.

A barragem de Fagilde tem vindo a ser acompanhada, continuando funcional e segura. Se as taxas de expansão mantiverem os padrões atuais, a obra poderá necessitar de uma grande intervenção a médio prazo. Contudo, tal poderá não vir a acontecer pois está a ser ponderada a construção de uma nova barragem a jusante, por forma a aumentar o volume armazenado na albufeira.

Agradecimentos

Agradece-se à Agência Portuguesa do Ambiente (APA), EDP, Engie, Águas de Portugal (AdP), Aguiã Enlica e Associação de Beneficiários do Caia a autorização concedida para a publicação de elementos da observação das barragens referidas neste trabalho.

Referências

- [1] Batista, A.L. (2021) – Deterioração e reabilitação de barragens afetadas por reações expansivas internas do betão. Programas de Investigação e de Formação Pós-Graduada apresentados para obtenção do título de Habilitado para o Exercício de Funções de Coordenação de Investigação Científica, LNEC.

Tabela 7 Barragens portuguesas afetadas por reações expansivas do betão. Ensaios “in situ” e modelação estrutural para interpretação do comportamento observado [1]

Barragem	Tipo estrutural	Ano de conclusão	Altura (m)	Ensaios “in situ” e modelação do comportamento estrutural (MEF)	
				Ensaios “in situ”	Modelação estrutural (MEF)
Santa Luzia	Abóbada	1942	76	S1 + S3 + S4	E4 + E5 + E6 + E7
Alto Ceira	Abóbada	1949	36	S1 + S2 + S3 + S4 + S5	E1 + E2
Penide	Descarregadora	1949	18	-	-
Pracana	Contrafortes	1951	60	S1 + S2 + S5	E3 + E4 + E5 + E6 + E7
Covão do Meio	Abóbada	1953	28	S1 + S4	E3 + E4 + E5 + E6 + E7
Cabril	Abóbada	1954	132	S1 + S2 + S3 + S4	E1
Bouçã	Abóbada	1955	65	S1 + S4	-
Caniçada	Abóbada	1955	76	-	-
Picote	Abóbada	1958	99	-	-
Miranda	Contrafortes	1961	80	S3	-
Bemposta	Arco-gravidade	1964	87	-	E4 + E5 + E6 + E7
Alto Rabagão	Abóbada	1964	94	-	-
Caia	Contrafortes	1967	52	S2	-
Fratel	Descarregadora	1973	43	-	E4 + E5 + E6 + E7 (*)
Penha Garcia	Gravidade	1980	25	-	-
Aguieira	Abóbadas múltiplas	1981	89	S3 + S4	E1 + E5
Raiva	Gravidade	1981	36	-	-
Coimbra	Descarregadora	1981	40	-	-
Monte Novo	Gravidade	1982	30	-	-
Fagilde	Gravidade	1984	27	S1	E4 + E5 + E6 + E7

Ensaios “in situ”:

- S1 - Mapeamento da fendilhação e/ou de outras ocorrências
- S2 - Ensaios de ultrassons
- S3 - Ensaios de vibração forçada
- S4 - Ensaios de vibração ambiente
- S5 - Medição de tensões
- (*) Estudo em curso

Tipo de modelos estruturais (método dos elementos finitos):

- E1 - Elástico
- E2 - Elastoplástico
- E3 - Dano
- E4 - Viscoelástico com maturação
- E5 - Geração expansões
- E6 - Dependência da temperatura e da humidade interna
- E7 - Dependência do estado de tensão

- [2] Batista, A.L.; Piteira Gomes, J. (2012) – Practical assessment of the structural effects of swelling processes and update inventory of the affected Portuguese concrete dams. First International Dam World Conference, Maceió, Brasil.
- [3] Tavares de Castro, A.; Ramos, J.M.; Oliveira, S.B. (2001) – Evaluation of the behavior of an arch dam affected by a swelling process in the concrete. ICOLD European Symposium, Geiranger, Noruega.
- [4] LNEC (Reis, M.O.B.) (1991) – Estudo do betão da barragem do Alto Ceira. Colaboração do Núcleo de Química. Relatório 170/1991, DMC/NQ, Lisboa.
- [5] LNEC (Oliveira, S.; Pina, C.; Ramos, J.M.; Tavares de Castro, A.) (1995) – Estudo do comportamento da barragem do Alto Ceira. Avaliação da segurança estrutural. Relatório 41/1995, DB/NDE/NEE/NO, Lisboa.
- [6] LNEC (Rolo, F.M.) (1991) – Observação da barragem do Alto Ceira. Estudo da fissuração no betão da estrutura (levantamento efetuado em novembro de 1986). Relatório 41/1991, DB/NO, Lisboa.
- [7] Berberan, A.; Portela, E.A.; Boavida, J. (2006) – Assisted visual inspection of dams as a tool for structural safety control. A case study. Hydro2006, Porto Carras, Grécia.
- [8] LNEC (Henriques, M.J.) (2013) – Levantamento térmico de paramentos de barragens de betão para apoio ao acompanhamento da evolução de patologias. Relatório 425/2013, DBB/NGA, Lisboa.
- [9] LNEC (Leitão, N.; Tavares de Castro, A.) (2004) – Avaliação da segurança estrutural da barragem do Alto Ceira. Relatório 412/2004, DBB/NO/NFOS, Lisboa.
- [10] Cunha, J.; Silva Matos, D. (2008) – The new Alto Ceira dam – An example of the substitution of an existing dam. Hydro2008, Ljubljana, Eslovénia.
- [11] Silva Matos, D.; Cunha, J. (2015) – The substitution of an existing dam affected by AAR. The case of Alto Ceira dam. 25th International Congress on Large Dams (ICOLD), Q99-R35, Stavanger, Noruega.

- [12] Piteira Gomes, J. (2007) – Modelação do comportamento estrutural de barragens de betão sujeitas a reacções expansivas. Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [13] LNEC (Rodrigues, O.V.) (1966) – Observação da barragem de Santa Luzia em Fevereiro de 1966. Relatório, SB/DMG, Lisboa.
- [14] LNEC (Matos, M.E.C.) (1981) – Inspeção visual da barragem de Santa Luzia. Fendas e infiltrações. Relatório, DB/NO, Lisboa.
- [15] LNEC (Andrade, M.) (1998) – Barragem de Santa Luzia. Levantamento da fissuração existente entre as cotas 88,85 m e 112,70 m nos paramentos de montante e de jusante. Observação efectuada durante o verão de 1998. Nota técnica 24/1998, DB/NO, Lisboa.
- [16] Hidrorumo (1994) – Barragem de Santa Luzia. Plano de observação. EDP, Porto.
- [17] LNEC (Ramos, J.M.; Tavares de Castro, A.) (1991) – Observação da barragem de Santa Luzia. Parecer sobre o comportamento da obra. Relatório 35/1991, DB/NO, Lisboa.
- [18] LNEC (Silva, H.S.) (1996) – Barragem de Santa Luzia. Observação e análise de amostras de betão. Relatório 212/1996, DB/NO, Lisboa.
- [19] LNEC (Ramos, J.M.; Vieira, L.M.) (1997) – Ensaios de caracterização da reologia do betão da barragem de Santa Luzia. Relatório 313/1997, DB/NDE/NEE/NO, Lisboa.
- [20] Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Oliveira, S.B. (2004) – Analysis of concrete dams under swelling processes. 12th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Pequim, China.
- [21] Piteira Gomes, J.; Cunha, J.G.; Batista, A.L.; Almeida, F. (2021a). Monitoring and assessment of the structural effects due to ASR in Santa Luzia dam (Portugal). 16th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR 2020-2022), Lisboa.
- [22] LNEC (Tavares de Castro, A.) (2001) – Estudo do comportamento da barragem de Fagilde entre 1985 e 2001. Relatório 289/2001 – DBB/NO, Lisboa.
- [23] LNEC (Santos Silva, A.; Bettencourt Ribeiro, A.) (2010) – Caracterização da ação expansiva do betão da barragem de Fagilde. Relatório 119/2010, DM/NB/NMM, Lisboa.
- [24] LNEC (Piteira Gomes, J.; Tavares de Castro, A.; Ramos, J.M.; Batista, A.L.) (2003) – Barragem de Fagilde. Metodologia para a caracterização do processo expansivo do betão. Relatório 12/2003 – DBB/NO, Lisboa.
- [25] LNEC (Andrade, M.) (2006) – Barragem de Fagilde. Levantamento do estado de fendilhação efetuado em 2004. Nota técnica 58/2006, DBB/NO, Lisboa.
- [26] LNEC (Ribeiro, S.; Bettencourt Ribeiro, A.) (2007) – Barragem de Fagilde. Estudo da fluência do betão. Relatório 15/2007 – DM/NB, Lisboa.
- [27] FCUP (Fernandes, I.; Ribeiro, M.A.; Noronha, F.) (2006) – Barragem de Fagilde. Análise petrográfica do betão. Relatório, Departamento de Geologia, Faculdade de Ciências da Universidade do Porto, Porto.
- [28] LNEC (Piteira Gomes, J.; Tavares de Castro, A.) (2008) – Barragem de Fagilde. Plano da instrumentação complementar ao sistema de observação. Relatório 111/2008, DBB/NO, Lisboa.
- [29] Piteira Gomes, J., Batista, A.L., Silva, J.C. (2016) – Avaliação dos efeitos do processo de deterioração do betão da barragem de Fagilde - Parte 1 – Caracterização do estado da obra. II Encontro Luso-Brasileiro de Degradação de Estruturas de Betão, LNEC, Lisboa.
- [30] Piteira Gomes, J., Batista, A.L., Silva, J.C. (2016) – Avaliação dos efeitos do processo de deterioração do betão da barragem de Fagilde - Parte 2 – Análise do comportamento observado e recomendações de mitigação. II Encontro Luso-Brasileiro de Degradação de Estruturas de Betão, LNEC, Lisboa.
- [31] Sousa, S.P.A. (2016) – Análise do comportamento estrutural de barragens afetadas por expansões do betão. Aplicação à barragem de Fagilde. Tese de mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.
- [32] Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Sousa, S.P.M. (2017) – Swelling effects in Fagilde dam (Portugal). First approach to structural analysis and interpretation. Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures (DSC 2017), Civil Engineering and geomechanics series, ISTE-Wiley, p. 218-234.
- [33] Silva Matos, D.; Silva, H.S.; Pinho, J.S.; Camelo, A. (1995) – Deterioration of Pracana dam due to ASR. Main features and repair works. Second International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Hydroelectric Plants and Dams, Chattanooga, EUA.
- [34] CNPGB (Grupo de trabalho da Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, composto por Liberal, A. O.; Silva Matos, D.; Camelo, A.; Pinho, J. S.; Tavares de Castro, A.; Machado Vale, J.) (2003a) – Ageing process and rehabilitation of Pracana dam. 21th International Congress on Large Dams (ICOLD), Q82-R8, Montreal, Canadá.
- [35] CNPGB (Grupo de trabalho da Comissão Nacional Portuguesa das Grandes Barragens, composto por Pinho, J.S.; Tavares de Castro, A.; Piteira Gomes, J.; Silva Matos, D.; Ferreira, J.I.; Camelo, A.) (2003b) – Deterioration assessment and observed behavior of Pracana dam. 21th International Congress on Large Dams (ICOLD), Q82-R12, Montreal, Canadá.
- [36] Piteira Gomes, J.; Batista, A.L.; Oliveira, S.B. (2009) – Damage-chemo-viscoelastic model on the analysis of concrete dams under swelling processes. 2nd International Conference on Long Term Behaviour of Dams, Graz, Áustria.
- [37] Silva Matos, D.; Ferreira, J.I.; Camelo, A.; Piteira Gomes, J.; Scuero, A.; Vaschetti, G.; Machado Vale, J. (2013) – Pracana dam 20 years after rehabilitation. Observed behaviour of the dam and of its exposed geomembrane. ICOLD 2013 International Symposium, Seattle, EUA.
- [38] Piteira Gomes, J.; Silva Matos, D.; Batista, A.L.; Ferreira, J.I. (2021) – Structural behavior of Pracana dam 30 years after rehabilitation due to severe ISR-ASR damage. 16th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR 2020-2022), Lisboa.
- [39] Batista, A.L.; Piteira Gomes, J. (2016) – Characteristic behaviour of the portuguese large concrete dams built with granite aggregates and affected by ASR. 15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR 2016), São Paulo, Brasil.
- [40] Santos Silva, A.; Fernandes, I.; Ferraz, A.R.; Soares, D. (2017) – Can certain alkali minerals explain the slow reactivity of granitic aggregates in dams? Swelling Concrete in Dams and Hydraulic Structures (DSC 2017), Civil Engineering and geomechanics series, ISTE-Wiley, p. 93-105.

Avaliação do comportamento em serviço com modelos de campos de tensões contínuos

Evaluation of service behaviour with continuous stress field models

Miguel Ferreira
João Almeida
Miguel Lourenço

Resumo

Os modelos de campos de tensões contínuos incluem intrinsecamente as relações de compatibilidade, permitindo alargar o uso destes modelos para a avaliação da respetiva ductilidade. A introdução dos efeitos da resistência à tração do betão e da aderência entre o betão e o aço permite simular os efeitos da contribuição do betão entre fendas (*tension stiffening*) e assim estudar o comportamento em serviço das estruturas.

Apresenta-se uma formulação que modela o *Tension Chord Model* empregando explicitamente as três componentes, aço, betão e aderência combinados num elemento finito. Deste modo, pode-se obter quer as soluções de fissuração estabilizadas, quer de fissuração localizada.

Apresentam-se exemplos de aplicação em tirantes de betão armado sujeitos a força aplicada, deformação imposta e retração do betão, comprovando a adequabilidade da metodologia a casos conhecidos. Seguidamente, avalia-se o comportamento de vigas-paredes em comparação com os resultados obtidos em ensaios laboratoriais.

Abstract

Since a continuous stress field model includes the compatibility relationships, it predicts the structure ductility. Including the concrete's tensile strength and the bond between the concrete and the steel, it is possible to simulate the contribution of the concrete between cracks (*tension stiffening*) and thus evaluate the in-service behaviour.

We present a formulation that models the Tension Chord Model explicitly employing the three components, steel, concrete and bond combined in a finite element. With this model, both stabilized and localized cracking solutions can be obtained.

Examples of application in reinforced concrete ties subjected to applied force, imposed deformation and concrete shrinkage are presented, proving the suitability of the methodology for known cases. Then, the behaviour of the deep beams is evaluated in comparison with the results obtained in laboratory tests.

Palavras-chave: Betão Estrutural / Modelos de campos de tensões contínuos /
/ Comportamento em serviço

Keywords: Structural Concrete / Continuous stress field models / In-service
behaviour

Miguel Ferreira

Grupo NOV
Leiria, Portugal
miguelpedrosaferreira@gmail.com

João Almeida

CERIS, Instituto Superior Técnico,
Universidade de Lisboa
jalmeida@civil.ist.utl.pt

Miguel Lourenço

JSJ Consultoria e Projectos de Engenharia
Lisboa
mlourenco@jsj.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

FERREIRA, M. [et al.] – Avaliação do comportamento em serviço com modelos de campos de tensões contínuos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 65-72.

1 Introdução

O betão armado é um material composto, em que se combinam as vantagens relacionadas com a elevada resistência à compressão e a moldabilidade do betão, com a resistência à tração dos varões de aço que são colocados no interior daquele. No entanto, como a resistência à tração do betão é reduzida e, quando excedida, origina fissuras no betão é necessário que os dois materiais possam desenvolver tensões entre si para que o conjunto possa responder como desejado.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos não se considera em geral a resistência à tração do betão, enquanto que na avaliação do comportamento em serviço esta não deve ser desprezada, porque influencia a retenção das tensões por parte do betão, alterando a rigidez relativa e, por conseguinte, a distribuição de tensões no elemento.

A fissuração, ao reduzir a rigidez, contribui para o aumento da deformação e pode acelerar o processo de degradação das estruturas. O controlo da abertura das fissuras é importante para garantir um bom desempenho da estrutura, tornando necessário uma forma eficaz de fazer essa estimativa, em particular, para regiões não correntes de betão estrutural.

Os princípios de funcionamento de um tirante de betão foram explicados através do desenvolvimento do *Tension Chord Model* por Marti *et. al.* [1], em que se simplifica a equação diferencial que rege o caso composto assumindo um valor constante para a aderência. O referido modelo permite analisar casos simples ou complexos, sendo particularmente indicado para entender a formação das fissuras e suas consequências ao nível das tensões na armadura.

Uma versão simplificada desse modelo, em que se fixa a distância média entre fissuras, com base no seu valor máximo, é apresentada no MC2010 [2] e representada na Figura 1. Este modelo foi usado para comparar com os resultados obtidos pela formulação apresentada.

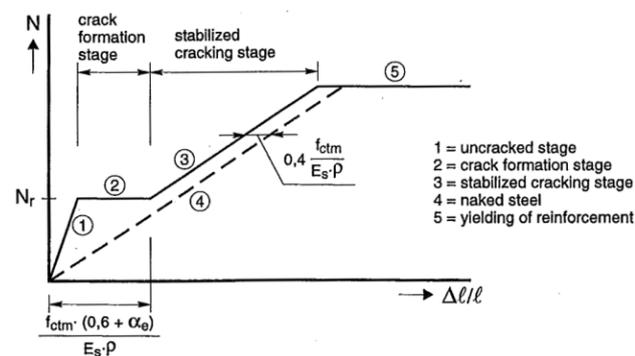


Figura 1 Relação genérica esforço axial-extensão média do aço num tirante de betão armado [2]

Os casos de fissuração única (não estabilizada), que podem ocorrer na presença de baixos rácios de armadura, mas em que a estrutura tem possibilidade de redistribuir internamente as tensões, devem ser igualmente tratados de forma simples, verificando-se que a

metodologia proposta permite simular este efeito diretamente na formulação, sem recorrer a alterações das relações constitutivas dos materiais.

Apresenta-se um elemento finito que simula o *Tension Chord Model*, modelando explicitamente as três componentes: aço, betão e aderência. Desta forma, a relação esforço axial-extensão média é um *output*, e não um dado que é calculado previamente para ser introduzido no modelo. O elemento proposto permite obter estimativas de abertura de fissuras e uma distribuição de rigidez mais próxima da que ocorre num ensaio. Por outro lado, ao considerar individualizadas as componentes aço e betão, ajusta-se bem quer para avaliação dos ELU, em que se limita a resistência máxima pela cedência das armaduras, quer para avaliar o comportamento em serviço da estrutura.

O elemento desenvolvido é apresentado e aplicado a um tirante para ilustrar os resultados obtidos através do software EvalS[3], onde foi implementado o referido elemento. Apresenta-se ainda a comparação com resultados de ensaios em vigas parede.

2 Elemento armadura

O elemento finito de n nós[4], para simulação da armadura sujeita unicamente a esforço axial, pode ser usado em diferentes formatos, conforme ilustrado na Figura 2, nomeadamente apenas elementos de aço (a); aço com aderência (b) ou aço com betão e aderência (c). Este último formato inclui os componentes necessários para simular o *Tension Chord Model*.

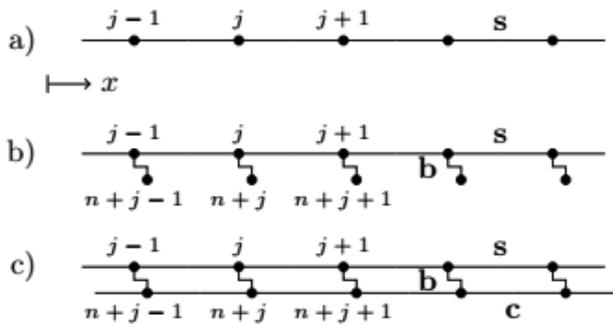


Figura 2 Elemento de armadura com n nós aplicado em diferentes versões: a) apenas aço; b) aço e aderência; e c) aço (s) + aderência (b) + betão (c)

O comportamento não linear dos materiais pode ser resumido em:

Aço $\sigma_{s_j} = \min(-f_y; \max(E_s \cdot \epsilon_{s_j}; f_y))$, em que $\epsilon_{s_j} = (d_{j+1} - d_j) / (x_{j+1} - x_j)$

Aderência $\tau_{b_j} = \min(-f_b \alpha_y; \max(K \cdot \Delta d_j; f_b \alpha_y))$, em que $\Delta d_j = d_{n+j} - d_j$

Betão $\sigma_j = \text{se } (0 \leq \epsilon_{c_j} - \epsilon_{c,0} \leq f_j \cdot \epsilon_{ct} \text{ e } \alpha_c = 1; E_c \cdot \epsilon_{c_j}; \text{ se não } 0)$, em que $\epsilon_{c_j} = (d_{n+j+1} - d_{n+j}) / (x_{j+1} - x_j)$; Caso o elemento atinja a fissuração $\alpha_c = 0$

O deslocamento do nó k está representado por d_k . A extensão inicial do betão, $\epsilon_{c,0}$, pode representar a retração. O comportamento do betão além de ser não linear, apenas tem resposta à tração, é plástico, dado que após a fissuração o valor de α_c muda de 1 para 0. O comportamento da aderência é do tipo elasto-plástico com uma rigidez inicial muito elevada, K , e um valor limite f_b . O fator α_y indica se o aço está em regime elástico ($\alpha_y = 1$) ou em cedência ($\alpha_y = 0,5$).

Para que o elemento consiga obter uma fissuração discreta é importante introduzir uma variabilidade na resistência à tração do betão. Este efeito pode ser obtido multiplicando a resistência à tração associada a cada subelemento por um fator f_i , como o apresentado na Figura 3 ($f_{ct,i} = f_i \times f_{ct}$). Deste modo, existe uma zona na qual se inicia a fissuração para os casos de esforço axial constante. Igualmente importante é usar uma discretização fina, pelo menos 4 elementos entre cada fissura para que o efeito de retenção de tensões seja bem captado. Acresce ainda que os patamares de incremento de carga sejam pequenos para fissurar apenas um elemento em vez de vários numa mesma zona.

Este elemento finito permite calcular a força de aderência de uma forma mais direta porque toda a informação está no mesmo elemento finito. Esta modelação explícita da aderência permite simular zonas onde a insuficiência de amarração pode condicionar a capacidade resistente da estrutura e também, pelas suas características, permite uma boa simulação de zonas de fissuras únicas.

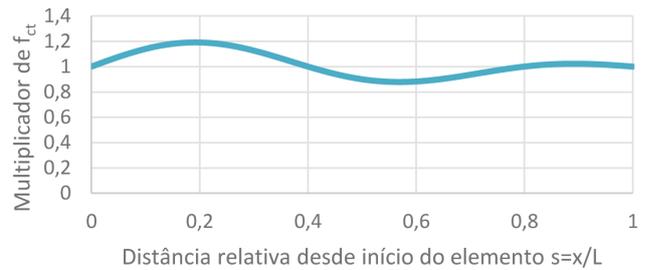


Figura 3 Distribuição da resistência no comprimento do tirante dada pela soma da unidade com dois senos com frequências distintas.

3 Comportamento de um tirante

Para ilustrar a capacidade de simulação deste elemento finito apresenta-se as respostas de um tirante submetido às situações de força aplicada; deformação imposta e retração.

A resposta de um tirante de betão armado tem características próprias que dependem do rácio de armadura, $\rho = A_s/A_{ct}$, da quantidade de armadura mínima em tração, $\rho_{min} = f_{ct}/f_y$, e do tipo de aço imposta. Estudaram-se três rácios de armadura para melhor comparar o seu efeito. Os dados do tirante analisado, com um comprimento de 2 m e subelementos com 5 cm, são:

Tabela 1 Dados geométricos e materiais do tirante estudado

	Área	Módulo de elasticidade	Resistência
Betão	150 cm ²	30 GPa	$f_{ct} = 3$ MPa $f_i \in [0,8; 1,2]$
Aço	$\rho = 0,25\%$ $\rho = 0,75\%$ $\rho = 1,50\%$	200 GPa	$f_y = 500$ MPa
Aderência		200 GPa/mm	$f_b = 6$ MPa

3.1 Força aplicada

O caso com maior rácio de armadura evidencia melhor o comportamento típico esperado para o tirante. O primeiro troço com comportamento conjunto betão e aço até à fissuração; segue-se a abertura de novas fissuras até à sua estabilização, quando a distância entre fissuras é menor que a distância mínima entre fissuras consecutivas; o troço seguinte tem essencialmente a mesma rigidez que o aço isolado (Estado II) até atingir a cedência do aço, ver Figura 4.

Neste caso, como se constata na figura referida, o parâmetro usado pelo MC2010 para definir o espaçamento médio entre fissuras é muito semelhante ao obtido pelo modelo com a distribuição de variação de resistência à tração utilizada.

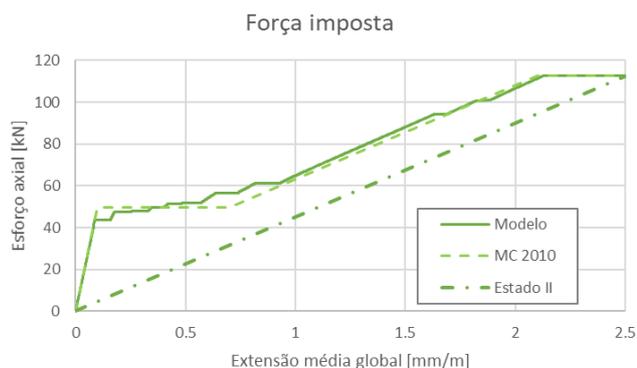


Figura 4 Esforço axial-extensão média do tirante para $\rho = 1,5\%$ e com sujeito a força aplicada

Com rácios de armadura inferiores os troços não são tão definidos. No caso de rácio inferior à armadura mínima, a força apenas aumenta até ao nível de fissuração e o tirante entra em rotura porque essa força de fissuração é superior à capacidade resistente das armaduras.

O uso de um elemento finito com as características apresentadas na secção anterior permite saber a distribuição do esforço axial através das suas componentes: betão e aço, tal como representado na Figura 6. A distribuição da extensão pelos elementos betão e aço (Figura 7) permite igualmente identificar a presença de fissuras, pelo elevado valor da extensão no betão, e a variação existente nos elementos de aço. A diminuição do comprimento de cada subelemento permite suavizar as curvas obtidas embora com um custo computacional elevado no caso da análise global de uma estrutura.

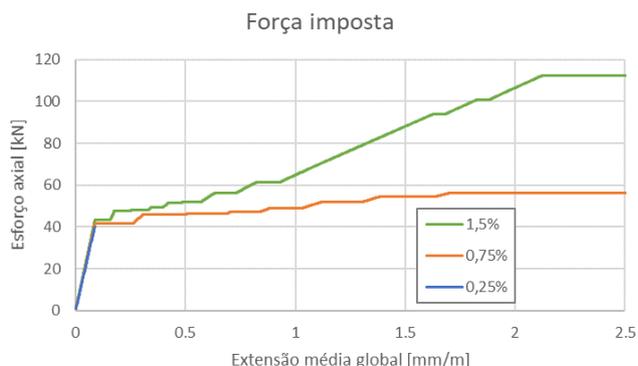


Figura 5 Curvas esforço axial-extensão média do tirante para diferentes valores de ρ

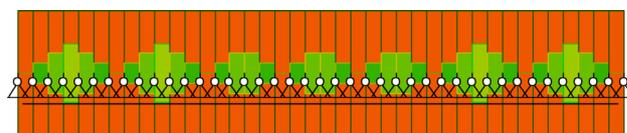


Figura 6 Esforço axial com fissuração estabilizada: (i) Total (envolvente); (ii) betão (verde); e (iii) aço (laranja)

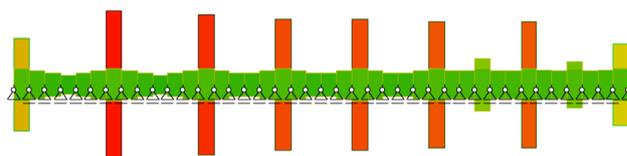


Figura 7 Extensão axial no estado de fissuração estabilizada: (i) betão (elementos com extensão elevada - fissuração); e (ii) aço (distribuição quase uniforme a verde)

3.2 Deformação imposta extrínseca

No caso de deformação imposta global, considerada com a movimentação de um apoio fixo, as curvas são semelhantes às anteriores, mas com o decaimento próprio após a ocorrência da fissuração.

No gráfico da Figura 8, as curvas têm as mesmas envolventes que os da Figura 4. No caso do tirante com 0,25% a força necessária para aumentar a extensão do tirante corresponde a uma força máxima suportada pela armadura na zona fissurada. Após a fissuração a rigidez cai bruscamente porque passa a existir um elemento de ligação muito flexível entre dois blocos com a rigidez semelhante à original. Ao continuar a impor a deformação e após atingir a força de cedência, toda a deformação é concentrada na deformação do elemento de aço.

Na Figura 9 mostram-se as tensões na primeira fissura aberta no tirante e corresponde ao andamento do esforço axial apresentado anteriormente. O limite da tensão de cedência para o qual convergem as três curvas corresponde ao máximo que o material suporta.

Na parte final da curva do tirante com 1,5% aparece um novo

decaimento devido à redução da aderência entre o betão e o aço que faz diminuir a tensão no betão e, por conseguinte, reduzir o valor do esforço axial global. Esses decaimentos formam-se até que o aço fique a trabalhar praticamente sozinho.

O esforço axial é proporcional ao rácio de armadura, desse modo, é inferior em elementos com menor quantidade de armadura; no entanto, a tensão instalada nas armaduras na zona das fissuras é maior. O espaçamento entre fissuras é inversamente dependente do rácio de armaduras, por conseguinte, a retenção de tensões pelo betão aumenta para menores valores de ρ , fazendo aumentar o esforço axial global e, portanto, a tensão na armadura nas fissuras é mais elevada.

Com menor valor de ρ a extensão necessária para estabilizar a armadura aumenta e a abertura de fissura no caso de $\rho = 0,75\%$ parece ser quase constante, enquanto no caso $\rho = 1,5\%$, após a estabilização de abertura de fissuras, o valor da abertura aumenta.

Como no caso de $\rho = 0,25\%$, abre apenas uma fissura, esta acomoda praticamente toda a deformação imposta. O eixo vertical do gráfico da Figura 10 apresenta o valor máximo de 1mm para permitir a leitura dos valores dos dois tirantes com armadura superior à mínima.

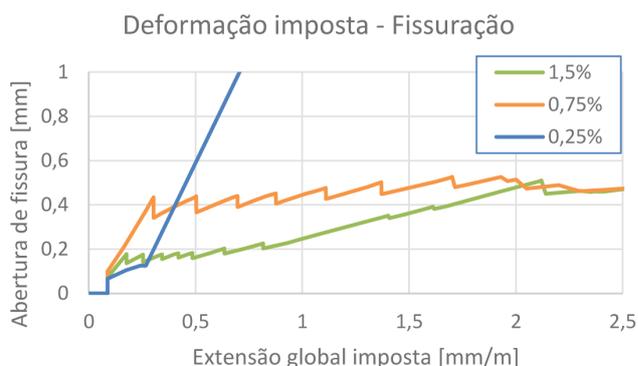


Figura 10 Abertura da primeira fissura, medida ao nível do aço, num tirante com diferentes taxas de armadura e sujeita a deformação imposta

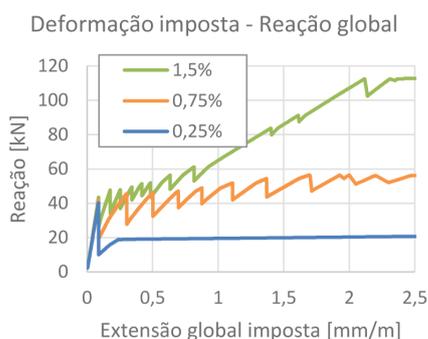


Figura 8 Curvas esforço axial - extensão média de tirantes com diferentes rácios de armadura sujeitos a deformação imposta

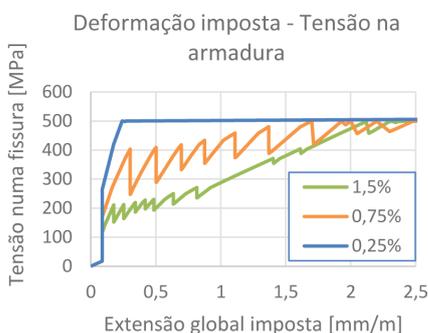


Figura 9 Tensões na armadura num subelemento fissurado quando os tirantes são sujeitos a deformação imposta

3.3 Deformação imposta intrínseca – Retração restringida

Um tirante restringido sujeito à retração do betão aumenta a força axial instalada no betão sem introduzir tensões no aço até ser atingida a primeira fissura. Ao fissurar a rigidez baixa e existe a transferência de tensões para a armadura. Com a abertura de novas fissuras a rigidez e a força global continuam a baixar porque o comprimento dos troços onde está restringida a retração diminui. Este efeito pode ser observado no gráfico da Figura 11.

Apesar dos valores correntes da extensão de retração serem muito inferiores aos apresentados no gráfico e, como tal, na generalidade das situações as armaduras mínimas, devido aos efeitos da retração, deverão ser dimensionadas para o esforço axial de fendilhação para uma situação de tração pura, existem casos particulares onde poderão ocorrer extensões superiores e que poderá ser ponderado o dimensionamento das armaduras para forças inferiores.

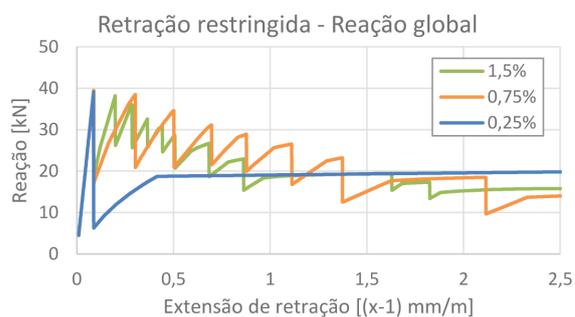


Figura 11 Força axial de restrição – extensão de retração num tirante com diferentes taxas de armadura e sujeito à retração do betão

À semelhança da deformação imposta, a tensão instalada nas armaduras em secções fissuradas aumenta com a diminuição do rácio de armadura, embora tenha uma tendência de diminuição com o aumento da retração. A evolução da abertura de fissura é similar ao descrito no caso de deformação imposta.

Salienta-se que nestes casos o esforço axial na componente de

betão é, em geral, superior à reação desenvolvida pela restrição existente. Na Figura 12, que representa a variação do esforço axial (total, no betão e no aço) para o caso de $\rho = 0,25\%$, este efeito é francamente visível. Neste exemplo, após a cedência do aço, a tensão de aderência baixa e alarga a zona fissurada. Quando o tirante tem vários elementos de armadura com tensão de cedência, o modelo capta a extensão pronunciada de um desses troços.

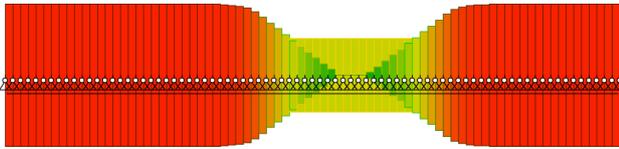


Figura 12 Esforço axial ao longo do tirante, com $\rho = 0,5\%$ sujeita retração imposta

4 Comparação com ensaios experimentais

Os ensaios WT2 e WT3 em vigas parede realizados por Leonhart & Walter (citados por [5]) mostram dois casos com geometria semelhantes, mas com distribuição de armadura distinta. O vão é de 1,44 m, com uma altura de 1,6 m e armadura distribuída de $2\phi 5 // 250$ mm, que é inferior à mínima para um caso de tirante à tração. No caso de WT2 a armadura inferior é de $2 \times 2 \phi 8$, enquanto no caso WT3, o tirante é constituído por $4 \times 2\phi 8$, ver Figura 13.

No primeiro caso, WT2, com pouca armadura na base, a deformação na parte final do ensaio aumenta consideravelmente e existe a concentração numa fissura única central, ver Figura 17. No caso

de WT3, a fissuração na base é bem distribuída, e com menor redistribuição de tensões internas, ver Figura 15.

A comparação entre os resultados numéricos e experimentais foi feita com base nos resultados de deformação a meio vão, extensão média do tirante inferior e abertura de fissura medida ao nível do tirante inferior.

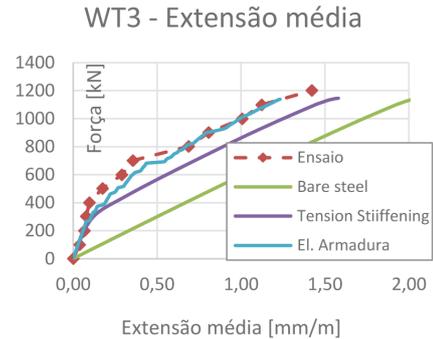


Figura 14 Extensão média do tirante inferior da viga parede WT3

No caso do ensaio WT3, nota-se pela Figura 14, que a simulação apenas com aço sem a contribuição do betão conduz a valores da extensão média consideravelmente mais elevados, para o mesmo nível de força aplicada. Este tipo de simulação baixa a rigidez do tirante e faz aumentar a redistribuição interna das tensões. A consideração do efeito de retenção das tensões através da modificação da lei de comportamento do aço (referido no gráfico como *Tension Stiffening*) permite aproximar as respostas embora,

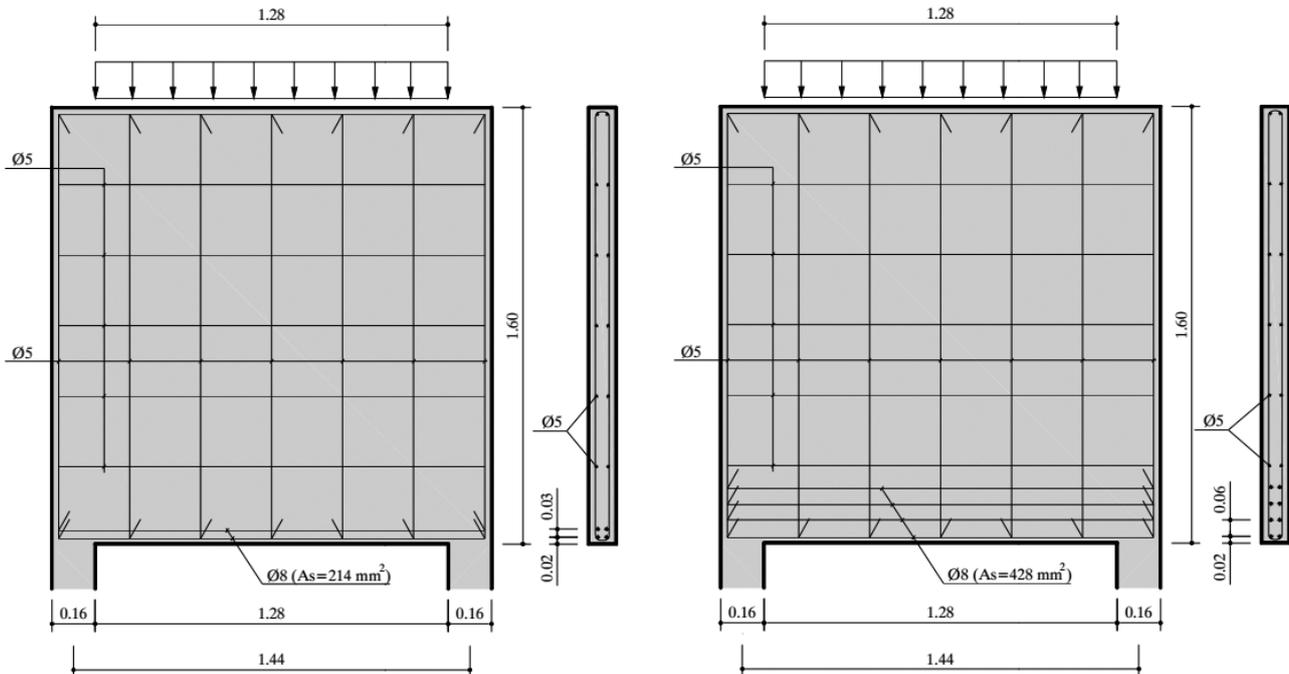


Figura 13 Geometria e armaduras dos ensaios WT2 e WT3[5]

com o elemento finito proposto haja uma melhor correspondência com os resultados do ensaio. A extensão média foi medida pela diferença de deslocamentos sobre o vão.

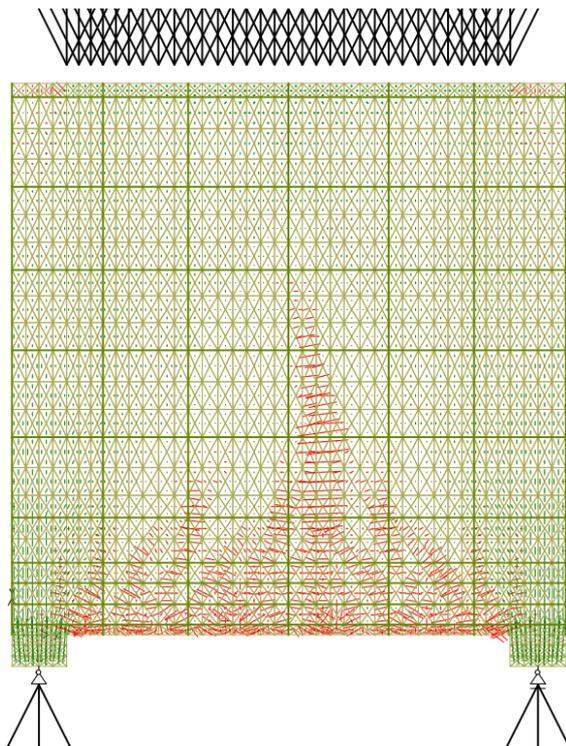


Figura 15 Padrão de fissuração ilustrado pelas extensões no betão na viga parede WT3

No caso da viga parede WT2, a estimativa da abertura de fissuras nos modelos em que a aderência não está explicitamente modelada, foi calculada indiretamente pelas expressões do MC2010[[2]]. Verifica-se pelo gráfico da Figura 16, que esse modelo não consegue estimar os valores após a cedência das armaduras. Por outro lado, com o elemento armadura, a abertura na primeira fissura os valores foram um pouco inferiores inicialmente e após a cedência obtém-se uma boa concordância.

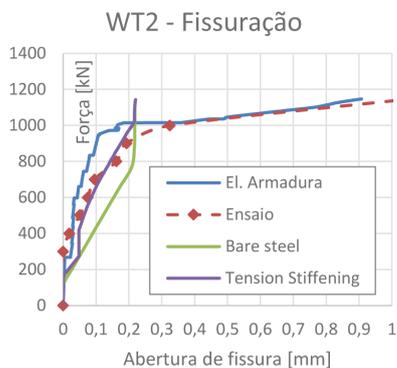


Figura 16 Abertura de fissura da viga parede WT2 ao nível do tirante inferior

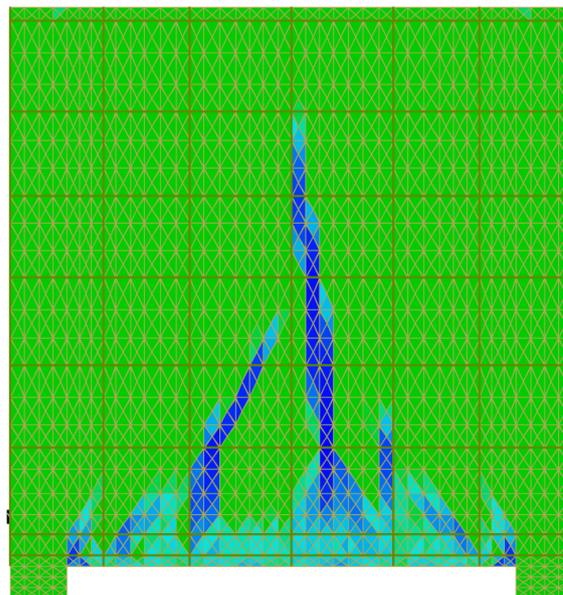


Figura 17 Padrão de fissuração ilustrado pela redução da capacidade resistente do betão na viga parede WT2

5 Conclusões

A avaliação estrutural por modelos de campos de tensões em meios contínuos, baseados em elementos finitos, pode ser expandida para avaliar o comportamento das estruturas na fase de serviço. Nesse sentido, apresentou-se um elemento finito que permite a análise do material composto betão armado. Como resultado, obtém-se uma melhor aproximação da rigidez efetiva, e das estimativas dos valores das tensões e aberturas de fissuras, mantendo-se os mesmos princípios simples da modelação com campos de tensões.

A aplicação aos casos tipificados de tirantes permite confirmar o conhecimento existente do comportamento de elementos submetidos a ações diretas e indiretas, sendo também ilustrada a aplicação numérica do modelo desenvolvido para a análise do comportamento em serviço de regiões de descontinuidade.

Referências

- [1] Marti, P., Alvarez, M., Kaufmann, W., & Sigrist, V. (1998) – Tension chord model for structural concrete. *Structural Engineering International*, 8(4), 287-298.
- [2] *fib Bulletin 66* (2012) – Model Code 2010 – Final draft Vol. 2
- [3] EvalS (2020) – Software de cálculo não linear; <http://evalsoftware.blogspot.com>
- [4] Ferreira, M.P. (2021) – Avaliação numérica de vigas de acoplamento sujeitas a ações cíclicas através de modelos de campos de tensões; Tese de Doutoramento; Universidade de Lisboa.
- [5] Lourenço, M.S.; Almeida, J.F. (2013) – Adaptive Stress Field Models: Assessment of Design Models. *ACI Structural Journal*, 110(1), 83.

Modelos híbridos de separação de efeitos do tipo HSCT-FE para estudo do comportamento de barragens abóbada sob ações expansivas

Hybrid HSCT-FE separation of effects models to study the behaviour of double curvature arch dams under swelling reactions effect

Miguel Rodrigues
Sérgio Oliveira
Jorge Proença

Resumo

Neste artigo é apresentado um modelo de separação de efeitos híbrido do tipo HSCT-FE para análise do comportamento de grandes barragens de betão. Este tipo de modelo permite obter separadamente o efeito elástico da pressão hidrostática (H), o efeito sazonal devido às variações da temperatura (S), o efeito da fluência devido à pressão hidrostática (C) e outros efeitos do tempo (T), como o efeito da fluência devida ao peso próprio e, de grande importância, o efeito patológico das reações expansivas. Considera-se como caso de estudo a barragem do Cabril, uma barragem abóbada de dupla curvatura com 132 m de altura máxima, onde foi identificada a evolução de um processo expansivo. Os modelos híbridos HSCT-FE propostos mostram-se capazes de separar o efeito das reações expansivas, apresentando uma evolução quantitativa coerente com os valores de expansões calculados através de um modelo de elementos finitos de referência validado para a ação das expansões.

Abstract

The present paper presents a hybrid HSCT-FE separation of effects model to analyse the behaviour of large concrete dams. This model separates the hydrostatic pressure elastic effect (H), the seasonal effect from temperature variations (S), the creep effect from the hydrostatic pressure (C) and other time effects (T), like the self-weight creep effect and, most importantly, the swelling reactions pathological effect. Cabril dam was selected as the case study. It is a double curvature arch dam with 132 m of maximum height, where a swelling process evolution had previously been identified. The proposed hybrid HSCT-FE models prove themselves capable of separating the effect of the swelling reactions, where the corresponding quantitative evolution is coherent with the swelling values calculated by a reference finite elements model validated for the swelling reactions load.

Palavras-chave: Barragens de betão / Modelos HSCT-FE / Efeito das reações expansivas / Efeitos da fluência / Efeitos sazonais

Keywords: Concrete dams / HSCT-FE models / Swelling reactions effect / Creep effects / Seasonal effects

Miguel Rodrigues

Laboratório Nacional de Engenharia Civil,
Lisboa, Portugal
miguel.ads.rodrigues@gmail.com

Sérgio Oliveira

Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
soliveira@lnec.pt

Jorge Proença

CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
jorge.m.proenca@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

RODRIGUES, M. [et al.] – Modelos híbridos de separação de efeitos do tipo HSCT-FE para estudo do comportamento de barragens abóbada sob ações expansivas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 73-80.

1 Introdução

O controlo da segurança de barragens baseia-se na monitorização da resposta dessas obras ao longo do tempo e na comparação entre resultados observados e previstos através de modelos numéricos. Geralmente são utilizados modelos semiestatísticos na análise direta dos dados observados do tipo HST (*Hydrostatic-Seasonal-Time*). Os Modelos de Elementos Finitos (MEF), baseados nos princípios físicos da mecânica estrutural são geralmente usados para simular e prever o comportamento estrutural das barragens.

Para a identificação de comportamento anómalo resultante de efeitos patológicos, como, por exemplo, devido ao efeito das reações expansivas do betão, torna-se necessário o uso de modelos robustos de separação de efeitos, capazes de distinguir normais efeitos do tempo, relacionados com a viscoelasticidade, de outros efeitos do tempo, por exemplo, relacionados com as expansões.

Neste estudo é proposto um modelo híbrido HSCT-FE aplicado ao caso de estudo da barragem do Cabril.

2 Modelos de separação de efeitos híbridos do tipo HSCT-FE

O objetivo principal dos modelos de separação de efeitos é o de isolar o efeito de cada ação na estrutura, permitindo assim identificar eventuais comportamentos anómalos ou patológicos.

Os modelos de separação de efeitos adotados são do tipo HSCT (*Hydrostatic-Seasonal-Creep-other Time effects*) e incluem a possibilidade de utilização integrada de resultados do MEF. Com este tipo de modelos é possível a distinção entre o efeito estrutural da fluência [1-3] e os outros efeitos do tempo [4].

Consequentemente, o modelo de regressão adotado é do seguinte tipo:

$$u(h, T_{ar}, t) = u_e^{PH}(h) + u_e^{VT}(T_{ar}) + u_F^{PH}(h, t) + u_F^{PP}(t) + u^{exp}(t) + k \quad (1)$$

Nesta equação a variável u representa deslocamentos em milímetros, estando o primeiro membro associado aos deslocamentos observados e o segundo membro às parcelas desse mesmo deslocamento afetas a cada uma das principais ações a que este tipo de obra está sujeita. Neste modelo foram considerados os efeitos das seguintes ações: Pressão Hidrostática (PH), Variação de Temperatura (VT), reações expansivas do betão (exp) e Peso Próprio (PP). Como se pode verificar, cada parcela do segundo membro da equação está identificada pelo sobrescrito correspondente à ação a que se refere. Tendo em conta a natureza das ações consideradas e a grandeza em análise, ou seja, os deslocamentos observados, para além do efeito elástico da ação (e), foi considerado, para a ação da PH e do PP, o correspondente efeito de fluência (F). No segundo membro da equação estes efeitos estão identificados pelos correspondentes subscritos. As variáveis h , T_{ar} , t e k são, respetivamente, a altura de água na albufera, a temperatura do ar, o tempo (em dias) e o termo independente. Na Tabela 1 são apresentadas as funções de ajuste associadas a cada uma das parcelas da equação de regressão, passando-se de seguida à descrição de cada uma delas.

Como referido, com estes modelos HSCT é possível separar os efeitos

do tempo numa parcela de fluência associada à PH, numa parcela de fluência associada ao PP, e numa parcela referente a outros efeitos do tempo, como por exemplo: expansões, movimentos de fundação, etc. Para isolar o efeito da fluência é importante distinguir a fluência do PP da fluência da PH, para o que é útil estimar a componente elástica da resposta para estas duas ações, o que pode ser efetuado com base no MEF.

Tal como é apresentado na Tabela 1, são usadas funções exponenciais para representar a resposta elástica da estrutura à PH. Alternativamente, quando necessário, podem ser utilizados resultados do MEF para definir as funções que melhor representam a resposta elástica às variações da PH. Na formulação, a é o coeficiente de regressão e c_f é um coeficiente associado à forma da exponencial, sendo que, geralmente, coeficientes de forma reduzidos ajustam melhor as exponenciais ao comportamento real da ação quando são analisados pontos junto aos encontros, enquanto valores superiores ajustam as exponenciais melhor a pontos localizados nas consolas centrais.

O efeito de fluência da PH é calculado através da aplicação de coeficientes de fluência aos valores do deslocamento elástico calculados para incrementos mensais da altura de água (patamares) e efetuando depois a sua respetiva sobreposição. A Equação (2) representa esse cálculo.

$$u_e^{PH}(h, t) = a \times \left[\sum_{j=1}^p \phi(t, t'_j) \left(e^{h_j/20} - e^{h_{j-1}/20} \right) - \sum_{j=1}^{p'} \phi(t_a, t'_j) \left(e^{h_j/20} - e^{h_{j-1}/20} \right) \right] \quad (2)$$

Na Equação (2), h e t são a altura de água na albufeira e o tempo em dias, respetivamente; a é o coeficiente de regressão, p é número de patamares de carga, p' é o número de patamares desde o início do primeiro enchimento até à época t_a , correspondente ao início do período em análise. A variável t' corresponde à idade de aplicação da carga. Os coeficientes de fluência ϕ são calculados através das respetivas funções de fluência.

O efeito da temperatura pode ser simulado com base nos valores da temperatura do ar registados no local da obra (é usual aplicar um desfasamento em dias correspondente ao tempo de resposta da barragem à variação da temperatura do ar) ou com base em funções harmónicas de período anual e/ou semestral. Na formulação b ou b_1 e b_2 são os coeficientes de regressão e T_{ar} é a temperatura do ar no local.

O efeito de fluência do peso próprio corresponde a uma resposta diferida da barragem à ação do PP. O PP é uma força constante, com o sentido da gravidade, aplicada à estrutura, provocando um efeito de fluência que pode ser estimado com base nos deslocamentos elásticos previstos pelo MEF para a ação do PP, com base no coeficiente de fluência estimado a partir da função de fluência e tendo em conta a idade média do betão da obra.

O desenvolvimento ao longo do tempo da função de ajuste associada ao deslocamento provocado pelas ações expansivas é representado na Figura 4 pelo traço a cor vermelha. A curva resultante é do tipo sigmóide, ou seja, aumenta lentamente ao longo do tempo e quando atinge metade do seu deslocamento muda de curvatura (ponto de inflexão ou de *half-swelling*), passando a tender para a estabilização [7]. Alternativamente, o efeito das reações expansivas pode ser representado através de uma função polinomial. O tipo de função admitida dependerá da que melhor se ajustar aos dados observados. Na formulação proposta, c é o coeficiente de regressão.

O termo independente k é introduzido para ter em conta que a observação inicial, na primeira época do período em análise, assume um valor descrito por k . Os valores desse termo nas épocas subsequentes traduzem variações relativamente ao referido valor inicial.

Com esta formulação, com os dados de observação, com um modelo de elementos finitos e com o recurso ao Método dos Mínimos Quadrados (MMQ), obtém-se uma curva ajustada às observações

Table 2 Funções de ajuste utilizadas em cada uma das parcelas da equação de regressão

Parcela	Efeito	Função de ajuste
$u_e^{PH}(h)$	Elástico da pressão hidrostática	$a \left(e^{h/c_f} - 1 \right), 15 \leq c_f \leq 35$ (alternativamente, o valor de a pode ser calculado pelo MEF)
$u_e^{VT}(T_{ar})$	Temperatura	bT_{ar} ou $b_1 \cos\left(\frac{2\pi\bar{t}}{365,25}\right) + b_2 \sin\left(\frac{2\pi\bar{t}}{365,25}\right), (0 < \bar{t} < 365,25 \text{ dias})$ [5]
$u_e^{PH}(h, t)$	Fluência da pressão hidrostática	$\sum \phi(\bar{t}) \Delta u_e^{PH}$
$u_e^{PP}(t)$	Fluência do peso próprio	$\phi(\bar{t}) u_e^{PP}$
$u_{exp}(t)$	Expansões	$c \times \left(1 - e^{-t^n/\beta} \right)$ onde $\beta = t_{hs}^n \times n / (n-1)$, $n = 3,258$ e $t_{hs} \approx 8000$ dias (<i>hs – half swelling</i>)
k	Termo independente	–

efetuadas. Salienta-se que antes de aplicar o MMQ é subtraído ao valor dos deslocamentos observados, a parcela de fluência afeta ao peso próprio.

Para se obterem bons resultados, em termos da separação de efeitos, é conveniente ter observações em quantidade, obtidas com base em medições de qualidade e bem distribuídas ao longo do tempo por forma a ter valores observados em todas as épocas do ano e para valores das cotas de água bem representativos de todos os patamares de enchimento da albufeira.

3 Análise do comportamento da barragem do Cabril usando modelos HSCT-FE

A barragem do Cabril, usada como caso de estudo, foi construída na década de 1950 e é a mais alta barragem abóbada em Portugal. Localizada no rio Zêzere, é uma barragem em forma de abóbada de dupla curvatura, com 132 m de altura máxima. O coroamento, à cota de 297 m, tem um desenvolvimento de cerca de 300 m. A espessura da consola central varia entre os 19 m na base e os 4,5 m pouco abaixo do coroamento. A transição da estrutura para a fundação foi concebida de forma a manter a abóbada simétrica. A barragem está fundada num maciço granítico de boa qualidade. Relativamente à albufeira, o nível da mesma varia entre a cota 240 m (nível mínimo de exploração) e o nível máximo de armazenamento à cota de 294 m (o nível máximo de cheia situa-se aos 296,3 m). Durante o primeiro enchimento da albufeira ocorreu fendilhação numa faixa horizontal, junto ao coroamento, localizada entre as cotas 280 e 290 m. Na década de 1990 foi detetado o desenvolvimento de um processo expansivo. A geometria da barragem do Cabril é apresentada na Figura 1 (vista, alçado, planta e corte).

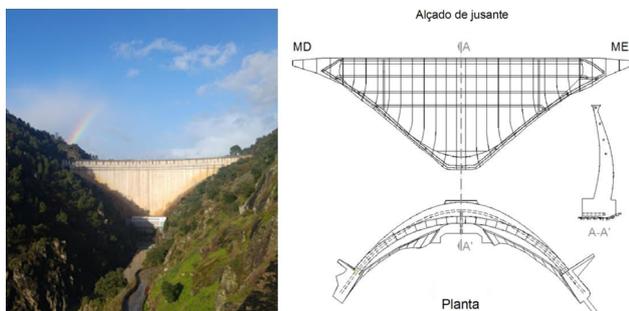


Figura 1 Barragem do Cabril. Vista de jusante, alçado de jusante, planta e corte

Para uso dos modelos híbridos HSCT-FE, são necessários os resultados de um MEF, em particular, são necessários resultados para os efeitos elásticos do peso próprio e da pressão hidrostática. A estimativa dos efeitos de fluência é efetuada através da aplicação, às componentes elásticas do deslocamento, dos coeficientes de fluência [6]. Os resultados do MEF são comparados com resultados dos modelos de separação de efeitos.

Na Figura 2 apresenta-se o modelo de elementos finitos adotado, no qual se consideram elementos isoparamétricos de 20 pontos nodais. Um dos principais objetivos do trabalho relatado no presente

artigo é analisar os resultados observados com vista a obter uma separação de efeitos adequada, que permita, nomeadamente, identificar separadamente o efeito das expansões. A verificação da coerência deste efeito das expansões resultante dos modelos híbridos HSCT-FE é efetuada através da comparação com resultados do MEF. A ação expansiva é calculada para o período entre 1982 e 2018, tendo em conta os dados dos extensómetros corretores. A ação expansiva considerada foi definida para que as expansões impostas fossem compatíveis com as extensões observadas nos extensómetros corretores espalhados pela obra. Na Figura 3, do lado direito, é apresentado o campo de expansões acumuladas adotado no MEF, enquanto do lado esquerdo, são apresentados os valores das expansões acumuladas medidas nos extensómetros corretores instalados no corpo da barragem.

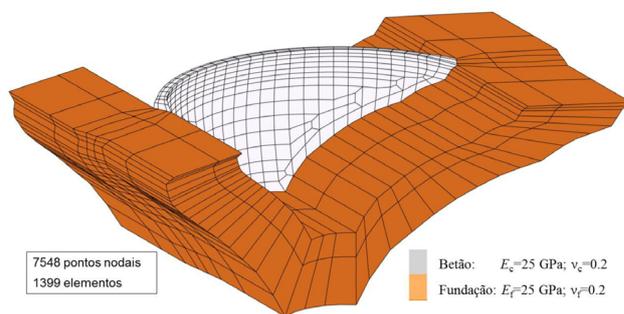


Figura 2 Modelo de elementos finitos da barragem do Cabril

Na Figura 3, mostra-se que o campo de expansões considerado no modelo de elementos finitos é coerente com os valores das extensões medidas nos extensómetros corretores. Por exemplo, verifica-se que no MEF, no paramento de montante, as expansões consideradas são maioritariamente superiores às consideradas no paramento de jusante, tal como foi medido nos extensómetros corretores.

Neste estudo analisa-se a história dos deslocamentos horizontais medidos através de triangulação e a história dos deslocamentos verticais medidos no coroamento por nivelamento de precisão.

Após terem sido testadas múltiplas variantes dos modelos de regressão, o modelo HSCT-FE que apresentou o melhor ajustamento global, envolvendo todos os pontos da barragem observados, tem as seguintes características: (i) para a estimativa do efeito elástico da PH foram consideradas duas funções exponenciais com valores de c_i iguais a 20 e 25, quando considerados deslocamentos radiais, e valores de 15 e 20, quando considerados deslocamentos verticais, o parâmetro a é fixo previamente de forma a ser ajustado aos resultados do MEF; (ii) o efeito da temperatura foi estimado através das temperaturas médias diárias do ar observadas, considerando um desfazamento de 22 dias para reproduzir a propagação do calor no interior do betão; (iii) o efeito de fluência da PH é estimado através dos coeficientes de fluência aplicados à resposta elástica, para a discretização mensal em patamares constantes, e considerando um betão com uma lei de fluência de Bazant e Panula [6] com os seguintes parâmetros que definem a forma da sua curva ao longo do tempo, $E_0 = 25$ GPa, $\varphi_1 = 2,8$, $\beta = 0,048$, $m = 0,42$ e $n = 0,22$, correspondendo à fluência de um betão afetado pelo efeito das

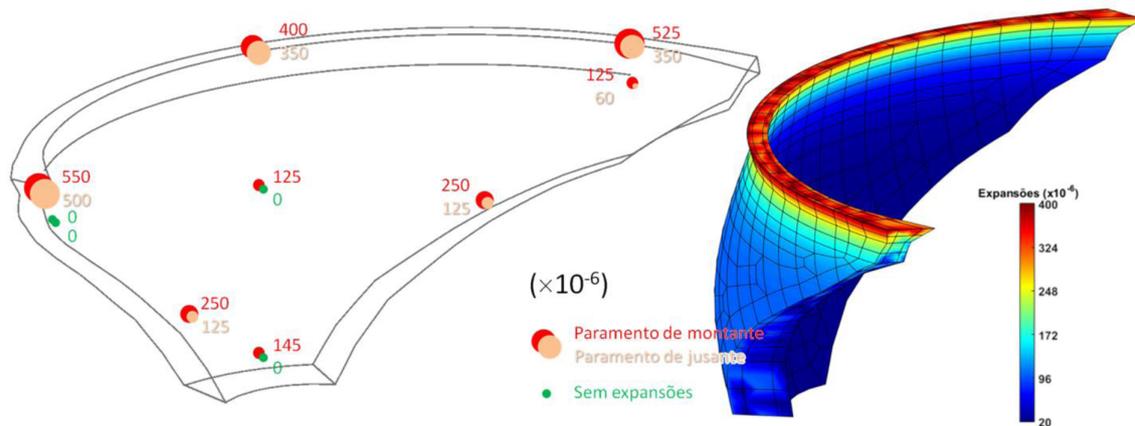


Figura 3 Valores acumulados de expansões desde 1982 até 2018. Do lado esquerdo apresentam-se os resultados medidos nos extensómetros corretores instalados no corpo da barragem e do lado direito apresenta-se o campo considerado para o MEF

reações expansivas, que é, neste caso, cerca do dobro da fluência inicialmente estimada para o betão intacto (existem evidências da ocorrência de expansões, visíveis à vista desarmada através de exsudações de gel nas galerias de inspeção superiores); (iv) o efeito

de fluência do PP é estimado através dos mesmos coeficientes de fluência aplicados aos deslocamentos elásticos determinados através do MEF para a ação do PP; (v) o efeito do tempo associado às expansões é dado através de uma curva em forma de sigmóide

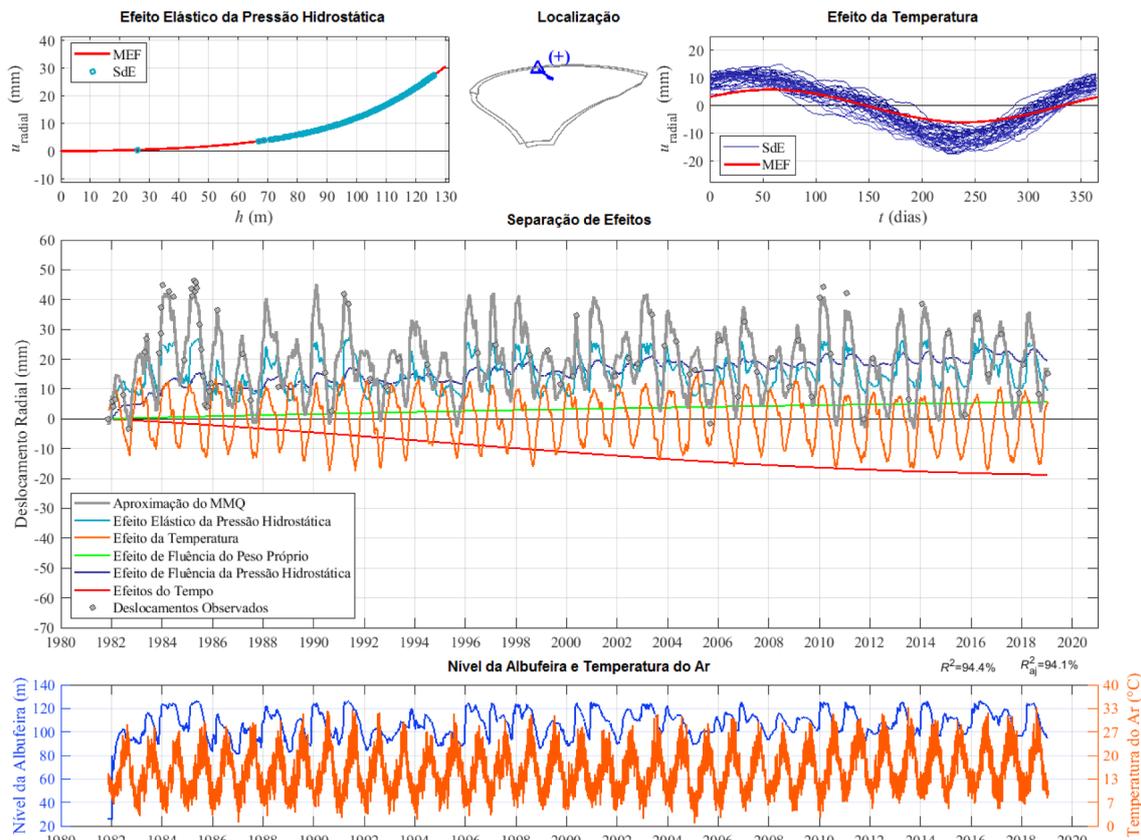


Figura 4 Resultados da separação de efeitos do tipo HSCT-FE: análise da história do deslocamento radial medido por triangulação na marca posicionada no bloco KL à cota 295 m

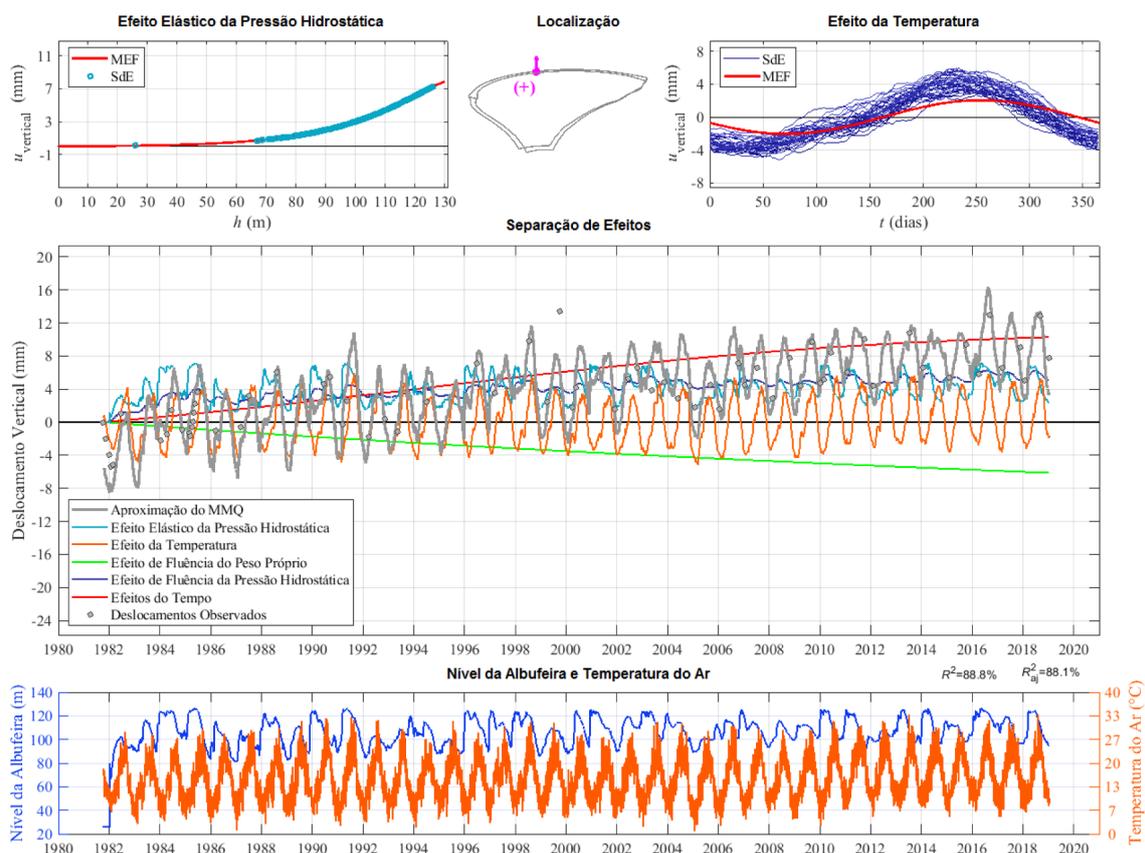


Figura 5 Resultados da separação de efeitos do tipo HSCT-FE: análise da história do deslocamento vertical no topo da consola central

considerando um tempo de *half-swelling* de 15 mil dias (cerca de 40 anos).

A Figura 4 apresenta os resultados dos modelos HSCT-FE para o deslocamento radial na marca de triangulação localizada no topo da consola central. Desta análise é possível verificar o bom ajustamento obtido entre o modelo estatístico (HSCT-FE) e o modelo numérico (MEF) para o efeito elástico da PH e para o efeito da temperatura (gráficos superior esquerdo e direito, respetivamente, da figura). No gráfico referente ao efeito elástico da PH, com o aumento do nível da albufeira, há um aumento do deslocamento radial, com um valor máximo aproximado de cerca de 30 mm. No gráfico referente ao efeito da temperatura, o deslocamento anual máximo, tanto para o arrefecimento do inverno como para aquecimento do verão, é de aproximadamente 12,5 mm no sentido de jusante para o inverno e no sentido oposto no verão, isto no período de tempo considerado na análise. Naturalmente, o efeito da temperatura segue um comportamento harmónico.

No gráfico central de separação de efeitos da Figura 4 é observável, ao longo do tempo, um bom ajustamento entre a aproximação obtida por aplicação do MMQ e as observações. A componente de fluência do PP apresenta, para o período em análise, um valor acumulado reduzido (no início do período da análise o PP já está

instalado na estrutura há cerca de 30 anos, portanto, num betão com esta idade, esta ligeira variação devido ao efeito de fluência também era esperada). Relativamente à componente elástica da PH, a mesma segue a variação do nível da albufeira com deslocamentos no sentido de jusante.

A variação da componente de fluência da PH apresenta, tal como esperado, um aumento ao longo do tempo até ao valor máximo de cerca de 25 mm no sentido de jusante. O efeito das expansões está direcionado para montante com um valor máximo acumulado de aproximadamente 20 mm para o período de 1980 até 2018.

Na figura 5 apresentam-se os resultados da análise da história do deslocamento vertical no topo da consola central utilizando o presente modelo de separação de efeitos do tipo HSCT-FE. Como se pode verificar é claramente identificada uma parcela de empolamento progressivo associada às expansões e duas componentes de fluência em sentidos opostos: uma de assentamento progressivo associada ao peso próprio e uma de empolamento associada à pressão hidrostática.

Na Figura 6 analisam-se os deslocamentos devidos às expansões (1982-2018) comparando os resultados da separação de efeitos (modelo HSCT-FE) com os resultados numéricos obtidos com o modelo de elementos finitos. No topo da Figura 6 comparam-se

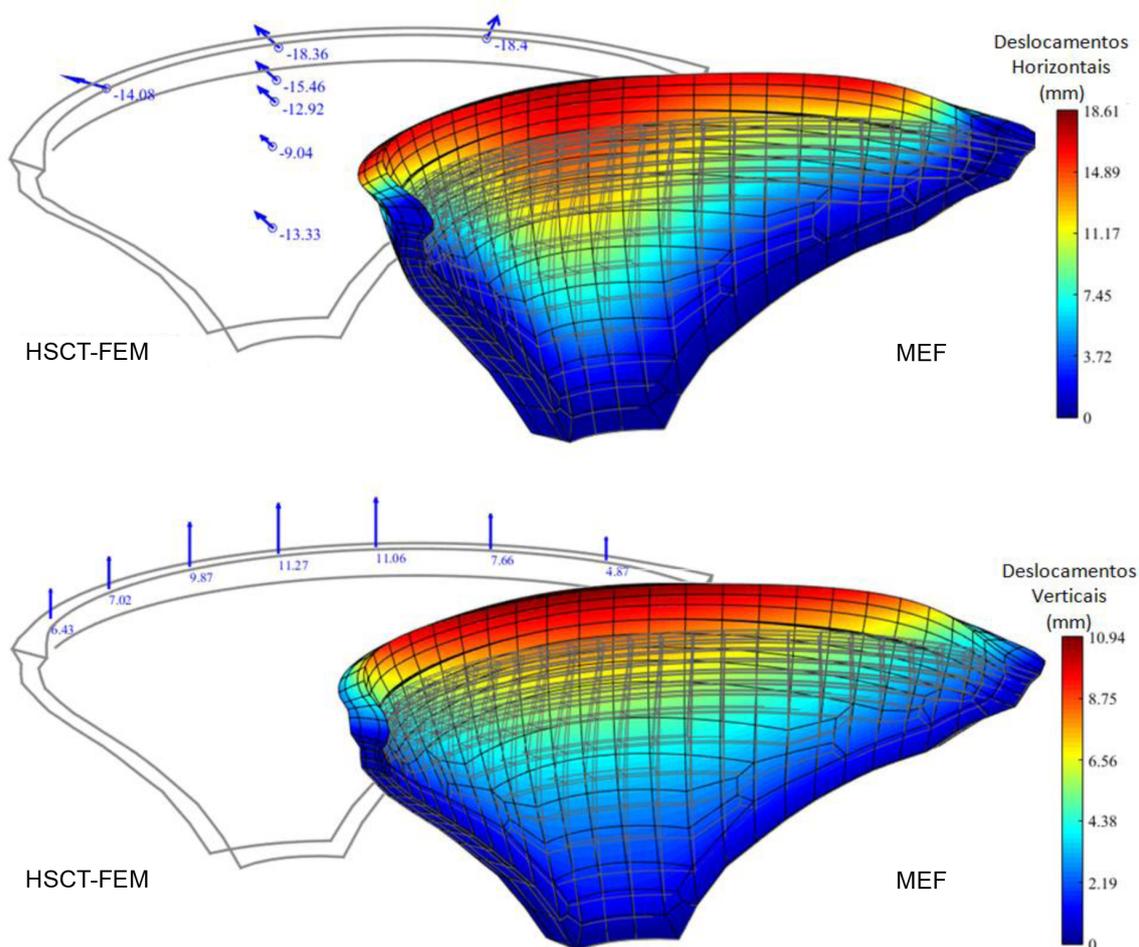


Figura 6 Efeito das expansões. Comparação dos resultados dos modelos HSCT-FE com o MEF. (topo) Deslocamentos radiais. (fundo) Deslocamentos verticais

os resultados referentes aos deslocamentos radiais e no fundo da mesma comparam-se os resultados referentes aos deslocamentos verticais. Como se pode verificar obtêm-se um bom acordo entre os resultados do modelo de separação de efeitos e os resultados numéricos do MEF, tanto para a componente radial como para a componente vertical dos deslocamentos, o que é um bom indicador da adequabilidade de ambos os modelos.

Na Figura 6 é possível verificar que, devido às expansões (1982-2018), ocorrem maiores deslocamentos radiais junto ao coroamento, na direção de montante, com valores máximos no topo da consola central, e decrescendo tanto na direção dos encontros como na direção do pé da barragem. Os deslocamentos verticais também apresentam valores máximos no topo da consola central. De forma geral pode-se verificar que existe um bom ajuste global entre os deslocamentos calculados e os identificados por separação de efeitos. Por exemplo, no topo da consola central, o deslocamento radial obtido por separação de efeitos, através dos modelos HSCT-FE, é de cerca de 18 mm, idêntico ao valor obtido através do MEF, na mesma localização. Similarmemente, os deslocamentos

verticais obtidos por ambos os modelos, na mesma localização, são de aproximadamente 11 mm.

4 Conclusões

A metodologia apresentada, usando modelos híbridos de separação de efeitos do tipo HSCT-FE, aplicada à análise dos deslocamentos observados na barragem do Cabril, permitiu verificar que o campo de deslocamentos devido à ação expansiva (1982-2018) obtido por separação de efeitos é coerente com o respetivo campo de deslocamentos calculado numericamente com o modelo de elementos finitos validado da barragem, quer em termos das componentes radiais quer em termos das componentes verticais. No modelo de elementos finitos foi considerada uma ação expansiva compatível com os valores das extensões medidas nos extensómetros corretores, de forma a validar os seus resultados. O bom acordo obtido exigiu que, no modelo de separação de efeitos, fossem consideradas separadamente as parcelas de fluência do peso próprio e da pressão hidrostática e que fosse utilizada uma função

de fluência corrigida, maior do que a inicialmente prevista para o betão intacto. Ou seja, foi necessário considerar que, sendo o betão afetado por reações expansivas, a respetiva fluência é cerca do dobro da inicialmente estimada para o betão intacto.

Referências

- [1] Ramos M. (1985) – Consideração da reologia do betão no comportamento de barragens, Tese de especialista, LNEC.
- [2] Ramos, M.; Pinho, J. (1987) – A new method for quantitative analysis of dam displacements. In: III Int. Conf. on Computational Methods and Experimental Measurements. Porto.
- [3] Batista, A.; Ramos, J.; Oliveira, S.; Gomes, P. (2002) – Models for safety control of concrete dams. In: 3rd International Conference on Dam Engineering: pp. 1:8. CI Premier. Singapura.
- [4] Oliveira, S. (2000) – Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo. Formulações de dano, Tese de doutoramento, FEUP.
- [5] Willm, G.; Beaujoint, N. (1967) – Les méthodes de surveillance des barrages au service de la Production Hydraulique d'Electricité de France; Problèmes anciens e solutions nouvelles. In the Proceedings of the IX ICOLD Congress, Istambul, R.30, Q.34.
- [6] Bazant, Z.P.; Panula, L. (1979) – Practical prediction of time dependent deformations of concrete. Materials & Structures.
- [7] Larive, G. (1997) – Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques. Tese de doutoramento, École Nacional de Ponts et Chaussées.

Resistência ao corte de vigas e lajes reforçadas com uma camada de UHPFRC

Shear strength of beams and slabs strengthened with a UHPFRC layer

Mário Pimentel
Aurélio Sine
Sandra Nunes

Resumo

A reabilitação e reforço de vigas e lajes de betão através de deposição de uma camada de compósito cimentício de ultra-elevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC na sigla em Inglês) tem vindo a afirmar-se como uma técnica competitiva, possibilitando incrementos significativos da resistência à flexão na secção de momentos negativos. No entanto, este incremento da capacidade de carga pode ser condicionada pela resistência ao esforço transversal, sendo ainda limitados tanto a evidência experimental como os modelos mecânicos que permitam explicar a contribuição da camada de UHPFRC para o reforço face ao modo de rotura por corte.

Neste trabalho são apresentados os resultados de uma campanha experimental em que se estudou o efeito da taxa de armadura longitudinal e o efeito de escala na resistência ao corte de vigas (ou faixas de laje) sem armadura transversal. Os resultados são comparados com as previsões de um modelo analítico.

Abstract

Strengthening existing reinforced concrete (RC) beams and slabs using a thin layer of ultra-high performance fibre reinforced cementitious composites (UHPFRC), plain or reinforced with ordinary steel bars, has been shown to be an effective way of increasing the flexural capacity in hogging moment regions. However, as the increase in the flexural strength can be very significant, the shear strength may govern the capacity of the strengthened element. In this regard, the available experimental evidence concerning the shear strength of composite RC-UHPFRC beams and slabs is relatively limited. In this work, the results of an experimental campaign are presented where the influence of important parameters was systematically evaluated, namely the reinforcement ratios in the original RC beam and the new UHPFRC layer, and the size effect. An analytical approach for calculating the shear strength is evaluated.

Palavras-chave: Compósito cimentício de ultra-elevado desempenho reforçado com fibras (UHPFRC) / Reforço / Esforço transversal

Keywords: Ultra-high performance fibre-reinforced cementitious composites (UHPFRC) / Reinforced concrete beams / Shear / strengthening

Mário Pimentel

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

Aurélio Sine

CONSTRUCT – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Portugal
Laboratório de Engenharia de Moçambique, Instituto Público -
LEM, IP
Moçambique

Sandra Nunes

CONSTRUCT – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Portugal

1 Introdução

A reabilitação e reforço de vigas e lajes de betão armado com uma camada de UHPFRC betonada sobre a face superior do elemento existente tem-se revelado uma técnica eficiente [1], na medida em que é compatível com intervenções rápidas e permite aumentar de forma significativa a resistência à flexão das zonas de momento negativo [2][3]. Para além do reforço, também a durabilidade do elemento existente pode ser melhorada em virtude das excelentes propriedades do UHPFRC relativas ao transporte de líquidos e gases [4], mesmo quando submetido a tensões de tração decorrentes das cargas de serviço. No caso de lajes, elementos nos quais o betão comprimido está fracamente solicitado, demonstra-se que a resistência à flexão pode ser facilmente duplicada. No que diz respeito ao incremento da resistência ao corte, a evidência experimental é ainda escassa [5][6][7] e indica que também pode ser significativo. A camada de UHPFRC atua não só como uma armadura adicional de grande rigidez, melhorando a capacidade de transferência de tensões de corte através das fissuras inclinadas, Figura 1 (a), mas possibilita ainda a formação do mecanismo resistente alternativo após a formação da fissura crítica de corte-flexão ilustrado na Figura 1 (b) [8][9][10].

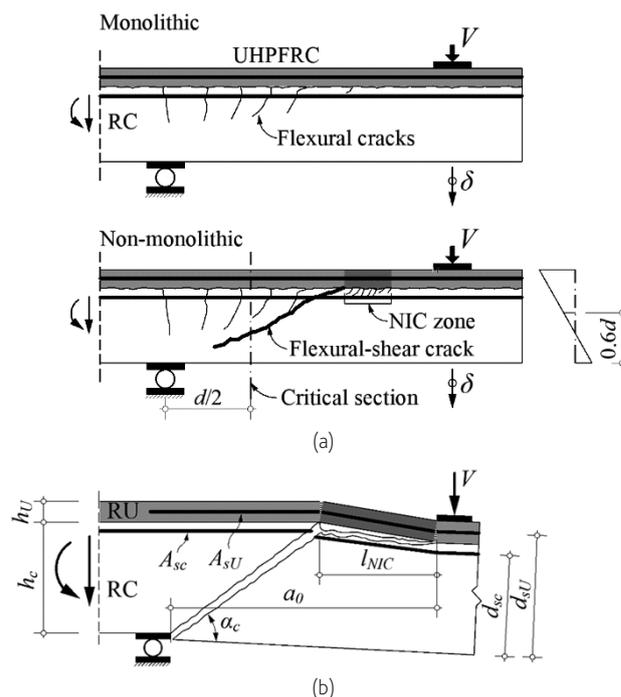


Figura 1 Rotura por corte-flexão de vigas compostas RC-UHPFRC

Neste trabalho apresentam-se os resultados de uma campanha experimental desenvolvida com o intuito de evidenciar o efeito na resistência ao esforço transversal de lajes e vigas sem estribos reforçadas com uma camada de UHPFRC, da taxa de armadura no substrato e na camada de reforço, assim como o efeito de escala normalmente associado aos modos de rotura caracterizados pela propagação de uma fissura crítica.

Aviso legal

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

Legal notice

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

Pimentel, M. [et al.] – Resistência ao corte de vigas e lajes reforçadas com uma camada de UHPFRC. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 81-88.

2 Cálculo da resistência ao corte

O modelo aqui descrito foi desenvolvido na EPFL [9] e [10] e serve de base às provisões da norma Suíça SIA 2052-2016 [11] para o dimensionamento de vigas e lajes mistas betão armado-UHPFRC. A resistência ao corte é determinada recorrendo ao teorema do limite superior da teoria da plasticidade considerando o mecanismo de rotura esquematizado na Figura 1 (b). Após manipulação matemática das equações do trabalho exterior e da dissipação associada ao mecanismo de rotura assumido [8], obtém-se a seguinte equação para o esboço transversal resistente de uma laje/viga sem armadura transversal:

$$V_{Rt} = V_{pc,c} + V_{pc,U} \quad (1)$$

em que a parcela atribuível ao betão vem dada por:

$$V_{pc,c} = \frac{1}{2} f_{ce} b \left[\frac{x}{\sin \alpha_c} (1 - \cos \alpha_c) \right] \quad (2)$$

e a parcela atribuível à camada de UHPFRC por:

$$V_{pc,U} = 2 \frac{M_U}{l_{NIC}} \quad (3)$$

A variável M_U é o momento fletor resistente da camada de UHPFRC que, de acordo com o mecanismo considerado, forma duas rótulas plásticas. Este momento pode ser estimado de forma simplificada e conservativa por:

$$M_U = f_{syU} \rho_{sU} h_U b (h_U/2 - x_U/2) + f_{utu} b (h_U - x_U) (h_U/2 - x_U) \quad (4)$$

em que:

$$x_U = \begin{cases} \frac{h_U f_{utu}}{0,5 f_{uc} + f_{utu}}; \rho_{sU} = 0 \\ \frac{\rho_{sU} h_U f_{syU}}{0,5 f_{uc}}; \rho_{sU} > 0 \end{cases} \quad (5)$$

e $\rho_{sU} = A_{sU}/(h_U \cdot b)$ é a taxa de armadura na camada de reforço.

Sendo este um modelo baseado no teorema do limite superior torna-se necessário encontrar o mecanismo associado à menor carga de colapso. Notando que a distância livre entre a face do apoio e a placa onde é introduzida a força vale (ver Figura 1 (b)):

$$l_{NIC} = a_0 - \frac{d_{sc}}{\operatorname{tg} \alpha_c} \quad (6)$$

é necessário encontrar o ângulo α_c que minimiza V_R . Note-se que quanto menor for l_{NIC} , maior será a parcela equilibrada pela camada de UHPFRC, $V_{pc,U}$, e menor a parcela equilibrada pelo betão, $V_{pc,c}$. Em geral o ângulo α_c é próximo de 30°.

Sendo este um modelo baseado na teoria da plasticidade, não permite descrever os efeitos de escala normalmente associados aos modos de rotura que envolvem a dissipação de energia ao longo de uma fissura localizada.

3 Campanha experimental

3.1 Geometria e armaduras das vigas

A campanha experimental compreendeu o ensaio de 16 vigas com o esquema estático e secções transversais tipo identificados na Figura 2. A Tabela 1 apresenta o resumo de todos os parâmetros que definem a geometria e a armadura das vigas ensaiadas. As vigas estão divididas em 3 séries: VT – com o objetivo de estudar o efeito da taxa de armadura e a espessura da camada de reforço; VB – com o objetivo de estudar o efeito da taxa de armadura no substrato; VS – com o objetivo de estudar o efeito de escala. A série VT contém ainda duas vigas de referência, a viga VT1 representativa da viga original antes do reforço e a viga VT2 com a mesma altura e armadura que a viga reforçada VT-RU2. Em geral, a camada de reforço tem 50 mm de espessura. As vigas da série VS são geometricamente idênticas mas com dimensões distintas, com alturas totais de 230, 460 e 690 cm. Na série VS foram também ensaiadas 3 vigas de referência (VS1, VS2 e VS3).

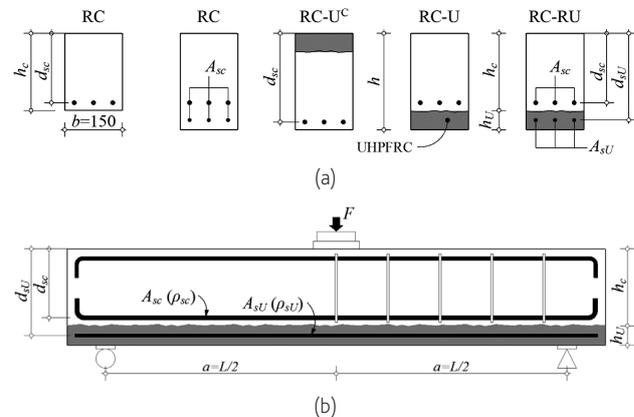


Figura 2 Geometria das vigas ensaiadas: (a) secções transversais tipo; (b) alçado tipo

3.2 Materiais

As vigas foram betonadas com betão pronto com máxima dimensão do agregado $d_g = 14$ mm. As propriedades obtidas à data do ensaio das vigas estão resumidas na Tabela 2, sendo que $f_{ct,sp}$ se refere à resistência à tração por compressão diametral. Ao contrário dos demais, o betão das vigas VS revelou um acréscimo muito significativo da resistência entre os 28 dias e os cerca de 280 dias de idade à data do ensaio. O aço em varão utilizado é da classe de resistência A500, com a exceção dos varões Ø6 da viga VB0-RU que são em A400.

O UHPFRC consiste numa mistura desenvolvida na FEUP, estando a sua composição definida em [12]. A mistura é autocompactável, com matriz cimentícia constituída por cimento, filer calcário, sílica de fumo e areia fina. A dosagem de fibras é de 3% em volume (236 kg/m^3), tendo sido empregue uma mistura de fibras lisas de aço de alta resistência com comprimentos $l_f = 9$ e 12 mm e diâmetro $d_f = 0,175$ mm (50% de cada). O comportamento à tração foi

Tabela 1 Especificações das vigas ensaiadas

Série	Vigas	Secção tipo	h [mm]	a = L/2 [mm]	Substrato em betão				Camada de reforço UHPFRC			
					h _c [mm]	d _{sc} [mm]	Varões	ρ _{sc} [%]	h _U [mm]	d _{su} [mm]	Varões	ρ _{su} [%]
VT	VT1	RC	215	600	215	180	3φ12	1,26	–	–	–	–
	VT2	RC	250	600	250	200	3φ12 + 3φ10	1,93	–	–	–	–
	VT-U3	RC-U	230	600	200	180	3φ12	1,26	30	–	–	0,00
	VT-U5		250						50	–		
	VT-RU1	RC-RU	250	600	200	180	3φ12	1,26	50	225	2φ10	2,09
	VT-RU2										3φ10	3,15
	VT-RU3										3φ12	4,52
VB	VB0-RU	RC-RU	250	600	200	180	2φ6	0,21	50	225	3φ12	4,52
	VB1-RU						2φ10	0,58				
	VB2-RU						2φ12	0,84				
VS	VS1	RC	200	600	200	180	3φ12	1,26	–	–	–	–
	VS2		400	1200	400	360	6φ12					
	VS3		600	1800	600	540	9φ12					
	VS1-RU	RC-RU	230	600	200	180	3φ12	30	215	2φ8	2,24	
	VS2-RU		460	1200	400	360	6φ12	60	430	4φ8		
	VS3-RU		690	1800	600	540	9φ12	90	645	6φ8		

caracterizado em [12]. Com base no modelo desenvolvido em [13] é possível estimar que numa camada de 50 mm de espessura com orientação aleatória das fibras o material exiba endurecimento sob tração direta com a tensão limite de elasticidade f_{Ute} , resistência à tração f_{Utu} e a extensão de tração correspondente à tensão de pico ε_{Utu} indicadas na Tabela 2.

Tabela 2 Propriedades mecânicas do betão e do UHPFRC

Série	Betão (data de ensaio)			UHPFRC (28 dias)				
	E _c [GPa]	f _c [MPa]	f _{ct,sp} [MPa]	E _U [GPa]	f _{Uc} [MPa]	f _{Ute} [MPa]	f _{Utu} [MPa]	ε _{Utu} [%]
VT a)	31	35	3,1					
VB	28	37	2,8	48	135	7,0	7,8	2,5
VS	33	50	3,8					

a) exceto VT2, em que f_c = 28 MPa e f_{ct,sp} = 2,6 MPa.

3.3 Procedimento de reforço

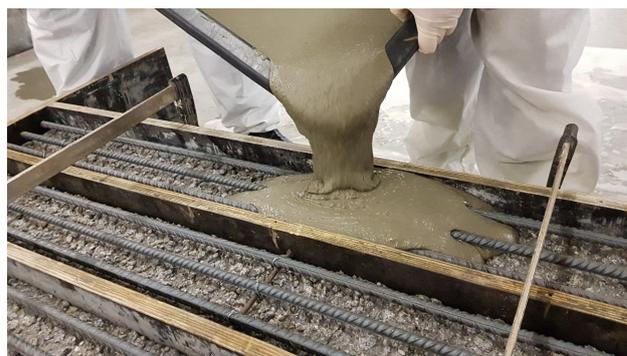
O recobrimento das vigas das séries VB e VS foi removido com recurso a hidrodemolição com jato de água de alta pressão, ver Figura 3 (a). Este procedimento permitiu remover uma camada de cerca de 10 mm, expondo o agregado grosso e criando uma superfície rugosa. Nas vigas da série VT foi utilizado um martelo pneumático para efetuar esta remoção da camada superior. Este procedimento não é, no entanto, aconselhável em virtude da possibilidade de danificação do betão do substrato e da menor qualidade da superfície final. A superfície foi limpa e, antes da betonagem das camadas de reforço, foi mantida saturada para não absorver água do material do reforço. A betonagem do UHPFRC consistiu simplesmente na deposição do material, tal como se evidencia na Figura 3 (b).

3.4 Arranjo experimental e instrumentação

As vigas foram testadas sob a ação de uma carga a meio vão aplicada com um servoatuador com controlo de deslocamento do êmbolo a uma taxa de 0,02 mm/s. A instrumentação consistiu na colocação de 7 LVDTs para medir os deslocamentos identificados na Figura 4. Aqui apenas se apresentarão as curvas esforço transversal versus deslocamento a meio vão (δ_v).



(a)



(b)

Figura 3 Reforço das vigas: (a) Hidrodemolição de 10 mm da camada de recobrimento superior; (b) betonagem da nova camada de UHPFRC.

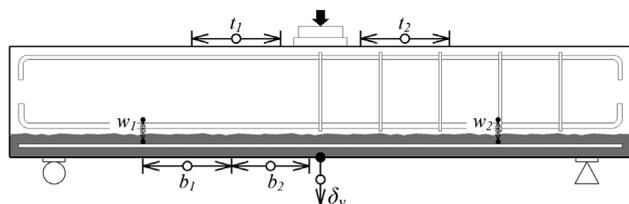


Figura 4 Instrumentação das vigas

4 Resultados e discussão

Padrões típicos de fendilhação de vigas das séries VT e VB são apresentados na Figura 5. Na Figura 6 apresenta-se uma fotografia da viga VS-RU2 após o ensaio. Em geral as vigas reforçadas evidenciaram um comportamento similar. Após uma fase em que apenas eram visíveis fendas verticais de flexão, a abertura de fendas no betão designadas por NIC (*near interface cracks*) na Figura 1 (a), imediatamente acima da interface entre o betão e a camada de UHPFRC, permitiu o desenvolvimento visível da fissura crítica de corte-flexão. Este instante marca o fim da fase em que a secção compósita tem funcionamento monolítico e pode facilmente ser identificado nas curvas força-deslocamento da Figura 7 por um máximo local da força. Aquando da propagação da fenda diagonal

a força desce ligeiramente, sendo recuperada em seguida. Após este instante desenvolve-se o mecanismo alternativo identificado na Figura 1 (b), no qual a camada de UHPFRC funciona como uma viga sujeita a dupla curvatura sendo responsável pelo equilíbrio de uma fração da força de corte atuante. A rotura ocorre quando a fenda diagonal atravessa o betão comprimido na face superior das vigas, junto à placa de introdução de carga. As vigas da série VS evidenciaram um comportamento ligeiramente distinto na medida em que após a propagação da fenda diagonal de corte-flexão, a carga não mais recuperou os valores anteriormente atingidos, pelo que esse instante corresponde à rotura das vigas.

Os resultados estão resumidos na Tabela 3 e as curvas esforço transversal – deslocamento a meio vão na Figura 7. Verifica-se que no caso das vigas sem armadura na camada de reforço a ductilidade aumentou significativamente face à viga de referência VT1. Verificou-se também que a resistência vem praticamente limitada pela capacidade resistente à flexão das vigas reforçadas. Já no caso das vigas contendo armadura na camada de reforço foram obtidos acréscimos de resistência muito significativos, tendo sido possível em certos casos duplicar a resistência ao corte da viga de referência.

O modelo descrito na secção 2 foi utilizado para calcular a resistência das vigas reforçadas, estando os resultados também expostos na Tabela 3. Consta-se que o modelo é conservativo para as vigas de reduzida espessura, representativas da dimensão de lajes correntes

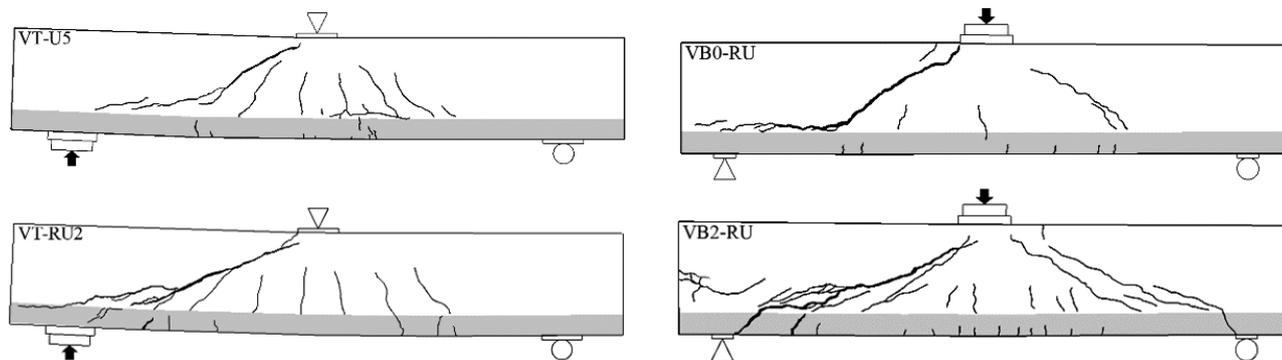


Figura 5 Padrão de fendilhação representativo de vigas da série VT e VB



Figura 6 Padrão de fendilhação da viga VS2-RU após o ensaio

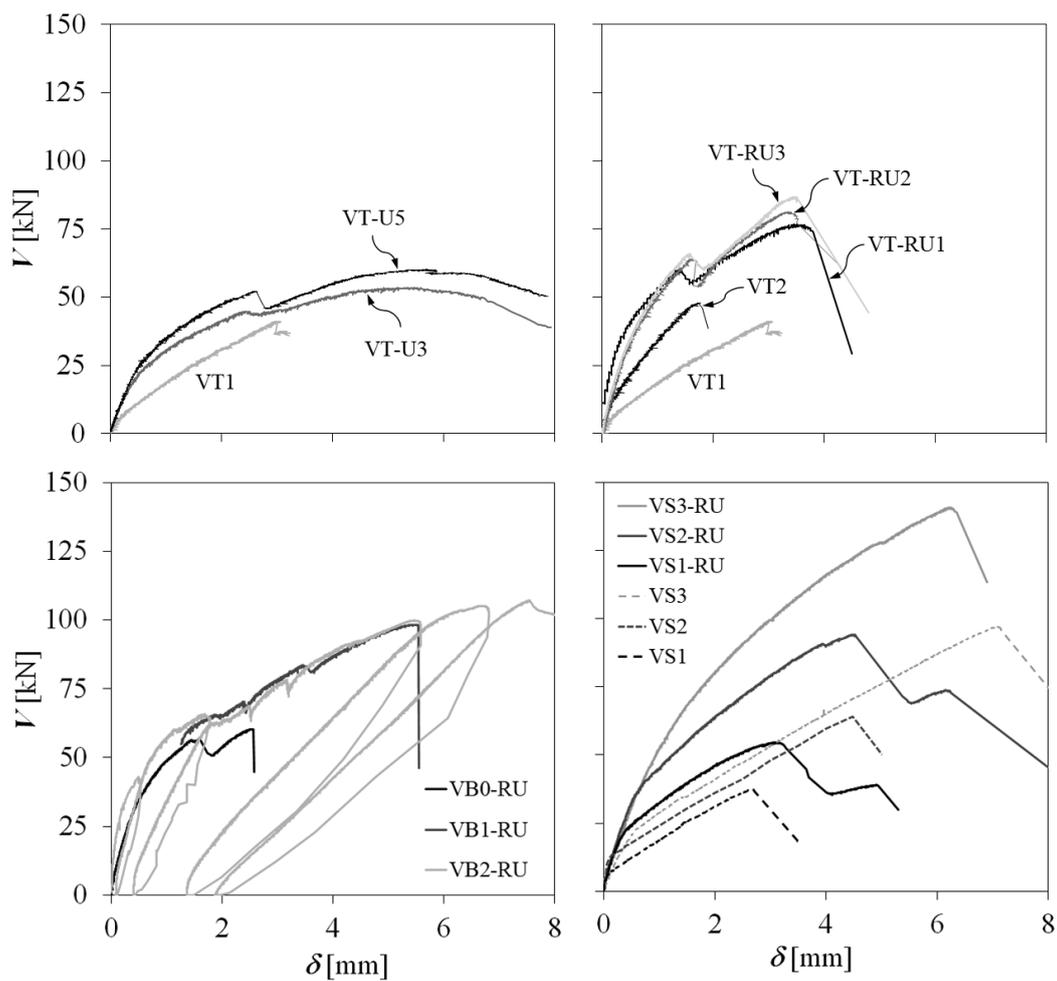


Figura 7 Curvas esforço transversal – deslocamento a meio vão

de edifícios. No entanto, tal como seria de esperar num modelo baseado na teoria da análise limite, não é capaz de reproduzir o efeito de escala e fornece estimativas não conservativas da resistência para as vigas de maior espessura (VS2-RU e VS3-RU). Na referência [8] é descrito um modelo capaz de produzir com grande precisão a carga correspondente à propagação da fissura crítica e que pode ser usado de forma conservativa para prever a resistência ao corte de vigas ou lajes de maior espessura, tendo em conta o efeito de escala.

Tabela 3 Resumo dos resultados experimentais e comparação com os valores calculados

Beam	V_{crit}^{exp} [kN]	V_R^{exp} [kN]	V_R^{calc} [kN]	V_R^{exp} / V_{flex}	V_R^{exp} / V_R^{calc}
VT1	41,1	41,1	–	0,83	–
VT2	46,9	46,9	–	0,51	–
VT-U3	44,8	53,4	38,4	0,91	1,39
VT-U5	52,1	60,2	43,9	0,91	1,37
VT-RU1	61,0	76,8	64,5	0,82	1,19
VT-RU2	63,0	81,3	69,0	0,76	1,18
VT-RU3	66,9	86,8	71,9	0,70	1,21
VB0-RU	56,3	60,3	66,2	0,72	0,91
VB1-RU	57,5	98,3	69,2	1,01	1,42
VB2-RU	65,8	107,1	72,5	1,01	1,48
VS1	37,6	37,6	–	0,74	–
VS2	64,0	64,0	–	0,63	–
VS3	97,1	97,1	–	0,64	–
VS1-RU	54,5	54,5	54,3	0,71	1,00
VS2-RU	94,1	94,1	109,0	0,62	0,86
VS3-RU	140,6	140,6	163,6	0,61	0,86

V_{crit} esfoço transversal correspondente à propagação da fenda crítica de corte – flexão

V_R esfoço transversal na rotura

V_{flex} esfoço transversal correspondente ao esgotamento da capacidade em flexão calculada

5 Conclusões

Foi desenvolvida uma campanha experimental para estudar de forma sistemática o efeito de diversas variáveis na resistência ao esfoço transversal de lajes/vigas de betão armado reforçadas na face tracionada com uma camada de UHPFRC. As variáveis analisadas foram o efeito de escala, a taxa de armadura na viga original, a taxa de armadura da camada de reforço e a espessura da camada. Foram ainda ensaiadas vigas de referência, sem reforço.

Foi possível confirmar o acréscimo de resistência ao esfoço transversal que é possível obter com esta técnica, sendo possível em muitos casos duplicar a resistência ao corte sem armadura transversal da viga de referência.

As cargas de rotura experimentais foram comparadas com a resistência calculada com o modelo que serve de base à norma Suíça SIA 2052-2016, tendo-se concluído que o modelo é conservativo

quando aplicado a lajes com espessuras típicas de lajes correntes de edifícios. No entanto o modelo não é conservativo quando aplicado a elementos espessos, na medida em que não reproduz o efeito de escala.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Financiamento Base (UIDB/04708/2020) e programático (UIDP/04708/2020) da Unidade de Investigação CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções – através da FCT/MCTES (PIDDAC); projeto UHPGRADE (PTDC/ECI-EST/31777/2017) financiado pelo FEDER através do COMPETE2020-POCI e por fundos nacionais através da FCT/MCTES (PIDDAC). Os autores agradecem o apoio do "Laboratório de Engenharia de Moçambique, Instituto Público (LEM, IP) e da Fundação Calouste Gulbenkian através da bolsa de doutoramento nº144945 atribuída ao segundo autor, e a colaboração das empresas LimpaCanal, Concremat, Secil, Omya Comital, Sika, MC-Bauchemie e Krampeharex.

Referências

- [1] Brühwiler, E.; Denarié, E. (2013) – Rehabilitation and Strengthening of Concrete Structures Using Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete. *Structural Engineering International* 23 (4): 450-57.
- [2] Habel, K.; Denarié, E.; Brühwiler, E. (2007) – Experimental Investigation of Composite Concrete and Conventional Concrete Members. *ACI Structural Journal*, no. 104: 93-101.
- [3] Oesterlee, C. (2010) – Structural Response of Reinforced UHPFRC and RC Composite Members. *École Polytechnique et Fédérale de Lausanne*, PhD Thesis.
- [4] Matos, A. M.; Nunes, S.; Costa, C.; Barroso Aguiar, J.L. (2021) – Durability of na UHPFRC containing spent equilibrium catalyst. *Construction and Building Materials*, 305, 124681.
- [5] Noshiravani, T.; Brühwiler, E. (2013) – Experimental Investigation on Reinforced Ultra-High- Performance Fiber-Reinforced Concrete Composite Beams Subjected to Combined Bending and Shear. *ACI Structural Journal* 110 (2).
- [6] Noshiravani, T.; Brühwiler, E. (2013) – Rotation Capacity and Stress Redistribution Ability of R-UHPFRC-RC Composite Continuous Beams: An Experimental Investigation. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 46 (12): 2013-28.
- [7] Pimentel, M.; Nunes, S. (2016) – Experimental Tests on RC Beams Reinforced with a UHPFRC Layer Failing in Bending and Shear. *Proc. of 4th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Materials (HiPerMat)*.
- [8] Sine, A. (2021) – Strengthening of reinforced concrete elements with UHPFRC. *Universidade do Porto, Faculdade de Engenharia*. PhD Thesis.
- [9] Noshiravani, T.; Brühwiler, E. (2014) – Analytical Model for Predicting Response and Flexure-Shear Resistance of Composite Beams Combining Reinforced Ultrahigh Performance Fiber-Reinforced Concrete and Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*.
- [10] Bastien-Masse, M.; Brühwiler, E. (2016) – Contribution of R-UHPFRC Strengthening Layers to the Shear Resistance of RC Elements. *Proc. of HiPerMat 2016-4th International Symposium on Ultra-High Performance Concrete and High Performance Materials*.

- [11] SIA 2052 - 2016 – Béton fibré ultra-performant (BFUP) - Matériaux, dimensionnement et execution.
- [12] Abrishambaf, A.; Pimentel, M.; Nunes, S. 2017 – "Influence of Fibre Orientation on the Tensile Behaviour of Ultra-High Performance Fibre Reinforced Cementitious Composites." *Cement and Concrete Research*, 28-40.
- [13] Abrishambaf, A.; Pimentel, M.; Nunes, S. (2019) – A Meso-Mechanical Model to Simulate the Tensile Behaviour of Ultra-High Performance Fibre-Reinforced Cementitious Composites. *Composite Structures* 222.

The revolution of concrete to concrete connections with post-installed rebar

Revolução das ligações betão-betão em selagens com varões nervurados pós-instalados

Bárbara Campelo
Joana Correia
Jörg Appl

Abstract

Post-installed rebar connections have become a trusted, everyday solution in recent years for reinforced concrete structures.

They are used in both retrofit work and in new construction for a wide range of applications like slab-to-wall connections, anchoring of stair landings, connecting cantilever slabs with slabs or anchoring columns in existing foundations.

Until as recently as 2018, post-installed rebar was assessed through Technical Report 023, which was then superseded by the European Assessment Document EAD 330087.

After several years of intense research, the Technical Report TR 069, broadens the scope of post-installed rebar applications to moment resisting reinforced concrete connections without the necessary execution as splice.

Hilti can now offer you a revolutionary system for moment resisting post-installed rebar connections, consisting of:

- A brand-new design method – TR 069;
- A new product – Hilti HIT-HY 200-R V3 injectable mortar;
- New software – PROFIS Rebar.

Keywords: Normalization / Project / Rehabilitation / Post-installed / New construction

Resumo

Cada vez se torna mais comum a utilização de ligações pós-instaladas na conexão de elementos de betão existente a elementos de betão novo através da selagem de varões nervurados.

Esta solução pode ser encontrada tanto em obras de construção nova como de reabilitação, em diversas aplicações – ligações parede-laje, varões para arranque de escadas, prolongamento de lajes ou arranque de pilares em fundações.

Até 2018, o dimensionamento de ligações pós-instaladas com selagem de varões nervurados era avaliado através do Relatório Técnico TR 023 que foi depois substituído pelo EAD 330087.

Após intensivos anos de investigação, surge o novo Relatório Técnico TR 069, que amplia o espectro de soluções onde as ligações pós-instaladas poderão ser aplicadas.

A Hilti pode agora oferecer um sistema revolucionário para este tipo de ligações, consistindo em:

- Um novo método de dimensionamento – TR 069;
- Um novo produto – a ancoragem química HIT-HY 200-R V3;
- Um novo software – PROFIS Rebar.

Palavras-chave: Normalização / Projeto / Reabilitação / Pós-instalado / Construção nova

Bárbara Campelo

Hilti Portugal
Lisboa, Portugal
barbara.campelo@hilti.com

Joana Correia

Hilti Portugal
Lisboa, Portugal
joana.correia@hilti.com

Jörg Appl

Hilti Deutschland
Kaufering
Deutschland
joerg.appl@hilti.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.

CAMPELO, B. [et al.] – The revolution of concrete to concrete connections with post-installed rebar. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 89-94.

1 Introduction

Until as recently as 2018, post-installed rebar was assessed through Technical Report 023, which was then superseded by the EAD 330087. Under EAD 330087 / TR 023, the design of post-installed rebar connections was carried out following the provisions of the valid European reinforced concrete standard – Eurocode 2. The assessment process in Eurocode 2 intends to verify the equivalency of the load-displacement behavior between cast-in and post-installed rebar. Furthermore, products could be qualified for post-installed rebar applications within the EOTA (European Organization for Technical Assessment) framework through an ETA (European Technical Approval) assessment. However, the application range was significantly limited.

To this day, post-installed rebar connections according to EAD 330087 can only be executed with straight rebar, which are permitted in accordance with EN 1992-1-1. Therefore, moment-resisting connections need to be executed with splices (i.e. planned overlap of a cast-in rebar with a post-installed rebar). This, however, is not feasible in many cases where advance planning is required and imposes a significant limitation on post-installed rebar design.

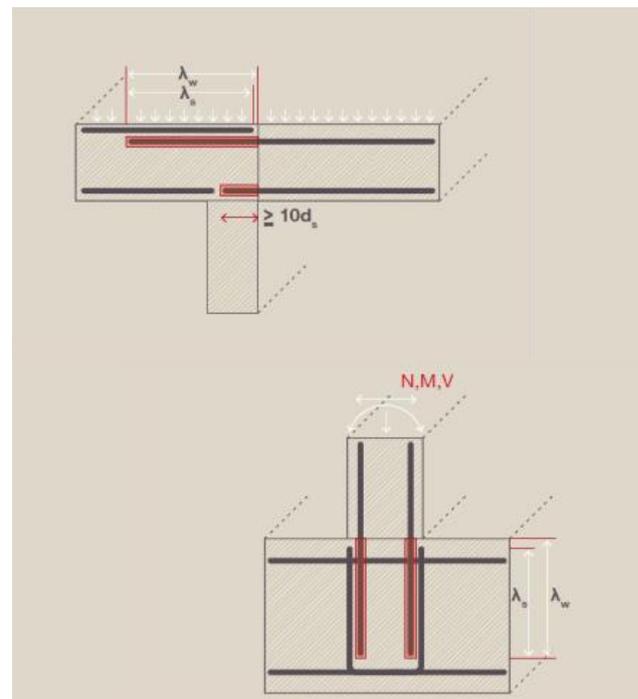


Figure 1 Execution of a post-installed, moment-resisting concrete rebar connection, slab-to-slab and column or wall by splicing, as required by EAD 330087 (schematic drawing)

This requirement to construct moment-resisting rebar connections using a splice can have a crucial impact on the construction workflow, economics and safety:

- A splice in new construction needs to be planned and be in place. This is not always the case;

- As concrete-pouring is done bit by bit, rebar can be exposed, which can lead to different issues such as complex logistics, damaged rebar and safety hazards;
- The load-bearing capacity of a splice consisting of two rebars with different properties is dependent of the lowest capacity of the rebar, i.e. the one that is cast-in. This limits the ability to fully leverage the higher capacity of the bond of post-installed rebar compared to cast-in rebar, thus resulting in overlap lengths that are uneconomical;
- In renovation, a rebar connection with splice needs to be executed by partial demolition to expose the existing rebar, weld the new rebar onto it and then close the connection with concrete again, all of which is very time- and thus cost-intensive.

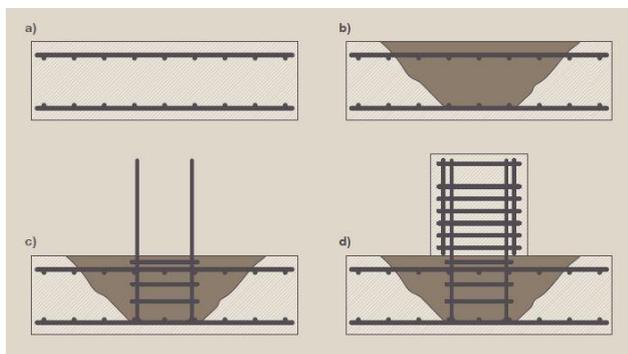


Figure 2 Schematic depiction of executing a rebar connection with partial demolition

After several years of intense research and testing, the Technical Report TR 069, published by EOTA (European Organization for Technical Assessment), broadens the scope of post-installed rebar applications. Hilti can now offer a revolutionary system for post-installed rebar connections, consisting of: a brand-new design method (TR 069), a new product with a wide range of ETAs for post-installed rebar applications (HY 200-R V3) and a new software updated with the new design method (PROFIS Rebar).

2 A milestone in post-installed rebar

2.1 The New Design Concept: TR069

The new technical report TR 069 – “Design method for anchorages of post-installed reinforcing bars (rebar) with improved bond-splitting behavior as compared to EN 1992-1-1” significantly broadens the scope of post-installed rebar applications, by giving us the possibility to start designing moment resisting structural joints without the need of execution as splice. The new report covers post-installed rebar connections in reinforced or unreinforced, normal weight, non-carbonated C20/25 to C50/60 concrete.

According to EN 1992-1-1 we need straight reinforcing steels to overlap as shown in Figure 3 in order to establish connections capable of bearing moments. Depending on the jobsite this it is not always easy to guarantee either because cast-in rebars are non-existing, a common scenario in rehabilitation projects, or because

the rebar has been misplaced or forgotten as discussed above. With this new technical report, we can now consider the concrete tensile strength to transfer the loads and start designing it also as a rigid (moment-resisting) connection. The load transfer between new and existing concrete members shall be verified in accordance with EC2 (e.g., shear transfer at the interface and shear resistance of connecting member as well as nodal panel). Furthermore, the safety concept (i.e. partial safety factors) adopted in TR 069 is the same as in EC2-1 (for steel yielding) and EC2-4 (for concrete cone and bond-splitting failure modes), ensuring a high level of compatibility of the design output of TR 069 in accordance with EC2.

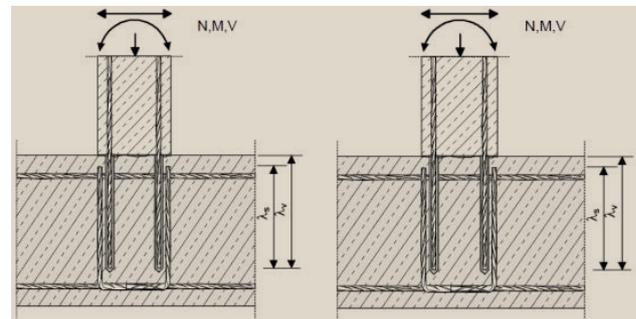


Figure 3 Example of the overlapping of the reinforcement steel (left) and without the reinforcement steel (right)

TR 069 considers the bond-splitting behavior of assessed injection systems in combination with rebars, which can happen depending on the existing concrete cover. Consequently, the qualification of the injection system (i.e. the product ETA) is an absolute mandatory requirement to design on European level according to this technical report. The product used for the post-installed rebar and designed with TR 069 must be assessed following the EAD 332402 “Post-Installed reinforcing bar (rebar) connections with improved bond-splitting behavior under static loading”. Note that an EAD 330087 for “normal” post-installed rebar connections is not sufficient.

Extensive research has shown that the bond-splitting behavior of qualified mortars like Hilti’s HY 200 R V3 is significantly better than cast-in rebar, i.e. the design value of the bond stress is higher than for embedded rebar for different thickness of concrete covers, thus allowing for optimized design.

2.1.1 Design principles with TR069

The EOTA TR 069 combines reinforced concrete design principles (EN 1992-1-1) with anchoring to concrete principles (EN 1992-4). The individual failure modes of the system connection are rebar steel yielding, concrete cone and bond/splitting. The design is based on the hierarchy of strength design principals, i.e. the lowest resistance of the individual failures model is decisive in addition. The requirements of EN 1992-1-1 in terms of minimum anchorage length must be fulfilled.

$$R_d \leq \min(N_{Rd,y}; N_{Rd,c}; N_{Rd,sp}) \quad (1)$$

Where:

$N_{Rd,y}$ design resistance to yielding

$N_{Rd,c}$ design concrete cone break out resistance

$N_{Rd,sp}$ design bond splitting resistance

Design resistance to yielding

The resistance to yielding is a function of rebar diameter and steel strength and can be obtained from the following equation:

$$N_{Rd,y} = N_{Rk,y} / \gamma_{Ms} \quad (2)$$

$$N_{Rk,y} = A_s \cdot f_{yk} \quad (3)$$

Where:

A_s cross sectional area of all tensioned post-installed rebars within the connection

f_{yk} yield strength

Design concrete cone break out resistance

The embedment depth is calculated from the interface between the old and the new concrete. This is where the concrete cone can occur, Figure 4.

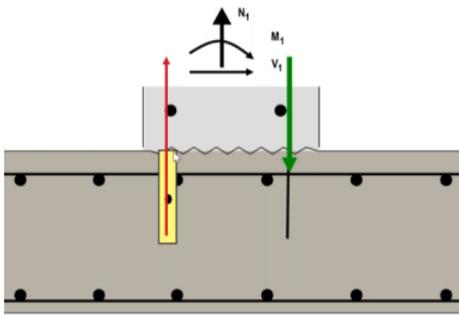


Figure 4 The yellow rectangle represents from where the embedment length is being considered

The characteristic resistance for the group of reinforcement under tension action resulting from the moment resisting mechanism shall be obtained as per the equation below:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot A_{c,N}^0 / A_{c,N}^0 \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec,N} \cdot \Psi_{M,N} \quad (4)$$

Where:

$N_{Rk,c}^0$ characteristic resistance for a single reinforcement post-installed in the concrete and not influenced by any adjacent reinforcement or edge

$A_{c,N}^0$ projected area of a single reinforcement post-installed in the concrete with large spacing and edge distance with the concrete cone idealized as a pyramid of height l_b and base length $s_{cr,N} = 3 l_b$ [mm]

$\Psi_{re,N}$ the shell spalling factor accounts for the reduced strength of rebars with an anchorage length $l_b < 100$ mm inserted in concrete elements with closely spaced reinforcement

$\Psi_{ec,N}$ this factor account for the eccentricity between the point of application of the axial force and the center of gravity of the tensioned rebars

$\Psi_{M,N}$ this factor represents a compression force resulting from the bending moment for concrete cone failure

Design bond splitting resistance

The characteristic resistance for the group of reinforcement under tension shall be obtained as given below. If the load on the tensioned bars is applied eccentrically and/or the values c_{min} and c_{max} are different for each tensioned bar, the resistance $N_{Rk,sp}$ shall be calculated separately for each rebar.

$$N_{Rk,sp} = \tau_{Rk,sp} \cdot l_b \cdot \varnothing \cdot \pi \quad (5)$$

Table 1 Five new possibilities to design structural joints as rigid connections: column to foundation, wall to foundation, slab to wall, beam to wall and beam to column

Connection type	Supported	Supported	Simply supported	Rigid	Rigid	Rigid	Rigid	Rigid
Members connected	Slab to wall	Beam to wall	Beam to column	Column to foundation	Wall to foundation	Slab to wall	Beam to wall	Beam to column
Current design method	EC2	EC2	EC2	x	x	x	x	x
Design with beyond CI	EC2	EC2	EC2	Beyond CI	Beyond CI	Beyond CI	Beyond CI	Beyond CI

$$\tau_{Rk,sp} = \eta_1 \cdot A_k \cdot (f_{ck} / 25)^{sp1} \cdot (25 / \varnothing)^{sp2} \cdot [(c_d / \varnothing)^{sp3} \cdot (c_{max} / c_d)^{sp4} + k_m \cdot k_{tr}] \cdot (7\varnothing / l_b)^{lb1} \cdot \Omega_{p,tr} \quad (6)$$

$$\leq \tau_{Rk,ucr} \cdot \Omega_{cr} / \Omega_{p,tr} \cdot \Psi_{sus} \quad \text{for } 7\varnothing \leq l_b \leq 20\varnothing \quad (7)$$

$$\leq \tau_{Rk,ucr} \cdot (20 l_b / \varnothing)^{lb1} \cdot \Omega_{cr} / \Omega_{p,tr} \cdot \Psi_{sus} \quad \text{for } l_b > 20\varnothing \quad (8)$$

Where:

A_k fitting factors; sp1, sp2, sp3, sp4 and lb1 = fitting exponents according to ETA

\varnothing diameter of the rebar

l_b embedment length of the post-installed rebar

$\tau_{Rk,sp}$ bond resistance in non-cracked concrete (upper value)

More details can be found in reference [2].

2.1.2 Key advantages with TR 069

There are three key advantages when designing according to TR 069: compliance, optimization and productivity.

The new design method provides a code compliant solution on European level for structural joints. It is now possible to design post-installed moment resisting connections subjected to bending moments broadening the range of post-installed rebar design without the need of execution as a splice. There are five additional applications that can be designed as a rigid connection as detailed in Table 1.

Secondly, with TR 069 we can now utilize the full bond strength of the injection mortar. This is only possible if the product to be used has been tested and qualified with the appropriate ETAs. When the higher bond strength is being considered (for example in the case of HY 200-R V3 close to the level of anchor approvals) we can achieve a reduction of the anchorage length, thus allowing design optimization compared to EC2. This optimization will depend on geometrical conditions, loads and spacing.

At last, the new method will allow for productivity gains both when designing and when building. On the design side, the new method allows to design every type of concrete-to-concrete connection using a single methodology, while before it was common to revert to steel-concrete design for moment resisting connections. This productivity in design can be more easily captured when using a software solution that fully incorporates TR 069 (for example PROFIS Rebar). On the jobsite, productivity gains can be obtained through the design optimization – shorter embedments will translate into a reduction of materials needed and a reduction of installation time.

2.1.3 TR 069 limitations

There are a few limitations to the applicability of the norm TR 069. It is limited to the verification of the length of the post-installed rebar so the loads transferred into the surrounding must be verified separately.

Furthermore, the new norm is only applicable to moment-resisting

connections subjected to static and quasi-static loads and does not yet cover seismic, fatigue action and fire exposure.

One important point to highlight is that the connecting joint between the existing and the new reinforced concrete shall be roughened, and the carbonated layer should be removed. The verification of the joint resistance to shear force shall be carried out according to EN 1992-1-1.

2.2 Products Innovation: HIT-HY 200-R V3

Extensive research has shown that HY 200-R V3 has increased performance compared to cast-in rebar as shown in Figure 5. Now with TR 069 we can leverage this increased performance and achieve design optimization, i.e. reduce embedment depth of many post-installed rebar connections.

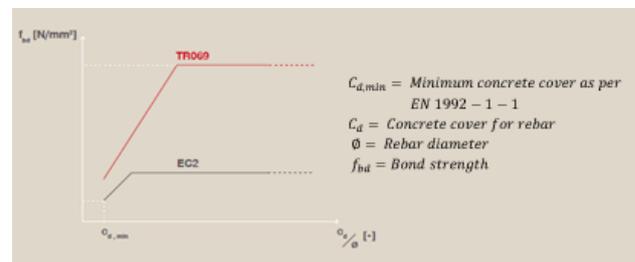


Figure 5 Comparison of allowed bond strength for HY 200-R V3 with different thickness of concrete under EC2 and under TR069

The product HIT-HY 200-R V3 has the first ETA approved “Rebar Performance System”, ETA 19/0665, under EAD 332402 “Post-Installed reinforcing bar (rebar) connections with improved bond-splitting behavior under static loading”, with up to three times higher bond strength for rebar applications, from 2,3 N/mm² to > 7,0 N/mm².

Furthermore, this product has an additional ETA rebar (ETA 19/0600) qualifying it for the most challenging conditions. This ETA covers seismic rebar approval, fire rebar approval, and SafeSet System approval for high reliability in jobsite conditions. SafeSet System allows for automatic cleaning of the borehole during drilling ensuring always proper borehole cleaning, a key pain point of chemical anchors technology. Currently HY 200-R V3 has the standard ETA approval of 50 years of service life but is in the process of qualifying for ETA approved 100 years service life. Such requirement might be very relevant for post-installed rebar applications on civil projects like bridges or tunnels. HY 200-R V3 is also qualified for anchoring applications with ETA 19/0601.

The HY 200-R V3 solution offers specifiers and general contractors the following advantages:

- Significant increase of application range for post-installed rebar connections;
- Flexibility during planning and detailing of moment-resisting reinforced concrete connections;
- Less interruption of the construction process due to partial demolition;

- Less health and safety risks related to cast-in rebar sticking out of the concrete;
- Ability to use the performance of the injection mortar to its fullest extent, optimizing the design solution, with significant productivity gains;
- Project planning, design and documentation of the calculation process for post-installed rebar using the Hilti PROFIS Rebar design software.

2.3 Tools for an Efficient and Accurate Design: Hilti PROFIS Rebar

By using the Hilti PROFIS Rebar design software, you can perform every type of post-installed reinforced concrete connection: from simply supported to moment resisting to splice. PROFIS Rebar offers you flexibility and efficiency, always according to the latest regulations and standards that were discussed before (TR 069 and EC2).

With simple and easy-to-use tools for designing, you can calculate:

- Tension and compression lap splice lengths;
- Anchorage lengths for starter bars;
- Anchorage lengths for special rigid connections;
- Different loads – static, seismic, fire resistance and fatigue resistance;
- For different conditions – dry or wet concrete;
- For different drilling methods – hammer drilling or diamond drilling with or without a roughening tool.

In addition, it generates an easy-to-use design report for your project documentation with relevant information that includes the following verifications: steel flow of the subsequent reinforcement; concrete excavation; composite/gap failure (based on qualification in ETA) and minimum anchorage length.

Hilti PROFIS Rebar can even go beyond the code with Hilti design methods, based on internal Hilti research work, allowing specifiers to design applications which are not covered by Eurocode 2 or TR 069. For load cases which are not yet regulated, the Hilti design method, incorporated in PROFIS Rebar can be used as an engineering judgement providing additional engineering solutions, e.g. post-installed reinforced concrete connections under fatigue loading.

3 Main conclusions

The new technical report TR 069 is a new approach to the design of structural joints. This new approved design concept on European level gives us an improved method to calculate different post-installed rebar applications with more flexibility (i.e. covering a broader range of applications compared to EN 1992-1-1, namely moment-resisting connections) and higher productivity (i.e. with potential for design optimization, namely embedment reduction).

From now on it is possible according to TR 069, to leverage the bond strength of injection systems which carry an ETA according to EAD 332402. Hilti offers the first product qualified under the new EAD 332402, HIT-HY 200-R V3, with significantly higher rebar performance and qualified for the most challenging conditions namely seismic and fire, designed according to EN 1992-1-1.

Combined with this new regulation, the software Hilti PROFIS Rebar can give a complete perspective of calculation with the certainty that the design complies with the latest regulations and standards.

This revolutionary system of improved code, product innovation and efficient design software allows for more economical and safer solutions for a wide range of post-installed rebar applications.

Referências

- [1] EN 1992-1-1:2014 – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- [2] EOTA TR069 – Design Method for Anchorage of post-installed reinforcing bars (rebars) with improved bond-splitting behavior as compared to EN 1992-1-1. European Organization for Technical Assessment, October 2019.
- [3] EAD 332402-00-0601 – Post-installed reinforcing bar (rebar) connections with improved bond-splitting behavior under static loading.
- [4] EN 1992-4:2018 – Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 4: Design of fastenings for use in concrete.
- [5] fib Model Code 2010 – Fib Model Code for Concrete Structures 2010.
- [6] fib Bulletin 72 – Bond and Anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010.

Structural design of transfer structures

Dimensionamento de estruturas de transição

Gonçalo Ribeiro
João Almeida
Paulo Silva Lobo

Abstract

A transfer structure is a structure that alters the load path of the gravity loads, shifting the line of thrust laterally to a different vertical alignment. Transfer structures are introduced in buildings that feature discontinuities in vertical elements and where a direct load path to the foundations is not possible. This paper presents an overview of existing transfer systems and provides guidance on their design and construction. Extensive research on buildings with transfer structures was carried out with the aim of developing a rational typology of these structures. The results can be broken down into five main types: BEAM, TRUSS, INCLINED STRUT, PLATE, and ARCH & CABLE. In addition, transfer structures' design is often outside the scope of normal code guidance and may require a degree of engineering judgment. This paper also highlights the key aspects that determine the structural design of transfer structures, as well as typical construction methods.

Resumo

Uma estrutura de transição (ET) é uma estrutura que altera o caminho-de-carga das forças gravíticas. ETs são inseridas em edifícios que exibem descontinuidades em pilares ou paredes resistentes, e onde um caminho-de-carga direto para as fundações não é possível. Estas estruturas constituem elementos condicionantes do edifício onde se inserem, e o seu impacto no custo e no tempo de construção pode ser significativo. Este documento apresenta uma perspetiva geral das estruturas de transição existentes em edifícios e reúne princípios orientadores para o seu dimensionamento e construção. Foi realizada uma extensa pesquisa sobre edifícios com ETs em todo o mundo com o objetivo de desenvolver uma tipificação adequada destas estruturas. O resultado consiste em cinco tipos principais: VIGA, TRELIÇA, ESCORA INCLINADA, PLACA E ARCO & CABO.

Keywords: Transfer structure / Girder / Truss / Plate / Design / Construction

Palavras-chave: Estrutura de transição / Viga de transição / Treliza de transição / Laje de transição / Dimensionamento / Construção

Gonçalo Ribeiro

Instituto Superior Técnico
Lisboa, Portugal
goncalo.x.ribeiro@gmail.com

João Almeida

CERIS, Instituto Superior Técnico
Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
jalmeida@civil.ist.utl.pt

Paulo Silva Lobo

CERIS, Instituto Superior Técnico
Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
paulo.lobo@tecnico.ulisboa.pt
Universidade da Madeira
Funchal, Portugal
plobo@uma.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.

RIBEIRO, G. [et al.] – Structural design of transfer structures. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 95-104.

1 Introduction

Functional, aesthetic, or planning needs predicate changes and discontinuities in the vertical load-bearing system of a building. These demands are often outside the boundaries of normal commercial development and create special and interesting engineering problems that are usually solved with some form of transfer structure.

Transfer structures provide a means of redirecting gravity loadings when a vertical supporting member has to be interrupted and a direct load path to the foundations is not possible. There are several reasons for which discontinuities in the supporting system are desired. For example, mixed-use high-rise buildings that provide for two or more types of occupancies require a different arrangement of the supporting structure for each functionality. In densely populated cities, large column-free spaces for lobbies or shopping areas are also required at the lower levels of tall buildings, and the construction almost invariably involves working within severe site constraints. Moreover, the unused spaces above existing activities and structures (air rights) have become attractive development sites in city centers and other areas where space is at a premium.

The position of the transfer structure in a building's elevation may be influenced by various factors such as architectural constraints, the location of the mechanical plants, and construction speed and economy. Low-level transfer structures simplify the construction process – they can be built using normal techniques and the superstructure is supported on the transfer structure right from the beginning. On the other hand, the construction of transfer structures at the top of the building or at intermediate levels usually requires significant temporary works. Transfer structures are usually composed of massive concrete or steel elements that occupy a lot of space and might not appropriately fit within a typical floor of a building. Therefore, it is usual to integrate these structures in the mechanical plant, making the least intrusion into usable spaces. Most modern tall buildings have sophisticated mechanical and electrical installations and, in general, the building is divided into several vertical zones, each served by its own mechanical plant. This means that the choice of the type and position of transfer structures throughout the building might not only be dictated by structural concerns but also has to be integrated with the building services.

The choice between a single-storey transfer structure and a multitier transfer system also depends on factors usually unrelated with structural efficiency. The position and number of the mechanical plants, the construction method associated with each alternative and even architectural preferences are often important issues that the engineer must take into account when conceiving the transfer system. For example, in the case of a multitier transfer structure, benefits may arise from the simultaneous construction on more than one floor, as each vertical zone (that is, a stack of floors supported on each transfer level) is independent of the others.

The possibilities for the configuration of the transfer structure are so wide that it may be positioned at a single level or, on the other hand, every floor can be part of the transfer system. Figure 1 illustrates this as (a) represents a building with a single-floor transfer structure at a low level, (b) shows the same building with two transfer floors, each transferring a set of storeys, and, in (c), the structural frame

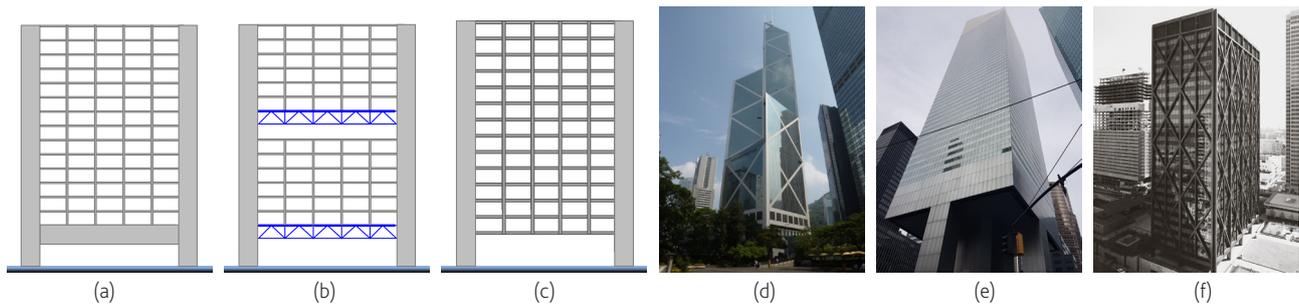


Figure 1 (a) Single-storey TS; (b) Multi-tier TS; (c) Structural frame transfer system; (d) Bank of China Tower, Hong Kong, China; (e) Citigroup Centre, Manhattan, New York, USA; (f) Alcoa Building, San Francisco, USA

manages to gradually transfer the loads from all the floors to the supports.

In general, transfer structures should not participate in the lateral load resisting system (as their function is to redirect gravity loads) but must maintain their load-carrying capacity through the full range of displacement that the building may be subjected to. Moreover, as transfer structures are very stiff elements of the structure, these will often attract considerable lateral loads and must be designed accordingly. Sometimes, it might make sense to combine the lateral stability system with the transfer structure. Most tall buildings require more than their central core to provide lateral stability when they reach the 40 to 50 storey range [1]. In such cases, a perimeter stability system can be integrated with the transfer structure to form a vertical Vierendeel frame or a braced façade [2]. Figures 1d, 1e and 1f show examples of buildings where the braced façade - which has a major role in resisting lateral loadings - also manages to redirect the loads from the peripheral columns to the few supporting columns at ground level.

2 Types of transfer structures

The majority of the transfer structures can be rationalized into five generic forms. These are the BEAM, TRUSS, INCLINED STRUT, PLATE, and ARCH & CABLE, which are illustrated in simplified form in Figure 2. In most of these groups, all the three main structural materials –

reinforced concrete (RC), prestressed concrete and steel – may be considered, as well as composite schemes. The following sections introduce each type of transfer structure and describe its main features, as well as illustrate them through a set of representative examples.

2.1 Beam

For a wide variety of reasons, it is quite common that a column has to be interrupted at a certain level and cannot go all the way to the foundations. The load arising from that column must be transferred to nearby ones by means of a transfer element that may be a beam. The term beam is generally applied to structural members subjected primarily to bending stresses and also to shear stresses. The most common structural forms exhibiting beam behavior that are employed as transfer structures in buildings are transfer girders and Vierendeel frames.

Transfer girders have been widely used due to their simple design and construction. They are usually employed to deal with local discontinuities in the supporting system but can also deliver radical changes in the structural grid. The major difference between a transfer girder and a common beam is that the former resists much larger loads. Hence, the main characteristic of a transfer girder is its unusual depth (Figures 3a and 3b). Due to the very large depths and substantial reinforcement quantities required for a reinforced

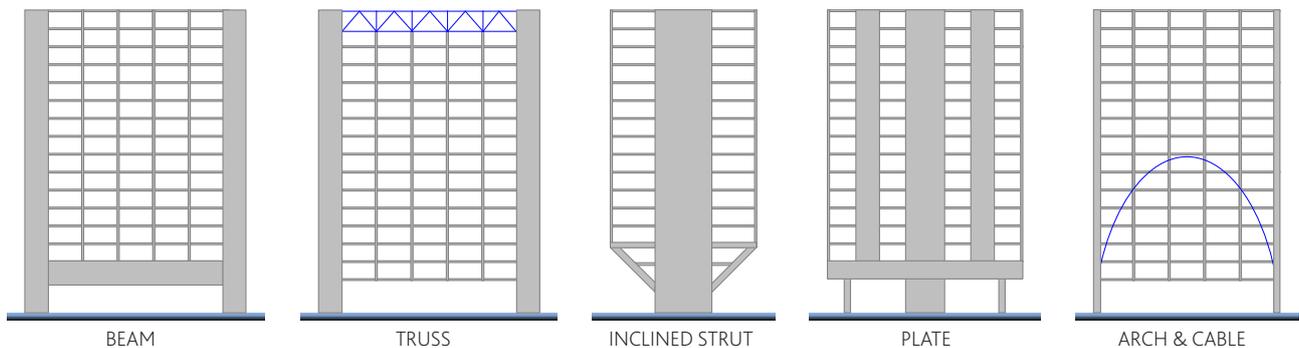


Figure 2 Types of transfer structures – BEAM, TRUSS, INCLINED STRUT, PLATE, and ARCH & CABLE

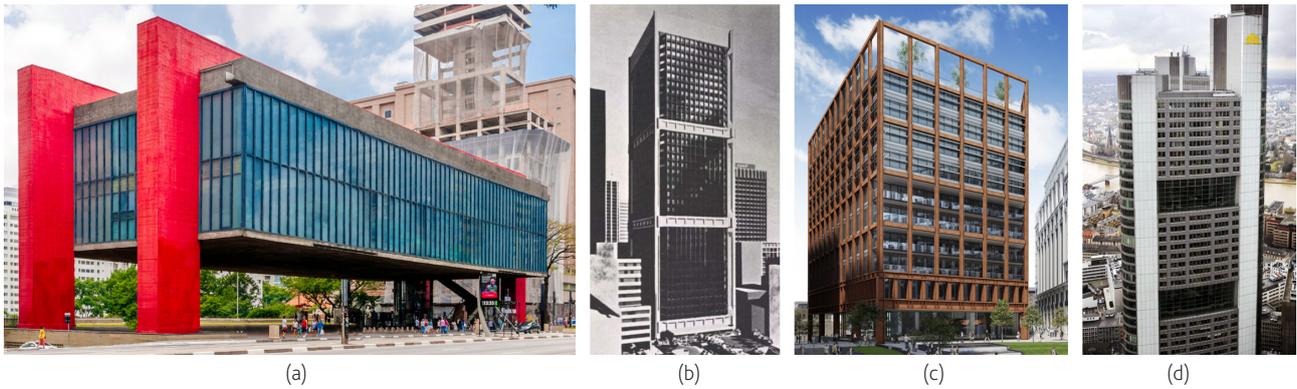


Figure 3 (a) São Paulo Museum of Art, São Paulo, Brazil; (b) National Bank House, Melbourne, Australia [5]; (c) Four Pancras Square, London, UK; (d) Commerzbank Tower, Frankfurt, Germany

concrete transfer beam, post-tensioning is usually employed as it is a very effective way to reduce both the depth and the reinforcement content [3]. Therefore, transfer beam elements are usually used as post-tensioned girders. The high strength of the prestressing steel compared to passive steel grades allows for a significant reduction of the cross-sectional area of reinforcement needed for flexion design. This, in turn, makes it possible to improve the detailing of the transfer element which can sometimes be a matter of concern. Prestressing also has the advantage of better controlling the deflections of the beam as it imposes upwards deformations.

The Vierendeel frame comprises horizontal top and bottom chords and vertical web members (Figures 3c and 3d). This design achieves stability through rigid connections between the members. Contrarily to the typical pin-connected truss, in which elements are only axially loaded, the members in a Vierendeel frame experience bending, shear and axial forces [4]. The system can be employed both in concrete and in structural steel. A Vierendeel beam is heavier than an equivalent truss equally loaded so its popularity is not attributed to structural efficiency but rather to the architectural and mechanical integration that the system provides. The absence of diagonals makes it suitable for storey-height construction without significant obstruction to openings.

2.2 Truss

Trusses are lighter in self-weight than concrete girders and can transfer loads over large spans. They are used in a broad range of structures and can also be found acting as transfer structures in buildings. As trusses are open web structures, this system provides a better integration with architecture and mechanical systems than an equivalent transfer girder. In fact, by increasing the truss depth to a certain number of floors, its members become so slim that they can be integrated into typical residential or office layouts. That is a major advantage of this type of transfer structure as the value of the net internal areas far outweighs the differences in cost of the structure.

There are two main types of transfer system where the truss concept is applied: the transfer truss and the hanger. The first is a normal truss, usually spanning between RC walls or columns, and receiving load from the discontinued columns at node locations, as illustrated in Figure 4. The hanger transfer structure, on the other hand, is also composed of axially loaded members but it is a simplification of a normal truss, as it is only composed of an inclined member in tension and a bottom horizontal element in compression (Figure 5). The clear distinction between these two transfer structures was

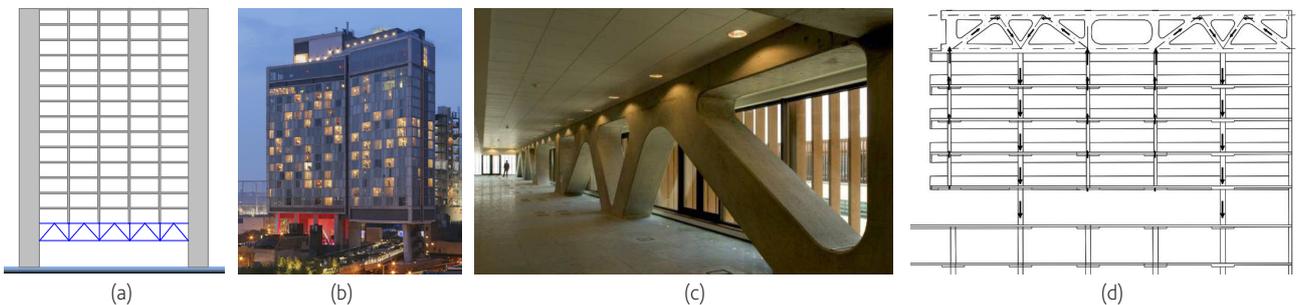


Figure 4 (a) Transfer truss scheme; (b) The Standard Hotel, New York, USA; (c) Art's Business & Hotel Centre, Lisbon, Portugal; (d) Gravity loads path through the transfer truss in the Art's Business & Hotel Centre [6]

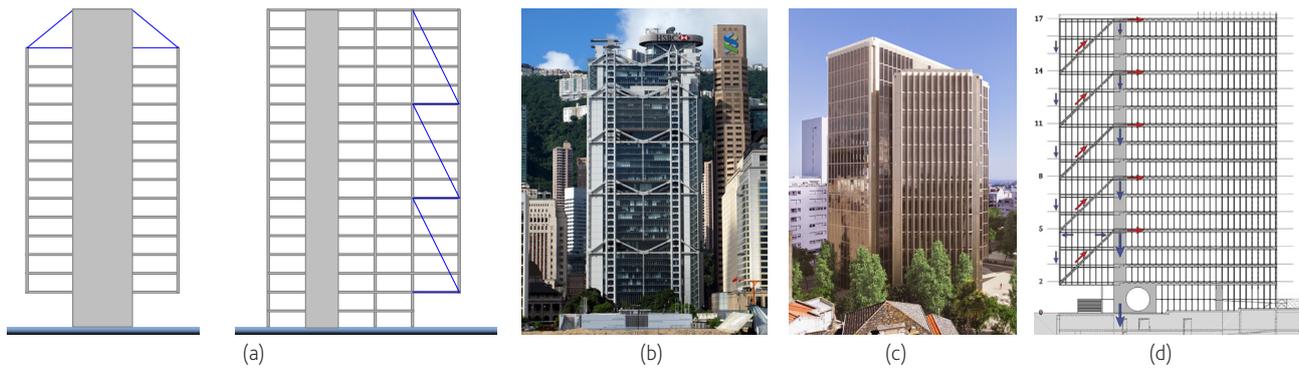


Figure 5 (a) Hanger TS (two possible arrangements); (b) HSBC Main Building, Hong Kong, China; (c) FPM 41 Building, Lisbon, Portugal; (d) Gravity loads path through the hanger transfer structure in FPM 41 Building [7]

motivated by the differences in the complexity of the systems, the materials used, and the types of connections and design procedures involved.

2.3 Inclined strut

The inclined strut is a transfer system that gradually migrates vertical load from the application point to the supports. It can appear in the form of an inclined column, a walking column and a wall or a deep beam. Inclined columns may be made of structural steel, reinforced concrete or composite systems, whereas walking columns and deep beams are always concrete elements.

Adopting inclined columns is a way of transferring vertical load from one column location above to a different support location below. The eccentricity of the transferred load causes an out of balance moment that cannot be neglected, and, therefore, in order for the system to be in static equilibrium, a set of horizontal forces are required. This system can be applied to attain a small adjustment in the column locations, stepping the column positions incrementally over a number of floors to achieve the overall desired offset, or

to undertake major transfers (Figure 6), being a critical element of the whole building structure. In the first case, the lateral forces induced by the load eccentricity can often be resisted by tension and compression of the slabs at floor levels, and the system relies on the diaphragm action of the latter to distribute the lateral forces to the shear walls. In the second case, a specific structure to deal with the pull and push forces generated is usually required.

A walking column is a tied-back shear panel transfer system in which the vertical load is shifted laterally by means of a vertical concrete wall loaded essentially in shear (Figures 7a and 7b). A tie at the top of the panel and a compression strut at the bottom (or vice-versa), both connected to the building's main lateral load-resisting system, restrain the moment induced by the eccentricity of the gravity loads. This structural system is completely equivalent to that of an inclined column since the inclined strut, similar to the inclined column, is developed within the concrete wall. This design is widely applied to achieve small adjustments in column location, as shown in Figure 7c.

Finally, a deep beam is characterized by having a relatively small span-to-depth ratio, generally below 3 to 4 [8]. It has a shear



Figure 6 (a) Structural system of the Grosvenor Place, Sydney, Australia; (b) 160 East 22nd Street Building, Manhattan, New York, USA; (c) Inclined column view during construction of the 160 East 22nd Street Building; (d) 150 North Riverside Plaza, Chicago, USA; (e) Inclined columns of the 150 North Riverside Plaza



Figure 7 (a) Beetham Tower, Manchester, UK; (b) Walking column system at the Beetham Tower; (c) Walking column at the 56 Leonard, Manhattan, New York, USA; (d) Deep beam in the Brunswick Building, Chicago, USA

dominant behavior instead of a flexural dominant one, characteristic of normal beams. Deep beams are widely used as local transfer structures to interrupt a single column, however, they may also be employed to redirect load from several columns, as illustrated in Figure 7d. Contrarily to the inclined column and walking column schemes, this system does not rely on external elements to achieve stability.

2.4 Plate

A transfer plate is a thick concrete slab that can redirect loads in more than one direction and, therefore, is particularly suitable when a radical change in the building grid is required. This solution provides great flexibility to the architect and the structural engineer to modify the supporting system and the vertical load path.

In high-rise buildings, the transfer plate is usually placed between the tower and the podium, 20 m to 30 m above ground level. The upper structure often accommodates offices or residential units whereas the podium floors house other functional spaces such as a shopping mall or a lift lobby, which require large column-free areas. Buildings with a transfer plate are usually composed of a shear wall system in the upper structure, mega-columns below the transfer floor, and

the only continuous vertical element is a central core. Therefore, the transfer plate admittedly participates in the lateral load resisting system, as some of the transferred members may attract significant lateral loads.

As the transfer plate usually extends the entire building footprint and has a thickness of up to several meters, it is a massive concrete structure with a substantial self-weight and large amounts of reinforcement, as illustrated in Figure 8. Post-tensioning of the transfer plate is an effective way of reducing the reinforcement quantities and the plate thickness and improving the cracking and deflection behavior [9]. The reduction of the plate thickness, and thus of its self-weight, is also advantageous for the falsework system which has to support a lighter structure.

The transfer grid (Figure 9) is a variant of the transfer plate system. Instead of being a continuum concrete slab, it consists of an assembly of beams, usually in two orthogonal directions. While the transfer plate can redirect loads in virtually any direction, the grid system is not so versatile as it is restrained to beam directions [10]. However, the transfer grid has the following advantages over the transfer plate: it provides free space between the beams that often accommodates mechanical or electric installations; its structural behavior is clearer and easier to model; and it is a lighter structure, which has direct

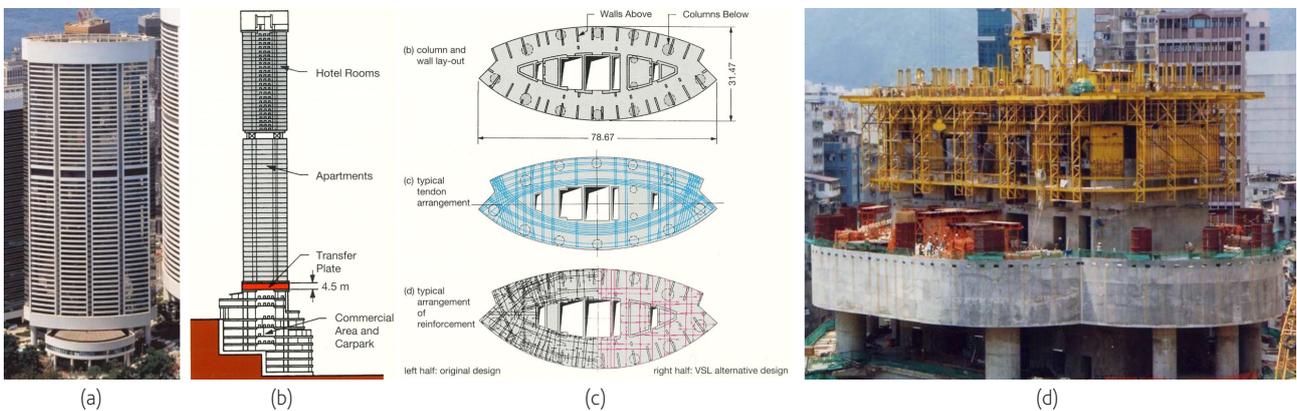


Figure 8 (a) The Pacific Place, Hong Kong, China; (b) Structural system of the Pacific Place; (c) Pacific place's transfer plate layout and detailing; (d) Langham Place's transfer plate, Hong Kong, China

implications for the design of the falsework system. The beams are usually prestressed to reduce depth and reinforcement quantities.

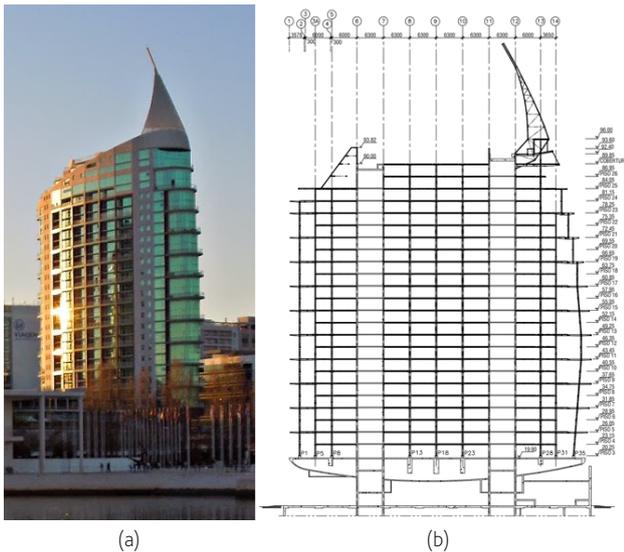


Figure 9 (a) Saint Gabriel Tower in Lisbon, Portugal, and (b) Saint Gabriel Tower structural system

2.5 Arch & Cable

The arch and cable structural systems are commonly used due to their efficiency, reduced self-weight, long-span capability, and ability to withstand lateral movement. This type of structure is usually required to span long distances and does not need to hold significant loads, unlike in general buildings. However, although it is not common to see arches and suspension systems in buildings, these elements can, in fact, be used as transfer structures. Figures 10a and 10b present two examples where the arch transfer system was employed, representing a defining feature of the buildings. Likewise, Figure 10c shows a building where the cable element was applied as a transfer structure, which may be referred to as a suspension system.

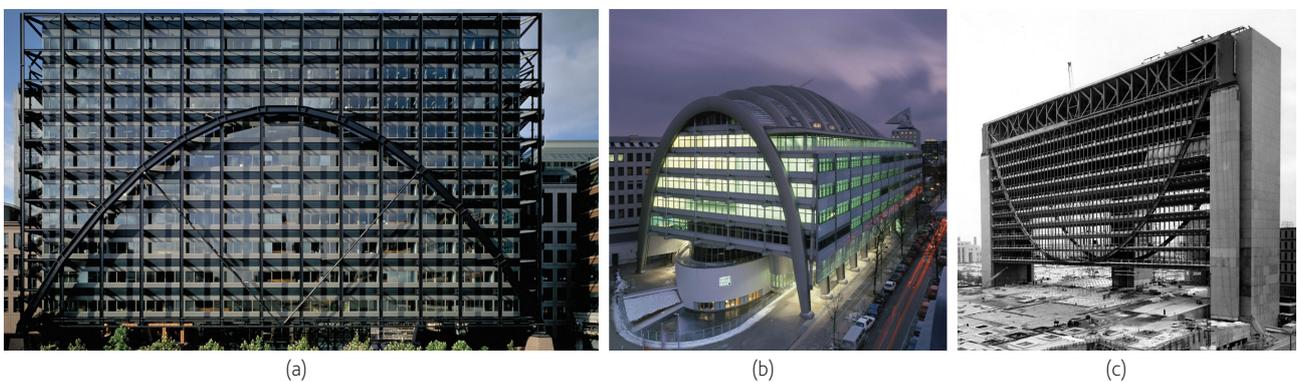


Figure 10 (a) Broadgate Exchange House, London, UK; (b) Ludwig Erhard Haus, Berlin, Germany; (c) Marquette Plaza, Minneapolis, Minnesota, USA

Reactive forces will develop at the arch or cable ends, which have both vertical and horizontal components [11]. A basic design issue is whether to support the horizontal thrust involved directly through the foundations or to use a supplementary horizontal compression strut in the case of the cable or a tie-rod in the case of the arch. Designing the foundations to absorb both vertical and horizontal thrusts may not be practical due to the significant horizontal forces involved; hence, this solution is rarely used. In most cases, the horizontal thrusts are then resisted by compression struts or tie-rods.

3 Key considerations about structural design and construction of transfer structures

The design for deflection control is frequently the primary consideration when defining the dimensions of a transfer element, as transfer structures are usually prone to large deflections due to long spans and the high magnitude of the forces involved [12]. The great variability in vertical stiffness and mobilized mass makes some transfer structures extremely susceptible to vertical excitations. Therefore, the effects of human-induced vibrations must be controlled, and the vertical component of the seismic action gains additional importance, which is not common in building structures [13].

The conceptual design of buildings with global transfer structures in seismic regions must be carefully planned and ensure that the transfer structure does not jeopardize or impair the seismic design of the building. Regarding the seismic design of the transfer structure, code prescriptive design procedures may not be appropriate for complex structural systems. Non-linear time-history analyses as part of a Performance Based Design approach are recommended, which can demonstrate adequate behavior of the transfer structure by showing it remains elastic even under large seismic events [14]. As an alternative, the capacity design philosophy may be applied to the design of the transfer structure to ensure elastic behavior under all seismic loadings.

The sequence of construction greatly affects the total deflections and the final forces distributions and should be properly accounted for in the design stages through a construction-staged analysis.

Considerations of robustness and disproportionate collapse may also be key for the design of transfer structures as these are often regarded as critical elements for the overall stability of the building [15]. Finally, connections design might be challenging in transfer structures due to very high forces and complex geometry involved, and the general seismic design principle of capacity based design should be followed.

Transfer structures usually create logistical construction challenges related to sequencing and erection of heavy elements, as well as formwork complications. Therefore, temporary support systems play an important role in the construction process and may have a considerable influence on the overall benefit of a solution. Transfer structures should always utilize the highest strength of materials that are locally available in order for these elements to be the most effective and constructible - this includes using high-strength concrete (HSC), high-strength steel rebar (HSR), and high-strength structural steelwork (HSS).

Regarding the construction of concrete transfer structures, the casting of large concrete elements, usually termed mass concrete, might be challenging as their thermal behavior is considerably different from ordinary concrete works, and high-temperature differentials between the core and the surface may originate early-age cracking. On the other hand, steel transfer structures usually require a high degree of dimensional control during fabrication and erection and the definition of a complex system of tolerances.

4 Concluding remarks

Extensive research on buildings with transfer structures all over the world has been performed. Based on more than 100 examples that were analyzed [16], a rational typology of existing transfer structures was developed based on their structural system, and the following conclusions may be drawn.

Regarding the materials employed, any type of transfer structure can be materialized with either concrete or steel, although there appears to be a preference for a certain material in each type, as demonstrated in Figure 11. For example, transfer structures within the BEAM, INCLINED STRUT and PLATE types are mostly made of

concrete or prestressed concrete, whereas structural steel is more popular for the TRUSS and ARCH & CABLE types.

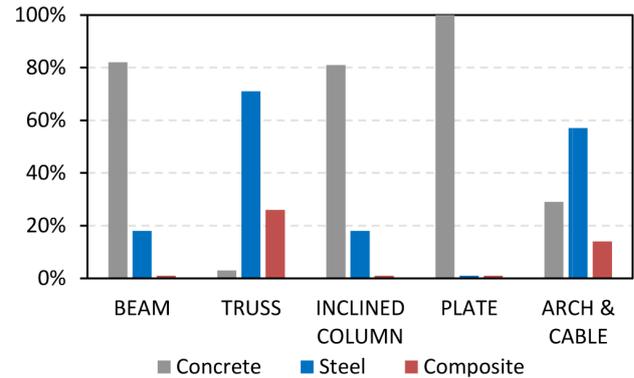


Figure 11 Materials employed in each type of TS

This is related with the structural behavior of each transfer system, since concrete is clearly predominant in flexion or shear dominant structures (BEAM and PLATE), and steel is preferable for axially loaded elements (TRUSS and ARCH). It is interesting to note that, within the TRUSS and ARCH & CABLE types, composite steel and concrete solutions are quite common, contrarily to the other types of transfer structures, in which one material seems to be dominant.

The evolution of transfer structures over time is represented in Figure 12. From the analysis of this Figure, it is noteworthy that some types of transfer structures were more popular in past decades and others are currently more widely employed. For example, most of the buildings within the BEAM type were built in the 1960s and '70s and there is only one representative example from recent years. In contrast, buildings using the TRUSS system are increasingly more common, and the majority of the examples shown are subsequent to 1990. Examples of the ARCH & CABLE type are relatively scarce, but there is no recent application of this system, and the INCLINED STRUT and PLATE types do not appear to be more common in any specific time period. It is clear that the ARCH & CABLE schemes are particularly suitable to achieve long span transfers. Furthermore, the overall most common type of transfer structure is the TRUSS

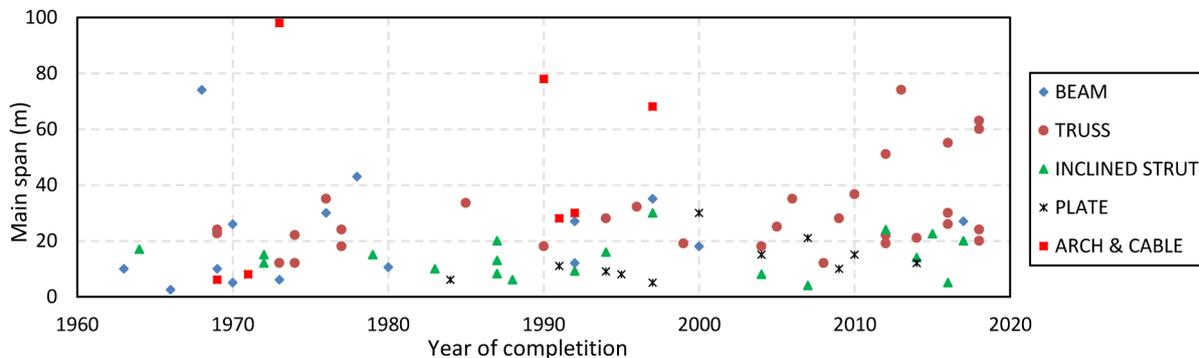


Figure 12 Year of conclusion and main span for buildings with global transfer structures (note: for cantilevered TSs, the adopted span was twice the cantilever length for a better comparison with normal span TSs)

and, judging by the past two decades, it seems that this scheme is going to prevail over the other types of transfer structures in the near future, and reaching for bigger spans.

References

- [1] Taranath, B. – Structural Analysis and Design of Tall Buildings, McGraw-Hill, Inc., 2011.
- [2] Zunz, J.; Wise, C. – Transfer Structures,” in Second Century of the Skyscraper, 1988, pp. 367-382.
- [3] fib – “Post-tensioning in buildings,” International Federation for Structural Concrete, 2005.
- [4] Wickersheimer, D.J. – “The Vierendeel,” Journal of the Society of Architectural Historians, vol. 36, no. 1, pp. 54-60, March 1976.
- [5] Nutt, J.; Haworth, P. – “Capital Tower,” The ARUP Journal, pp. 27-32, October 1976.
- [6] Almeida, J.F.; Lourenço, M. – “Estrutura do Art’s Center”, Encontro Nacional Betão Estrutural, Vol.2, pp. 1251-1258, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2004.
- [7] Lourenço, M.; Almeida, J.F.; Camara, J. – “Edifício FPM41”, Encontro Nacional Betão Estrutural, LNEC, Lisboa, 2018.
- [8] Taranath, B.S. – “Deep Beams,” in Reinforced Concrete Design of Tall Buildings, CRC Press, 2010, pp. 83-85.
- [9] VSL – “Post-tensioned in buildings,” VSL International, Ltd., 1992.
- [10] Almeida, J.F.; Appleton, J.; Abecassis, T.; Silva, J.N.; Câmara, J.N. – “Structural system of the Saint Gabriel and Saint Rafael Tower,” 2001 (In portuguese).
- [11] “Funicular Structures: Cables and Arches,” pp. 201-244.
- [12] CEN – “EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part1-1: General rules and rules for buildings,” 2004.
- [13] Willford, M.R.; Young, P. – “A Design Guide for Footfall Induced Vibrations in Structures,” The Concrete Society, 2006.
- [14] CTBUH – “Outrigger Design for High-Rise Buildings,” Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), Chicago, 2012.
- [15] Gilbert, R.I.; Mickleborough, N.C.; Ranzi, G. – Design of Prestressed Concrete to AS3600-2009, CRC Press, 2015.
- [16] Ribeiro, G. – “Structural Design of Transfer Structures,” Instituto Superior Técnico, University of Lisbon, 2018 (MSc Thesis).

Reabilitação da Ponte Hercílio Luz em Florianópolis, Brasil

Rehabilitation of the Hercílio Luz Bridge in Florianópolis, Brazil

João Pedro Carrilho Calado Antunes Lopes

Resumo

A reabilitação da Ponte Hercílio Luz é uma obra de referência a nível mundial no âmbito da reabilitação de pontes, quer pelo carácter único da ponte – é a maior ponte suspensa do Brasil e a única no mundo com uma catenária formada por barras biarticuladas que se integram na corda superior da treliça do tabuleiro – quer pela sua complexidade técnica.

O artigo faz referência aos aspetos técnicos de maior complexidade e originalidade, desde o reforço de fundações ao procedimento criado para a troca dos elementos de suspensão – catenária e cabos pendurais – bem como a tecnologia utilizada para a anulação das tensões nesses elementos (antes da substituição) e a sua reentrada em carga (após a substituição) e do sistema de monitorização implementado a fim de aferir, entre outras grandezas, esforços e deformações da estrutura, principalmente durante as operações críticas de manipulação da deformada do vão central.

Abstract

The rehabilitation of the Hercílio Luz Bridge is a worldwide reference work in the scope of bridge rehabilitation, either because of the unique features of the bridge - it is the largest suspension bridge in Brazil and the only one in the world with a catenary formed by bi-articulated bars that in the upper chord of the truss of the deck - either because of its technical complexity.

The article refers to the technical aspects of greater complexity and originality, from the reinforcement of foundations to the procedure created for the replacement of suspension elements – catenary and hanging cables – as well as the technology used to cancel the tensions in these elements (before the replacement) and its re-entry under load (after replacement) and the monitoring system implemented in order to measure, among other magnitudes, efforts and deformations of the structure, mainly during critical operations of manipulation of the deformation of the central span.

Palavras-chave: Reabilitação / Pontes suspensas / Metálicas / Fundações / Monitorização

Keywords: Rehabilitation / Suspension bridges / Metallic / Foundations / Monitoring

João Pedro Carrilho Calado Antunes Lopes

Teixeira Duarte, Engenharia e Construções, S.A.
Porto Salvo
Portugal
jal@teixeiraduarte.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.

LOPES, J. – Reabilitação da Ponte Hercílio Luz em Florianópolis, Brasil. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 105-114.

1 Introdução

A construção da Ponte Hercílio Luz iniciou-se a 14 de novembro de 1922, com o propósito de ligar a parte insular da cidade de Florianópolis (capital do estado brasileiro de Santa Catarina) à sua parte continental, tendo a inauguração ocorrido a 13 de maio de 1926. A ponte Hercílio Luz, assim batizada em homenagem ao governador que impulsionou a sua construção, tornou-se na primeira a permitir o atravessamento do estreito que separa a ilha de Santa Catarina do continente, que até então era realizado por via marítima.

Com um comprimento total de 821 m, um vão suspenso de 339,5 m, pilares de 74 m de altura e uma distância do tabuleiro à linha de água de 31 m, é ainda hoje a maior ponte suspensa do Brasil. No entanto, a sua singularidade deve-se ao sistema estrutural projetado pelos engenheiros americanos David Steinman e Duncan Robinson, que tendo em vista a economia, alteraram a conceção original da ponte, substituindo os habituais cabos de suspensão por cadeias de barras biarticuladas - denominadas barras de olhais – que formam a corda superior da treliça do vão central, conforme mostra a Figura 1 (Steinman, 1928). Esta solução resultou num ganho de rigidez com menor integração de materiais, o que permitiu a viabilização económica do projeto. Atualmente é a única ponte no mundo com este sistema estrutural.

Sem qualquer ação de manutenção nas primeiras décadas da sua existência e com uma manutenção precária a partir dos anos 50, a estrutura começou a evidenciar sinais de deterioração; a descoberta de uma fenda com 5 cm de abertura junto ao olhal de uma barra, localizada no topo de um dos pilares principais, precipitou a interdição total da ponte a 22 de janeiro de 1982. Depois de, a 15 de março de 1988, a ponte ter sido reaberta ao tráfego de pedestres, motociclos e veículos de tração animal, voltou a ser totalmente interdita a 4 de julho de 1991, assim permanecendo até aos dias de hoje. O receio relativamente à estabilidade da própria estrutura motivou a remoção de 400 t de piso asfáltico do vão central (Barth *et al.*, 2014).

A entrada da Teixeira Duarte na história da Ponte Hercílio Luz dá-se em abril de 2015, quando a EMPA (empresa do grupo Teixeira Duarte) foi contratada para concluir a construção da estrutura provisória sob o vão suspenso (visível na Figura 2), que tinha como objetivo evitar o colapso da ponte na eventualidade da rotura do sistema de suspensão. Na sequência da conclusão da estrutura de suporte provisória, foi adjudicada à Teixeira Duarte, em março de 2016, uma nova empreitada com o objetivo de executar os trabalhos de reabilitação e de reforço estrutural que permitissem a reabertura da ponte ao trânsito.

Foram substituídas mais de 2000 t de estruturas metálicas, representando cerca de 40% do peso total da estrutura da ponte. Adicionalmente, foram utilizadas cerca de 1700 t de aço em estruturas provisórias de apoio. A ponte é integralmente rebitada e, por se tratar de património classificado, este tipo de ligação foi mantido, tendo sido aplicados mais de 200 mil rebites. Foram ainda utilizados cerca de 8000 m³ de betão e mais de 800 t de armaduras no reforço das fundações e nos maciços de ancoragem das barras de olhais. Toda a estrutura da ponte foi pintada, numa área de cerca de 70 000 m².



Figura 1 Fotografia da ponte antes do início da reabilitação. Fonte: www.vivendofloripa.com.br



Figura 2 Estrutura de suporte provisória

Todos os apoios da ponte tiveram as suas fundações reforçadas, cada qual com soluções diferenciadas consoante a sua localização, dimensão, restrições com a envolvente e, naturalmente, condição de geológico-geotécnica.

Uma das atividades fulcrais da obra foi a substituição integral do sistema de suspensão, que implicou a transferência de carga dos cabos de suspensão para uma estrutura de suporte provisória, com recurso a um sistema hidráulico. A monitorização e controlo são essenciais em casos como este, em que a idade da estrutura e incertezas relativas às dimensões, ao estado de conservação dos elementos estruturais e até à distribuição de esforços inicial, aumentam o risco de respostas imprevisíveis. Por esse motivo foi implementado um sistema com diversos sensores para medição em tempo real de extensões, inclinações, temperatura e velocidade do vento e da corrente marítima, durante as operações de elevação ou abaixamento. Foi feita uma combinação de diferentes tecnologias de sensores, incluindo sensores FBG (*Fiber Bragg Grating*).

2 Reforço de fundações

2.1 Considerações gerais

Com o objetivo de otimizar as soluções adotadas para a reabilitação das fundações foi feita uma revisão geral do Projeto, considerando toda a informação disponível, quer à data da elaboração do Projeto (seis anos antes do início da obra), quer a entretanto recolhida, e ainda com campanha complementar de sondagens.

Essa revisão foi feita pela Direção de Projetos da Teixeira Duarte, em estreita colaboração com o Projetista e a Fiscalização de Obra.

2.2 Bases das torres dos viadutos

Genericamente o projeto de reabilitação das fundações das torres dos viadutos previa dois tipos de solução distintas, uma para bases assentes em rocha e outra para bases assentes em solo. Nas bases

assentes em rocha, excetuando as da torre T6, estava previsto a execução de encamisamento em betão armado com o objetivo de aumentar a durabilidade dos blocos existentes – torres T1, T2 e T9 a T12.

As bases assentes em solo e as da torre T6 previam-se reforçar com estacas raiz (solução muito vulgar no Brasil de estacas de pequeno diâmetro) executadas em torno dos blocos existentes.

Com exceção da torre T6, as linhas gerais do Projeto de reabilitação das fundações dos viadutos foram mantidas, tendo, no entanto sido efetuadas diversas alterações no tipo de estacas e na sua disposição relativa à base das respetivas torres.

Considera-se importante referir que, à data do início desta empreitada realizada pela Teixeira Duarte, já tinham sido realizadas (de forma incompleta) algumas intervenções de reabilitação das fundações nas torres dos viadutos ao abrigo de anteriores contratos entretanto rescindidos e que condicionaram significativamente as soluções que acabaram por ser adotadas. Descrevem-se em seguida, como exemplo, alguns das soluções implementadas.

2.2.1 Torres T9 e T10

No caso das bases das torres T9 e T10, assentes em rocha, não foram feitas alterações ao Projeto, que previa apenas um encamisamento dos blocos em betão armado, conforme Figura 3. Porém, verificou-se que a instalação de uma grua de torre sobre a torre T9, poderia originar trações nas bases das torres T9 e T10, devido ao facto de, durante a restauração da ponte, a carga permanente ser inferior à da fase de utilização da ponte e a área de exposição ao vento ser superior.

As trações calculadas não seriam passíveis de ser equilibradas nas condições previstas pelo Projeto, uma vez que, por um lado alguns dos blocos de fundação não tinham peso suficiente para evitar o levantamento e, por outro, o betão existente não armado, não tinha capacidade para resistir a esforços de tração daquela magnitude.

Assim, para equilibrar as trações nas bases dos montantes, foi necessário transmitir diretamente esses esforços ao terreno através de tirantes. De forma geral, a solução adotada consistiu em tirantes verticais ancorados na rocha e ligados aos montantes através de uma estrutura metálica aparafusada. Os parafusos foram colocados aproveitando a furação existente para os rebites, não tendo sido necessário furação adicional.

Foram executados dois tirantes, em barras em aço de alta resistência $\phi 36$ mm, nas torres T9 e T10, com comprimentos de ancoragem de 6,5 m e de 3,0 m, respetivamente.

2.2.2 Torres T13 e T14

Para cada base das torres T13 e T14, o projeto de reabilitação das fundações previa a execução de 4 a 8 estacas raiz com 450 mm de diâmetro nominal em solo e 355 mm de diâmetro nominal em rocha, totalizando 40 estacas no conjunto das duas torres. Em cada bloco, o centro geométrico destas estacas coincidia com o eixo do respetivo pilar da torre, o que implicava a execução de estacas no interior da torre. Por outro lado, cada bloco iria funcionar individualmente, uma vez que o projeto não previa nenhum elemento de ligação entre eles.

Deste modo, a principal alteração feita ao projeto foi a execução de estacas apenas no exterior da área de implantação das torres, de modo a evitar a necessidade de remoção temporária de



Figura 3 Encamisamento, perfuração e tirantes tensionados



Figura 4 Execução de estacas raiz pelo exterior da torre, montagem de célula expansiva e faseamento construtivo dos blocos

contraventamentos, procedendo-se à uniformização do número de estacas por bloco, passando a 4 estacas raiz com diâmetros nominais iguais aos anteriormente previstos, dispostas em linha paralelamente ao eixo longitudinal da ponte, reduzindo de um total de 40 para 32 estacas no conjunto das duas torres. De modo a equilibrar o momento fletor gerado pela excentricidade do centro geométrico das estacas em relação ao eixo dos pilares das torres, foram consideradas vigas de travamento transversais, ligando os blocos do lado Norte aos do lado Sul.

Tal como previsto projeto foram realizadas transferências de carga dos blocos antigos para os novos. Para isso, foi necessário executar os novos blocos de coroamento de estacas em duas fases, com ligação estrutural através de luvas de emenda entre os varões de armadura de ambas as fases.

De realçar a realização de um ensaio de carga estático com recurso a célula expansivo e ensaios de integridade PIT na totalidade das estacas.

2.2.3 Bases dos pilares principais (T7 e T8)

As fundações dos pilares centrais consistem em blocos de betão simples formados por trechos de seção transversal circular, octogonal e quadrada, com dimensões crescentes em profundidade assentes diretamente na rocha.

Com o objetivo de melhorar a durabilidade do betão dos quatro blocos dos pilares, o projeto preconizava o encamisamento superficial do trecho superior de seção transversal circular com um anel de betão armado com 5,5 m de diâmetro exterior com um alargamento para 5,7 m numa faixa de 0,50 m no topo. Uma vez

que parte dos trabalhos foi realizada abaixo do nível do mar, foi necessário instalar ensecadeiras de modo a permitir a execução dos trabalhos a seco. A concepção e o detalhamento das ensecadeiras couberam à Teixeira Duarte.

Foram fabricadas duas ensecadeiras, primeiramente utilizadas em simultâneo nos blocos de fundação do pilar T7 (Figura 5) e, posteriormente, reutilizadas nos blocos do pilar T8. As ensecadeiras foram pré-fabricadas integralmente em estrutura metálica e transportadas em duas metades separadas, sobre um pontão até ao bloco a reabilitar, onde foram então posicionadas com auxílio de grua automóvel, uma de cada vez e suspensas em vigas montadas sobre cada bloco de fundação.

A ligação de cada ensecadeira ao fuste do respetivo bloco foi feita por intermédio de uma selagem do espaço livre entre o fundo da ensecadeira e o bloco com betão armado e ancoragens químicas horizontais. Esses anéis de betão armado no fundo das ensecadeiras foram feitos com o auxílio de mergulhadores, no trecho dos fustes com seção transversal octogonal, imediatamente abaixo dos trechos cilíndricos que se pretendia encamisar. Por esse motivo, tanto os anéis de betão armado, como as ensecadeiras, foram projetados com geometria octogonal em planta.

Após a bombagem da água do interior das ensecadeiras, a maior parte da força de impulsão foi equilibrada com a carga de compressão dos pilares principais. A força de impulsão foi transmitida às vigas posicionadas sobre os blocos dos pilares principais, através de oito montantes incorporados nas paredes das ensecadeiras. Por sua vez, essas vigas transmitiam a carga vertical às escoras diagonais, ligadas a tubos de aço horizontais atravessando o interior dos blocos, selados com resina epoxi e preenchidos com grout.



Figura 5 Montagem e colocação em serviço das ensecadeiras em serviço, primeira fase de betonagem e nível de escoramento

A dimensão da ensecadeira foi definida de modo a garantir uma largura livre mínima de 1,50 m entre os seus paramentos e a superfície do betão do encamisamento a executar e uma altura mínima de 0,50 m acima da altura de água máxima prevista, resultando numa altura de 4,15 m.

No reforço dos blocos foram ainda instaladas cintas metálicas de seção 250 × 20 mm instaladas no topo de cada bloco, que permitiram efetuar o seu tensionamento a 150 kN. Estas cintas foram instaladas previamente à execução dos encamisamentos e ficaram embebidas no betão. Introduzindo-se assim elementos adicionais de confinamento do topo dos blocos de fundação para equilíbrio das tensões horizontais decorrentes da dispersão das compressões induzidas na base dos macacos posicionados no topo das fundações, próximo do bordo, durante a troca dos aparelhos de apoio dos pilares principais.

Na reabilitação destes blocos foram também realizadas oito perfurações verticais em cada bloco em toda a altura das fundações e até 3,0 m abaixo da base dos blocos, para consolidação dos blocos através da injeção de calda de cimento de eventuais fissuras ou vazios. Em cada furo foram colocados varões $\phi 40$ em aço CA-50, conferindo robustez adicional às fundações existentes.

2.3 Maciço de ancoragem lado Continental

O maciço de ancoragem do lado do Continente encontrava-se suportado por estacas de madeira cravadas no solo residual. O projeto de reabilitação deste elemento foi desenvolvido partindo da premissa de que o mesmo não seria demolido, o que implicou a alteração da posição das novas ancoragens das barras biarticuladas e, conseqüentemente, o aumento dos momentos de derrube. A solução de reforço de fundações passava pela execução de estacas posicionadas fora da sua área de implantação e a criação de um maciço de reforço com grandes dimensões, envolvendo o existente. Essa solução, resultaria numa alteração muito significativa da aparência do maciço, incompatível com o estatuto de património classificado, definido pelo IPHAN. Assim, a Teixeira Duarte desenvolveu uma solução alternativa para o reforço das fundações do maciço admitindo a demolição do maciço existente.

A solução alternativa adotada consistiu do maciço, até à face superior do bloco de coroamento das estacas de madeira existentes, atualmente abaixo da superfície do terreno, executar 29 estacas moldadas com 1,50 m de diâmetro e cerca de 13 m de comprimento médio, com a prévia carotagem do bloco de coroamento existente (desprezando na totalidade o efeito das estacas de madeira originais), construir o novo bloco de coroamento sobre o atual, com 2,00 m de altura e 24,30 × 24,30 m em planta, posicionar as novas ancoragens das barras biarticuladas e reconstruir o maciço com geometria semelhante à original.

Tendo o maciço sido totalmente demolido, foi necessário desmontar a torre T4 (apoiada neste maciço). Após a reconstrução do maciço, a torre T4 foi novamente instalada, repondo as atuais condições de apoio do tabuleiro. Porém, durante o período de remoção da torre T4, foi necessário criar apoios provisórios para o tabuleiro entre as torres T3 e T5. Tendo em conta a distância do tabuleiro ao solo e o espaço necessário para realizar os trabalhos de demolição, reforço

de fundações e reconstrução do maciço, optou-se por suspender o tabuleiro numa estrutura metálica treliçada, com um vão de aproximadamente 45 m, formada por treliças modulares travadas entre si e com apoio sobre as torres T3 e T5. A suspensão do tabuleiro foi realizada pelas longarinas principais, em seções próximas dos nós de ligação aos pilares da torre T4, com recurso a 8 barras de aço de alta resistência com 32 mm de diâmetro.

3 Substituição do sistema de suspensão

3.1 Desmontagem dos cabos pendurais

A desmontagem do sistema de suspensão da ponte começou pela remoção dos cabos pendurais.

O corte e remoção dos cabos pendurais iniciou-se pelos 4 cabos de maior comprimento, junto aos pilares principais, avançando sequencialmente no sentido do centro da ponte. Durante a realização destas operações de remoção dos cabos pendurais foi necessário manter sob controlo a distribuição de forças nos macacos e acompanhar a evolução dos esforços nos restantes elementos através do sistema de monitorização.

Apesar do sistema de suspensão ter sido aliviado pelas operações de transferência de carga (capítulo desenvolvido mais à frente) para reduzir a força nos cabos pendurais, estes elementos mantiveram alguma força residual.

Para ser possível a remoção dos cabos com garantia de que a sua tensão fosse efetivamente nula e o corte se desse em total segurança, foi desenvolvido um dispositivo constituído por barras roscadas de alta resistência que permitiria transferir para estas as tensões residuais.

3.2 Remoção das barras biarticuladas

Desmontados os cabos pendurais, procedeu-se à remoção das barras de olhal.

Para tal foi necessário assegurar que também as barras de olhal estivessem sem tensão o que só foi possível com a elevação das barras de olhal em cada nó, através de cilindros hidráulicos posicionados no topo das torres da estrutura auxiliar superior, na direção ortogonal ao seu eixo axial até se atingir o deslocamento que teoricamente anularia as tensões residuais. Isto correspondeu a uma elevação média de cerca de 700 mm a meio vão da catenária.

Estas operações de macaqueamento foram efetuadas em várias etapas e com o auxílio de 14 macacos hidráulicos de 50 toneladas, entre os lados Norte/Sul e continente/ilha, com o objetivo de minimizar a torção das torres principais.

As primeiras barras de olhal a serem retiradas foram as do nível inferior nos viadutos, junto aos maciços de ancoragem, seguindo-se de forma ascensional a remoção de todas as barras dos viadutos até às selas do topo dos pilones e sempre de forma simétrica entre o lado do continente e do lado da ilha.

Após a remoção das barras de olhal nos viadutos e no vão central na zona dos pendurais, subsistiam as barras constituintes da treliça do vão central, que agora se apresentava defletida para cima e com a

corda superior tracionada axialmente.

Para proceder à remoção destas últimas barras de olhal foi necessário anular estas tensões, através do abaixamento de 950 mm do tabuleiro da ponte na região central e da elevação de 430 mm nas extremidades, reinstalando o sistema hidráulico utilizado na transferência de carga, complementado com 4 macacos colocados sob as vigas transversais dos extremos.

Foi necessário também desmontar os apoios pendulares nas extremidades da treliça para permitir estes movimentos do tabuleiro.



Figura 6 Estrutura de suporte provisória para cilindros hidráulicos junto aos olhais das barras de ligação aos maciços em terra

3.3 Montagem das barras de olhal

A montagem das barras de olhal foi uma das atividades mais complexa ao longo de toda a obra.

A sequência de montagem foi inversa à sequência de desmontagem, no entanto, para garantir o alinhamento rigoroso de todas as barras e a montagem dos pinos foi necessário realizar alguns ajustes na estrutura durante o decorrer do processo.

As primeiras barras a serem montadas foram aquelas que formam a corda superior da treliça de rigidez do vão pênsil, na parte central, totalizando 88 peças. A montagem iniciou-se pela barra central e teve seguimento simultaneamente nos lados Norte e Sul e simetricamente nos sentidos meio vão para as torres T7 e T8.

A montagem do último conjunto de barras de cada lado foi a mais complexa desta etapa. Para fechar a última malha da treliça de rigidez foi necessário montar em simultâneo o primeiro conjunto de barras pertencentes à catenária no vão pênsil.

Para conseguir concluir esta operação e alinhar os olhais da barras com a corda superior foi necessário fazer a movimentação complementar da treliça, com a elevação de ambas as extremidades, Continente e Ilha, cerca de 110 mm. Após a montagem das barras centrais executou-se a elevação da parte central da treliça de 950 mm e abaixamento das extremidades de 540 mm.

Concluída esta etapa, prosseguiu-se com a montagem das demais

barras de olhal, começando pelas barras no topo das torres principais, seguindo em ordem descendente até às barras de olhal de fecho, tanto nos viadutos quanto no vão pênsil, sempre em simultâneo do lado Norte e Sul e simetricamente do lado Ilha e Continente.

Após a conclusão da montagem das barras de olhal do vão pênsil, para se proceder ao fecho da cadeia com a montagem dos 8 pinos finais, correspondendo 2 no viaduto Continente, 4 no vão pênsil e 2 no viaduto Ilha, nos lados Norte e Sul, foi necessário realizar duas operações distintas.

Em primeiro lugar as barras de olhal do vão pênsil foram elevadas e reposicionadas na cota teórica, porque por motivos operacionais, todos os pinos tinham sido montados a uma cota inferior para facilitar o acesso dos operários e instalação dos equipamentos auxiliares. Em segundo lugar foi necessário movimentar o topo das torres principais em direção às margens, por meio de afinação cuidada das cargas no sistema de atirantamento provisório das torres principais, a distância necessária até garantir a concentricidade de todos os furos das peças a ligar. No viaduto Ilha, após a movimentação do pilone T8 o valor teórico, não se conseguiu garantir a concentricidade total dos furos sem ultrapassar a carga admissível no sistema de atirantamento. Por esse motivo, desenvolveu-se um dispositivo auxiliar que se fixou por atrito às barras de olhal que faltavam ligar e permitiu o ajuste de 30 mm do topo da torre T8 e garantir a concentricidade do furo exigida para a montagem dos últimos 2 pinos.

3.4 Montagem dos cabos pendurais

Com as novas barras de olhal instaladas, passou-se à montagem dos cabos pendurais e afinação simultânea dos lados Continente e Ilha, Norte e Sul. A afinação seguiu as orientações do projeto definidas em termos de força e posição relativa entre o nó superior e nó inferior.

A sequência de instalação dos cabos pendurais foi inversa à sequência de desmontagem, ou seja, começou-se pelo cabo mais curto, localizado próximo ao centro da treliça e seguiu-se em direção às torres. Após a conclusão da montagem, realizada a análise das cargas de instalação e feito o levantamento topográfico, o projetista dispensou a verificação adicional das cargas nos pendurais que tinha sido prevista, remetendo a mesma para uma fase posterior ao final da obra, já sem as estruturas auxiliares e apenas com o peso próprio final da ponte.

4 Transferência de carga

A fim de substituir as 360 barras de olhais e os 28 cabos pendurais que compõem a estrutura de suspensão do vão central, foi necessário elevar a treliça de modo faseado, impondo um conjunto de deformadas especificamente dimensionado para alívio das tensões nos elementos a substituir, transferindo o peso da parte suspensa da ponte para as estruturas provisórias. O procedimento de transferência de carga foi concebido pela empresa projetista RMG Engenharia (Carvalho, 2017) e posteriormente desenvolvido e detalhado pelo consultor Massimo Marini da Studio MMI, contratado para o efeito pela Teixeira Duarte.

Numa primeira fase, foi feito o apoio da ponte sobre a estrutura provisória, elevando-a 130 mm a meio-vão, aplicando 20% da

carga total. Esta elevação foi realizada com 24 cilindros hidráulicos de 50 t, posicionados sob alguns nós da corda inferior da treliça e controlados por 4 centrais hidráulicas. Com esta pré-elevação executada, iniciou-se a montagem de torres metálicas provisórias, sobre a estrutura da ponte, para apoio das barras de olhais, num total de 660 t de aço.

Os restantes 80% da carga total da ponte foram transferidos para a estrutura inferior em 4 fases, totalizando uma elevação adicional de 400 mm no meio vão da ponte. Para isso foram usados 30 cilindros hidráulicos de 50 t e 28 de 100 t, instalados na estrutura de suporte provisória, sob os nós da corda inferior da treliça (Figura 7. O sistema hidráulico utilizado para a elevação da treliça compôs-se de 3 centrais hidráulicas sincronizadas, interligadas entre si e comandadas num único posto de comando (Master), onde era possível visualizar as informações de todos os cilindros hidráulicos. A operação através de centrais hidráulicas sincronizadas permitiu o controlo automatizado de todos os cilindros hidráulicos, garantindo com precisão o deslocamento pretendido em cada alinhamento e minimizando o risco de desalinhamentos no tabuleiro da ponte durante as várias etapas de elevação.



Figura 7 Cilindros hidráulicos e calços posicionados sob a treliça do vão central

Concluída a transferência de carga, deu-se início à desmontagem do sistema de suspensão da ponte, começando pela remoção dos cabos pendurais e posteriormente das barras biarticuladas.

5 Monitorização e controlo

Todas as etapas de elevação e abaixamento foram realizadas durante a noite, evitando deformações devidas às variações térmicas diurnas. Após cada etapa e durante o dia seguinte, foram efetuadas as análises e interpretações de todas as medições topográficas, dos outputs das centrais hidráulicas (forças em cada cilindro hidráulico) e dos resultados do sistema de monitorização. O sistema de monitorização foi montado com equipamento da HBM, incluindo sensores e sistemas de aquisição de dados.

Desenvolveu-se um sistema de monitorização topográfico para acompanhar o deslocamento de pontos críticos tanto na ponte

como na estrutura de suporte provisória. No total, foram instalados 62 prismas refletores GPR112 e 10 alvos refletores. Os alvos GPR112 permitiram a aferição da sua posição durante as operações noturnas com uma estação total Leica TS30. Os resultados obtidos foram comparados com os valores teóricos e a informação recolhida do sistema hidráulico.

O sistema de monitorização incluiu vários sensores e dispositivos de aquisição de dados de diferentes tipos, todos recolhidos e sincronizados pelo mesmo software. Para medições de extensão e de temperatura, a tecnologia escolhida foi a ótica, nomeadamente *Fiber Bragg Grating* (FBG). No total, foram usados 284 sensores para medir cargas em 64 locais críticos. A opção por sensores FBG foi tomada sobretudo pela sua resistência à humidade e à corrosão, fatores importantes face à duração da obra. (Casas *et al.*, 2003). Além dos sensores óticos, foram instalados 26 elétricos, 20 inclinómetros nas bases da estrutura provisória e nos pilares, 2 termómetros, 2 anemómetros e 2 fluxómetros.

Entre os sensores e a sala de controlo onde foram instalados os sistemas óticos de aquisição de dados, foram instalados cabos multifibra com emendas feitas insitu. Estes cabos foram também usados como meio de comunicação entre os 6 sistemas elétricos de aquisição de dados PMX, posicionados junto aos sensores elétricos.

Todos os sensores foram ligados à sala de controlo através de controladores Ethernet óticos: os PMX do cabo ótico e os interrogadores óticos diretamente. Como referido anteriormente, foram usadas 6 unidades PMX para a aquisição dos 26 sinais elétricos. Para os quase 300 sensores FBG, usou-se 3 interrogadores BraggMETER com 8 canais óticos. Todos os dispositivos foram sincronizados via software Catman e as medições foram gravadas e processadas. Foram usados 2 PCs, um para aquisição de dados em direto e de forma contínua e outro para o pós-processamento de dados anteriormente guardados. A Figura 7 mostra a sala de controlo e uma imagem da monitorização em tempo real. O software utilizado permitiu, com facilidade, a configuração de dados, visualização, armazenamento e processamento, tendo possibilitado ainda a criação de scripts em VBA visando a criação automática de relatórios periódicos em MS Word ou Excel e de alarmes para trabalhadores no local ou localizados remotamente, via e-mail ou SMS.

Durante as operações de transferência de carga, ia sendo feita uma análise em tempo real da evolução dos esforços nos elementos monitorizados, comparando os resultados com as previsões teóricas. No final de cada operação elaborou-se um relatório através do software com os dados de todos os sensores. Este relatório foi sempre comparado com os outros dados disponíveis como as relações força-deslocamento do sistema hidráulico, o controlo topográfico e o modelo teórico.

6 Conclusões

A Reabilitação da Ponte Hercílio Luz é um exemplo a reter no que respeita à complexidade de uma recuperação estrutural de grande porte, onde o trabalho de equipa entre projetista e entidade executante foi primordial, requerendo uma equipa multidisciplinar e na qual foram aplicadas técnicas de reabilitação inovadoras.

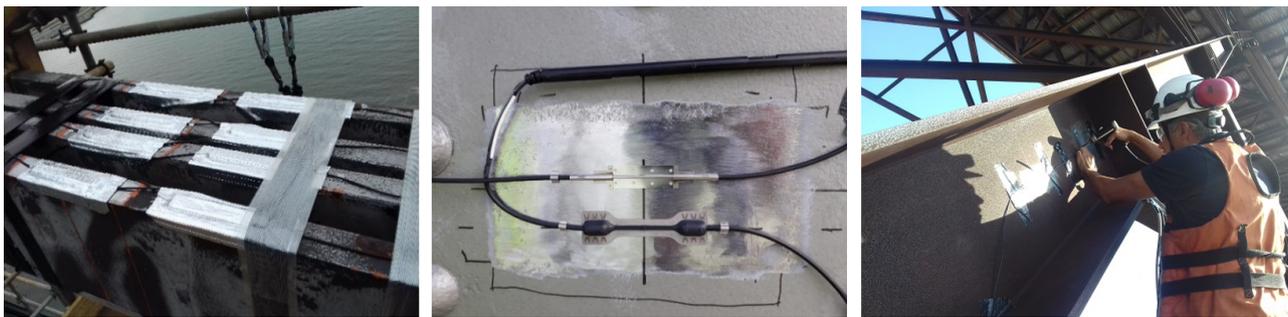


Figura 8 Sensores óticos de deformação (FS62) e de temperatura (FS63). À esquerda: Compósitos. No meio: Soldáveis. À direita: Processo de soldadura

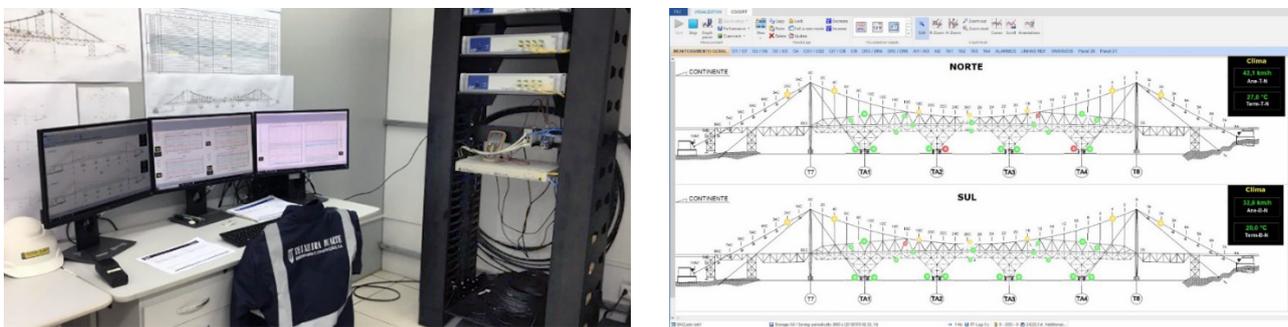


Figura 9 À esquerda: Sala de controlo com 3 interrogadores BraggMETER industriais. À direita: Exemplo de um painel com visualização de dados em tempo real sobre um alçado da ponte

As soluções de reforço de fundações abordadas foram aquelas que, de alguma forma, tiveram abordagens diversas do inicialmente proposto e foram desenvolvidas e adequadas à expertise da empresa nesta área.

A substituição integral do sistema de suspensão foi o mais desafiante de todos os aspetos desta obra, obrigando a um desenvolvimento de soluções, estruturas auxiliares, adequação de equipamentos e ferramentas, apenas possível com uma equipa altamente especializada que esteve afeta a este projeto ao longo de mais de 4 anos.

Por fim, o sucesso das operações de transferência de carga não teria sido possível sem o controlo e a segurança que o extensivo sistema instalado de instrumentos de medição proporcionou. A monitorização e a comparação entre os dados reais e o comportamento esperado pode ser uma ferramenta poderosa para a calibração de modelos, particularmente em obras de reabilitação.

Referências

- [1] Barth, F.; Hayashi, F.; Silveira, W. (2014) – Ponte Hercílio Luz: restauração, manutenção e perspectivas de usos. Revista Electrónica Técnico-Científica do IFSC n. 5.
- [2] Carvalho, Hermes; Fakury, Ricardo Hallal; Vilela, Paula Moura Leite. (2017) – The Challenges of Rehabilitating the Hercilio Luz Suspension Bridge. Latin American Journal of Solids and Structures, 14(4), 700-713. <https://dx.doi.org/10.1590/1679-78253401>.
- [3] Casas, J.; Cruz, P. (2003) – Fiber Optic Sensors for Bridge Monitoring. Journal of Bridge Engineering, Volume 8, Number 6, 362-373.
- [4] Steinman, D.B.; Grove, W.G. (1928) – The eye-bar cable suspension bridge at Florianopolis, Brazil. American Society of Civil Engineers Transactions.

Randselva bridge and Drawingless projects – Planning and building bridges solely based on BIM models

Ponte Randselva na Noruega – O projeto e a construção de pontes recorrendo unicamente a modelos BIM (sem desenhos)

Tiago Vieira
Pedro Cabral
Øystein Ulvestad
Krzysztof Wojslaw

Abstract

This paper describes the methods behind drawing less design and how a 634 m long free cantilever bridge is being built without the use of a single drawing, solely based on BIM-models.

Drawings have been part of the construction industry for thousands of years. So, why would one want to stop using drawings? The answer is complex, but the main reasons are:

- Understanding scope of work: A 3D-model greatly enhances understanding of the scope of work about what will be planned or built.
- Clash control: Finding, anticipating and solving clashes in a BIM-model is a lot easier and cheaper than solving clashes at site.
- Parametric design: BIM-models can be made with the help of parametric design.
- Preparing for the future: If one wants to improve automation in the construction industry, BIM is the alternative to 2D drawings when transferring information from design to site.

Keywords: Bridge / Construction innovation / BIM / Parametric design / Model based design

Resumo

Neste artigo descrevem-se os métodos de projetar sem recurso a desenhos e como uma ponte de avanços sucessivos em consola com 634 m está a ser construída unicamente com base em modelos BIM, sem se utilizar um único desenho em obra.

Os desenhos fazem parte da indústria da construção há milhares de anos. Então, qual o motivo para não se usarem desenhos? A resposta é complexa, mas as principais razões são:

- Compreensão do âmbito: um modelo 3D melhora consideravelmente a compreensão do âmbito do que será projetado ou construído.
- Controlo de conflitos: encontrar, antecipar e resolver conflitos num modelo BIM é muito mais fácil e económico do que resolvê-los em obra.
- Parametização: os modelos BIM podem ser produzidos recorrendo a parametrização.
- Preparação do futuro: o BIM é uma alternativa aos desenhos 2D melhorando a automatização na construção e a transferência de informação do projeto para a obra.

Palavras-chave: Ponte / Inovação na construção / BIM / Parametização / Modelação 3D

Tiago Vieira

Armando Rito Engenharia S.A.
Lisboa, Portugal
tiago.vieira@arito.com.pt

Pedro Cabral

Armando Rito Engenharia S.A.
Lisboa, Portugal
pedro.cabral@arito.com.pt

Øystein Ulvestad

Sweco, Norge AS
Oslo, Norway,
oystein.ulvestad@sweco.no

Krzysztof Wojslaw

Sweco, Norge AS
Oslo, Norway
krzysztof.wojslaw@sweco.no

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.

VIEIRA, T. [et al.] – Randselva bridge and Drawingless – Projects Planning and building bridges solely based on BIM models . **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 115-122.

1 Bridge concept

Bridges link previously separated geographic areas unavoidably transforming the landscape. Each bridge concept depends on the local factors that may influence and determine the final solution chosen for a valley or river crossing. So, every single bridge has its own history and should, therefore, be seen as unique.

On Randselva bridge those factors are strongly related with the asymmetric river valley geometry and a major geotechnical constraint of a steep slope located on the west side of the valley, composed by sands with 80 m height. These key requirements together with other functional crossing needs related to an existing railway line, the Kistefoss road, a future parking place and a local access road have determined the bridge solution which harmonizes all these requirements.

As result, a bridge consisting of a continuous concrete superstructure over the full length with 7 spans: $75 + 194 + 137 + 3 \times 60 + 48 = 634$ m (between abutments axes) was designed, as shown in Figure 1. The deck cross section, with a total width of 14.6 m (including edge beams), comprises a single cell concrete box girder with variable heights on the 3 major spans (axes 1 to 4) and a 4 m constant height concrete deck on the smaller east side spans (axes 4 to 8). Due to the different geotechnical scenarios crossed, four different types of foundations were designed: concrete bored piles with $\varnothing 1500$ mm (axes 1, 2 and 3), steel core piles with $\varnothing 270$ mm (axes 4, 5, 7 and 8) and a shallow footing (axis 6).

2 BIM

A drawingless project, or the so-called model-based project has the following advantages:

- Understanding scope of work: A 3D-model greatly enhances understanding of the scope of work when both planning and building. While a drawing gives a limited amount of information, like levels and measurements, a BIM-model gives the user the ability to access any information needed. Compared to a 2D-drawing, a BIM-model also gives the ability to sequence information.
- Clash control: Finding, anticipating, and solving clashes in a BIM-model is a lot easier than on a 2D-drawing and cheaper than solving clashes at site.
- Parametric design: BIM-models can be made with the help of parametric design. This way of working gives a lot of flexibility to design changes and saves a lot of time when working on repetitive tasks.
- Cross border cooperation: A BIM-model looks the same in any country, while drawings usually are very country-specific. Thus, cross country collaboration becomes easier.
- Procurement: As all objects that need to be built or bought are represented in the model, updated accurate data for volumes and quantities are always present in the BIM-model. Also, reinforcement can be ordered directly from the BIM-model, eliminating the need for manually made bar bending schedules.

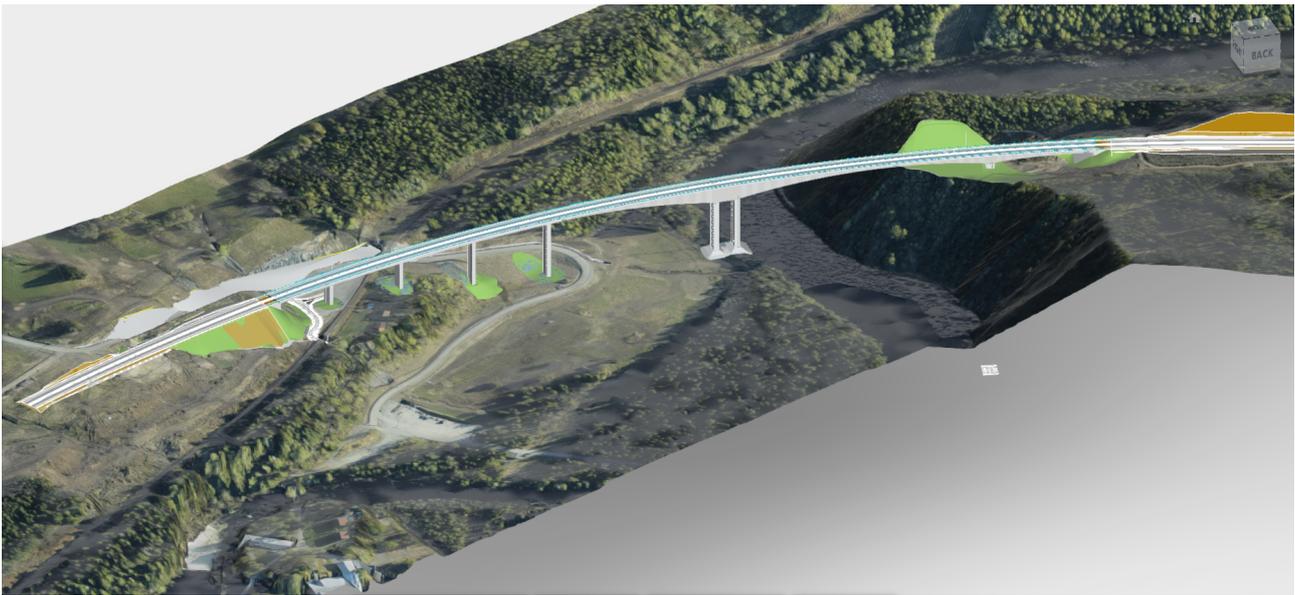


Figure 1 Randselva bridge, Norway – General overview from North (BIM model shown in SMaRT, Sweco AS)

- Preparing for the future: If we want to improve automation in the construction industry, it's essential to find alternatives to 2D-drawings when transferring information from design to site. Feeding 2D-drawings to a robot will not be optimal.

2.1 What is BIM and why use it?

When mentioning BIM (Building Information Model) most people normally refer to digital BIM-models, but the abbreviation BIM can also be used to describe the workflow that ensures information-flow in the process of planning, building, and maintaining structures.

Norwegian Public Roads Administration (NPRA) is the project owner of the Randselva bridge project. Over time they have been gradually

extending their demand for how BIM is used in their projects. The first step in this development has been to use BIM-models as the basis for project drawings. Parallel to this development, they have seen a significant reduction in change orders. The main reason for significant reduction in change orders in BIM-projects are better opportunities for clash control and the improved understanding of scope of work.

Figure 2 shows a drawing detail (left) and the equivalent area in a BIM-model shown in perspective (right). They both carry information about the top reinforcement of a concrete pile and how it will pass through the bottom reinforcement of the above foundation. The 3d-view does however offer a lot more information on potential clashes and a greatly improved understanding of scope of work even before one start rotating the view.

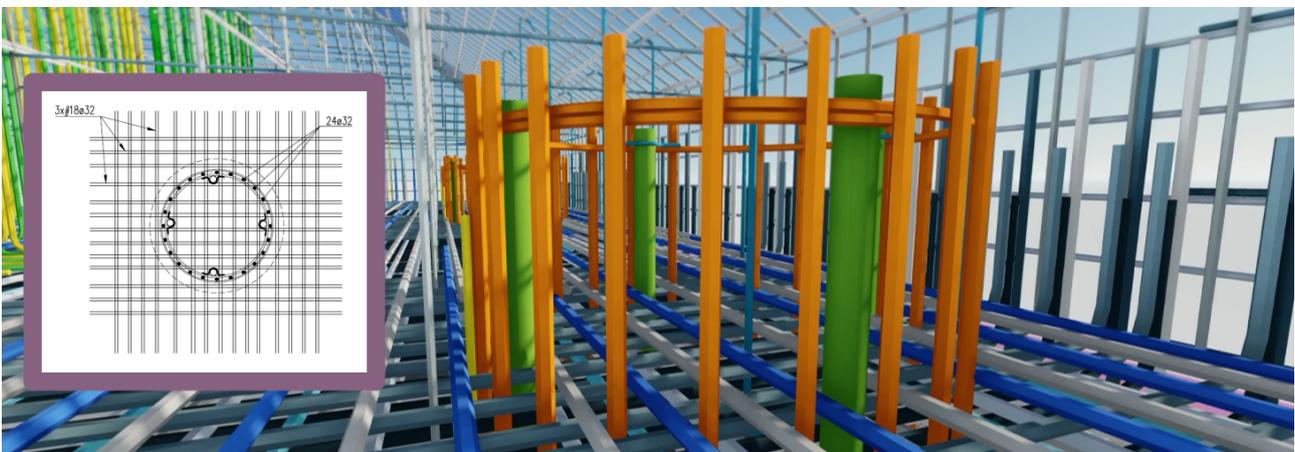


Figure 2 The drawing detail (left) and the 3d-perspective (right) representing the same area in construction

To ensure a successful use of BIM in the Randselva project, BIM-workflows were defined very early on in the project. They included defining:

- Which software would be used;
- Which file formats would be used;
- How quality control was to be done;
- Which UDAs (user defined attributes) was to be used.

2.2 Who will use the model?

A key to successful use of BIM is understanding who will use the BIM-model and understanding what kind of information the users will need to withdraw from the model. The Randselva bridge BIM-models are being used for multiple purposes along its way from design to operational state, as illustrated in the BIM workflow in Figure 3. Users of the multiple stages will normally have different information requirements and use different software to extract the data.

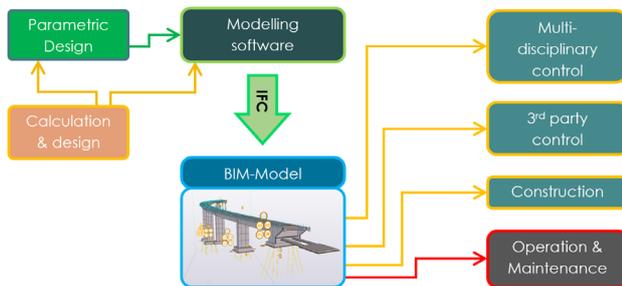


Figure 3 BIM-workflow and model users

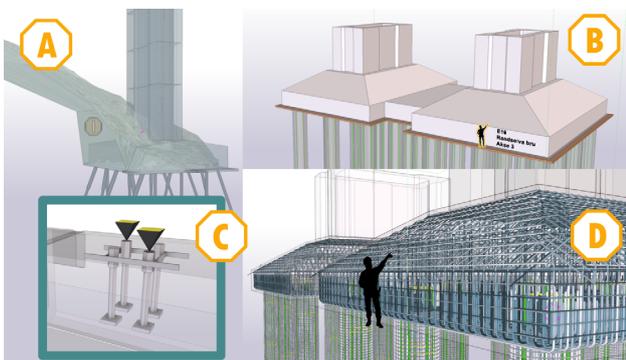


Figure 4 Four main purposes for use of BIM-models at construction site

On the Randselva bridge project, multi-disciplinary control and 3rd party control are mainly done by using Solibri™ in combination with BCF-files. At the construction stage, the model is being used for the following four main purposes schematically shown in Figure 4:

- Earthworks and backfilling;
- Constructing scaffolding / Surveying;
- Producing and placement of third-party products;
- Installing reinforcement (and post tensioning).

These four different purposes all need specialized software and work methods.

Counted in hours, the construction stage is by far the stage where the BIM-models are being used the most. In contrast, it is at this stage where available software is the least developed. Especially methodology for installing reinforcement can greatly be improved.

Even though this is currently not used extensively, the BIM-model will hopefully be used for more than planning and construction and live on to serve as a digital twin with very detailed as-built documentation. This is assumed to be very valuable for the operational period of the bridge and in maintenance purposes.

2.3 Level of detail

Choosing an optimal level of details in a BIM-model is very important. Objects need to be modelled with enough details to be useful in clash control and understanding scope of work. At the same time, too many details will make model very large and software will start lagging and be difficult to control.

Post tensioning tendons and anchorages are important components in the Randselva bridge as they are the “arteries” of the bridge. Due to the bridge curvature in plan view and the combination of two different structural systems, the post tensioning geometry is very complex, and the position of the components is not flexible. However, only the outer shape of the tendons geometry and anchorages is important to model correctly, as it will form the basis for clash control.

The steel strands and the inner geometry of the anchorages are taken care of by the company delivering the product and does not need to be modelled. An excerpt of the 200 tendons modelled at Randselva bru is shown in Figure 5.

All structural reinforcement needed for the Randselva bridge project has been modelled – see Figure 6. This gives a very good understanding of which clashes must specially be designed and fitted due to clashes and potential installation problems. All rebars in the BIM-model are however not clash free. A pragmatic approach is chosen where some clashes between rebars in the model are accepted as long as it is obvious that clashes can easily be adjusted at construction site.

Another advantage of modelling all rebars is that reinforcement can be ordered directly from the BIM-model, eliminating the need for manually made bar bending schedules. In areas with heavy reinforcement and limited space like blisters for post tensioning anchorages, many projects traditionally produce 1:1 mock-ups at worksite to test constructability. For the Randselva bridge project, these mock-ups have been produced digitally and have proven to be a very efficient and cost-effective way of engineering.

In particular, due to the bridge curvature each blister position and corresponding reinforcement are almost unique. In the BIM-model, local adjustments on the general and blisters reinforcement were made for every blister. This would traditionally require a great amount of specific drawings to avoid extra work at site. A comparison between a mock-up assembled at worksite and a digital mock-up developed for Randselva bridge is presented in Figure 7.

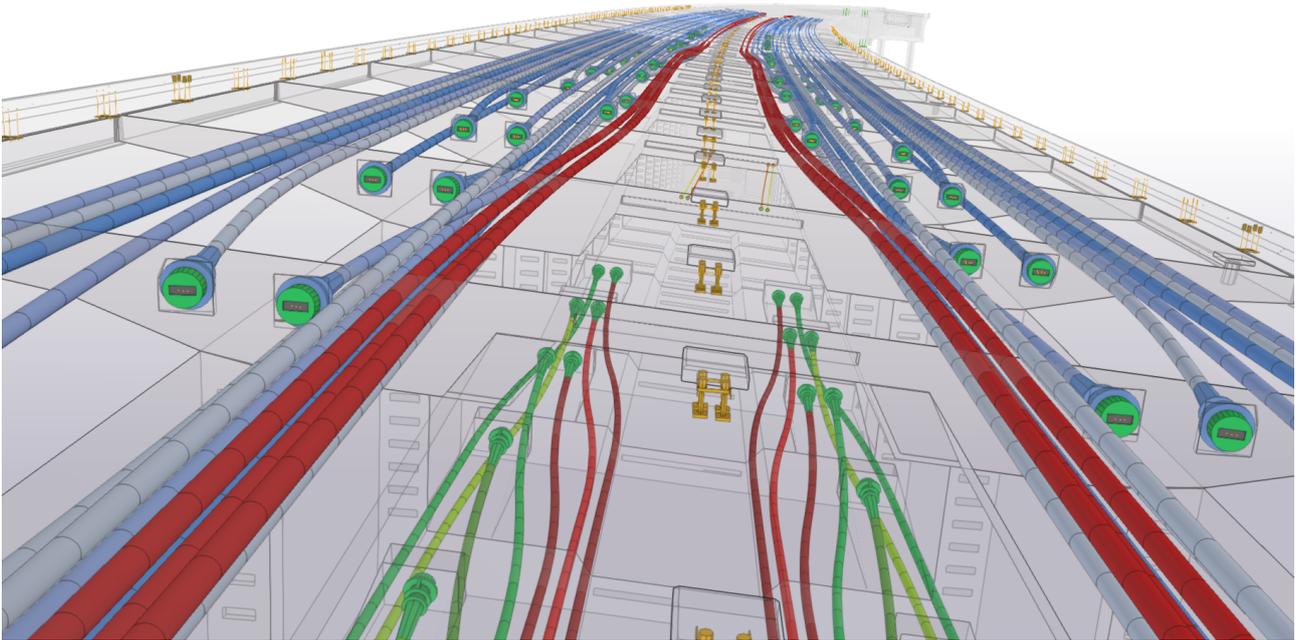


Figure 5 Randselva bridge contains over 200 tendons

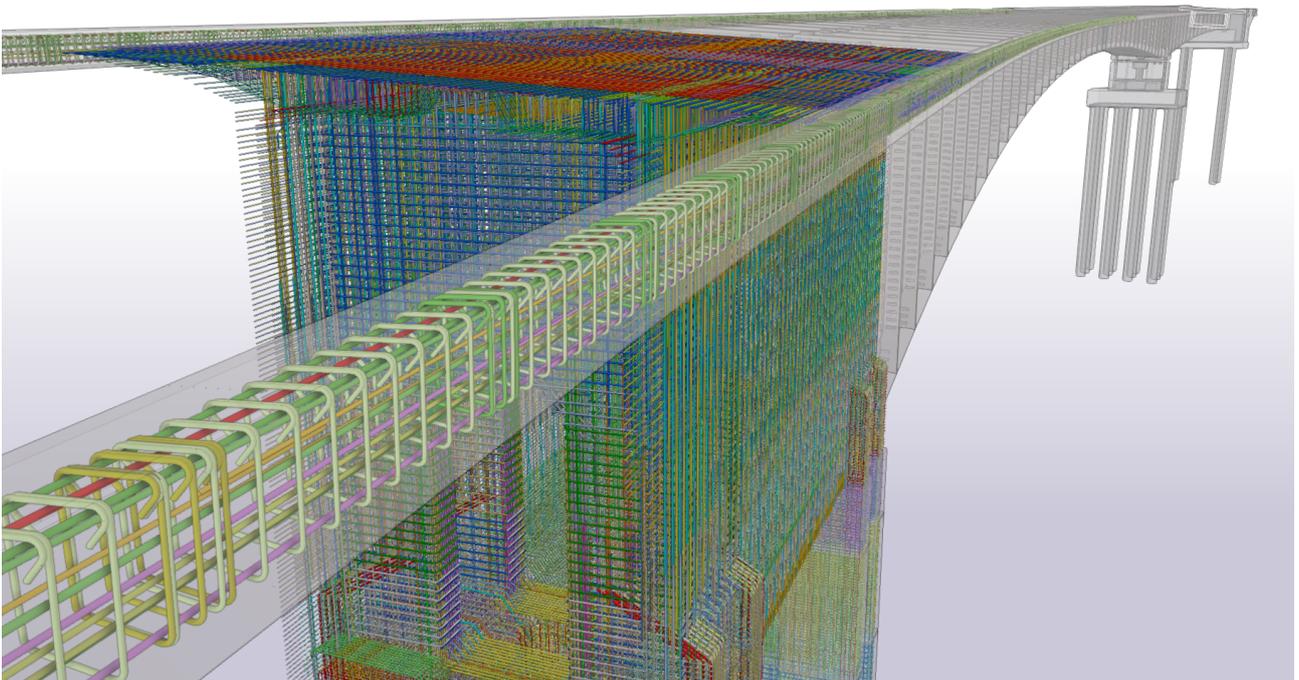


Figure 6 Randselva bridge contains over 200 000 rebars

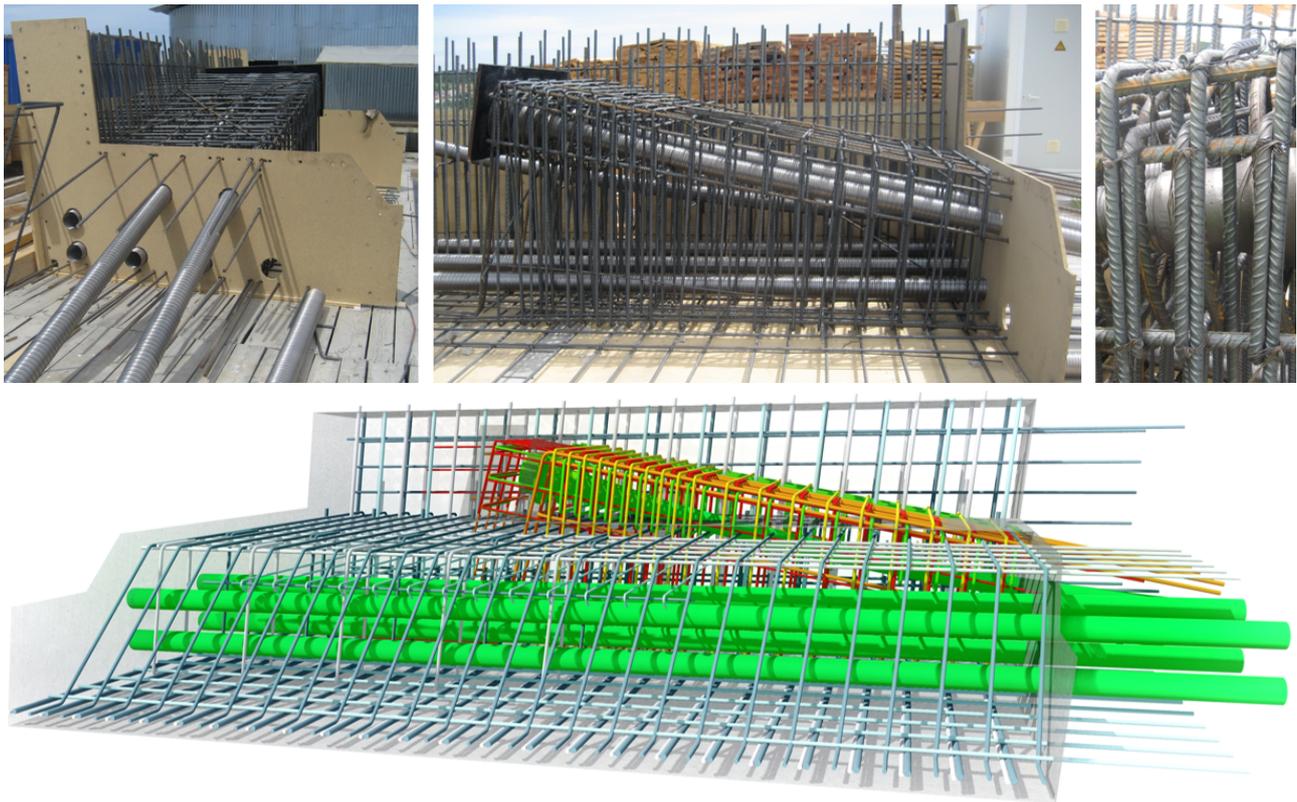


Figure 7 Digital mock-ups have replaced traditional 1:1 construction-site mock-ups

2.4 Parametric design

Parametric design can be described as a set of rules (a parametric script) that is fed to a computer. The computer then use these rules to produce a digital model. A quite simple example of such a rule can be to place lighting posts every twenty meters along the centreline of the road. The advantages of modelling using parametric design compared to modelling manually are many. If for example the centreline of the road is moved, the computer will automatically move the lighting posts with it, eliminating the human labour needed to update the position of all the lighting posts. If the desired distance between the lighting posts is revised in the script, the computer revises the design in seconds. The same principles can be used for more complex modelling like reinforcement or post tensioning.

When using enough of these rules, most of a structure can be described by parametric design. This leaves a very flexible design that can be revised quickly and without human errors. The parametric scripts can also easily be reused in future projects. For the Randselva bridge project, more than 60% of the structure is modelled using

parametric design. All the tendons and over half of the reinforcement and concrete form has been created this way.

2.5 User Defined Attributes (UDA)

All objects in a BIM-model have attributes connected to it. Some of the attributes are predefined by the software used to model the object. Objects can also be enriched with UDA as shown in Table 1.

One of the most important parts of constructing a high-quality BIM-model is adding useful attributes to objects in the model. The more structures data that is added, the easier it is to use the model at later stages. On the downside, a large set of attributes is harder and laboursome to maintain. The key is understanding what kind of information is useful at the different life-stages of the BIM-model.

In an IFC-viewer like Solibri, these attributes are shown when marking an object. For the Randselva bridge project the user defined attributes are shown in the custom-made curtain "A_E16_PART_INFO" seen in Figure 8.

Table 1 User defined attributes used in the E16 Randselva project

UDA-name	Info example	Name of object
01 Object name	Foundation	More thorough description of object if needed
02 Description	Crane foundation	Object code (In Norway: vegvesen.no)
03 Object code	C2	Main process (In Norway: handbook R762)
04 Process	84410000	Level of detailing
05 LOD	350	Object status
06 Status	3rd party control	Object revision
07 Revision	01	Date of revision
08 Revisions date	2019.05.14	If clashing, what object should be prioritized
09 Placement priority	1	Material quality
10 Material	C45	Dimension (only if not clearly given by the object)
11 Dimension	Tube Ø120	Construction sequence / pour phase of object
12 Con. sequence	3C01-01	Drawing name and number
13 Free attribut_01	K01-005 -	Link to drawing (required by NPRA)
14 Free attribut_02	https://a360.co/DSFJDF	...
...	...	Name of object

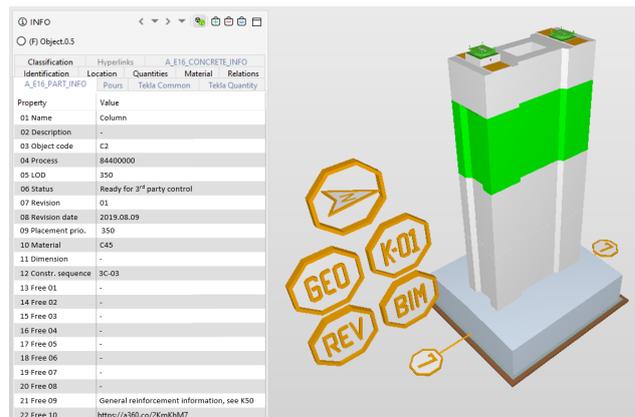


Figure 8 The custom-made curtain “A_E16_PART_INFO” shows the UDAs added for a column part of Randselva bridge

For the Randselva project, one of the most used UDA (user defined attributes) is “construction sequence”. This attribute states which cast unit the object belongs to. This enables the contractor to easily plan their orders of concrete, reinforcement and post tensioning better, making logistics at site easier. Figure 9 shows the BIM simulation of the first two deck segments in Axis 3.

As the BIM-model moves through its life stages, the type of user defined attributes needed for an object will most likely change due to revised requirements. Changing user defined attributes for objects in the BIM-model is relatively easy.

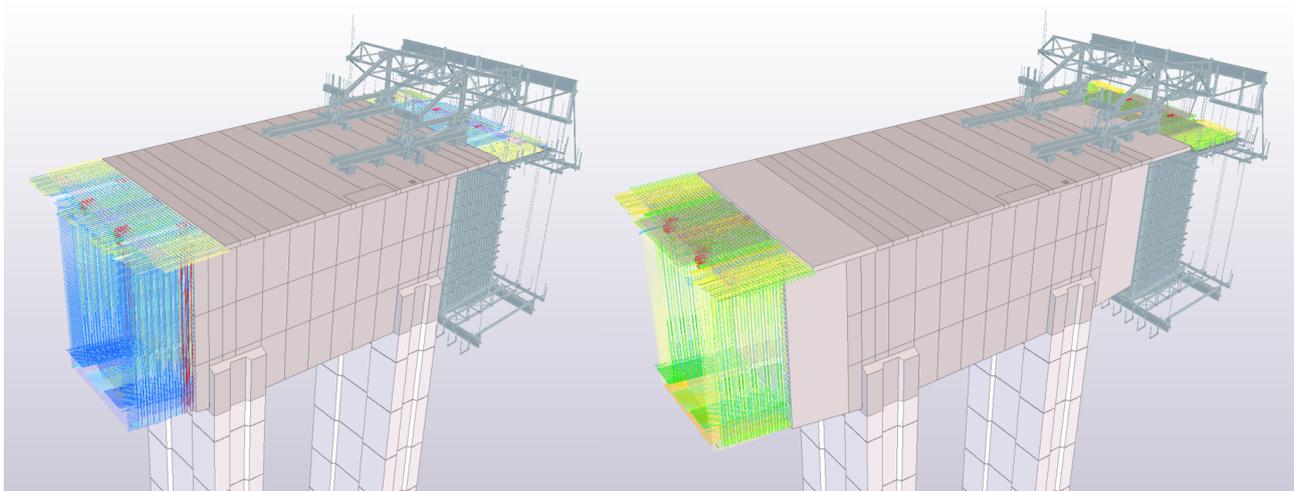


Figure 9 Using UDAs (user defined attributes) to show different construction sequences (Axis 3: segments 01 and segments 02 phases)

2.6 Disadvantages

Drawingless projects improve a lot of traditional workflows and ways of transferring information between involved participants in a project. There are however disadvantages to this method of working. The main disadvantages we have identified are summarized below:

- BIM-models contains a lot of information. Without good software and good ways of filtering data, it is hard to extract the needed data.
- How long will the IFC-format exist? Will future users of the BIM-model be able to read the data and how are digital links to connected documents maintained?
- In a BIM-model, informing the user about revised or added objects are easily done by adding UDA-information to the object. Informing the user about deleted objects are however more difficult, as there is no longer an object to attach the UDA-information to. So far, the mediocre solution to this problem is creating a revision log.
- Presenting tables of information in a BIM-model is hard. So far, this is normally solved by adding links to documents.
- In a drawing, a reinforcement concept valid for multiple similar construction elements (like piers) can be presented and is easily controlled. In a BIM-model, however, all reinforcement for all elements have to be present in the model, making modelling and control more laborious.
- In a drawing, a flexible concept can easily be presented. An example of this are piles (shown with break lines) set on top of bedrock, even though the level of the bedrock is unknown. This type of flexible design concept is hard to communicate in a BIM-model.

3 Conclusions

This paper summarizes the main features of Randselva bridge in Norway, the world's longest bridge designed and currently being built solely based on BIM-models. Along with a brief description of the bridge concept, the main focus is sharing the BIM modelling methodologies and features used for design and construction of this advanced model-based project.

2D drawings usually follow certain CAD rules and specific country defined notes and descriptions. BIM models make cross-country collaboration a lot easier than in 2D drawings, since a BIM-model practically looks the same in any country.

Experience from Randselva bridge also shows that the high level of detailing used in the BIM-model is allowing a more standardized fabrication of reinforcement and is significantly reducing the number of questions and change requests from the site. On the other hand, to achieve this performance there is a need for an important investment from all stakeholders in this new digitalization methodology.

References

- [1] Engenharia S.A., Armando Rito, Norge AS, SWECO – Detailed design of Randselva bridge, E16 Eggemoen - Åsbygda (2019).
- [2] Ulvestad, Ø.; Vieira, T. (2019) – Drawingless design. From design to construction. BIM Trends and Innovation ISEP, Porto.
- [3] Ulvestad, Ø.;Vieira, T. (2021) - Randselva. "The death of drawings". BIM Summit INFRA, Estonia.
- [4] Trimble's World's Best BIM Project and Best BIM Infrastructure Project (<https://www.tekla.com/bim-awards/randselva-bridge>)
- [5] Vieira, T.; Ulvestad, Ø.; Cabral, P.; Geicke, A. (2021) – Randselva bridge, Norway. Designing and Building solely based on BIM-models. fib Symposium 2021, Lisbon.

Novos desafios na monitorização da estrutura de ampliação da pista do Aeroporto da Madeira

New challenges in structural monitoring of Madeira Airport runway extension

Luís Oliveira Santos, Min Xu, João Reis,
Francisco Barros, Susana Aguiar, Pedro Sousa,
Paulo Tavares, Pedro Moreira, Elsa Franco

Resumo

O Aeroporto da Madeira é uma infraestrutura crítica com características estruturais únicas, o que motivou a monitorização do seu comportamento estrutural desde a construção da estrutura de ampliação da pista, que decorreu entre 1995 e 2000.

O conhecimento adquirido do comportamento da estrutura em serviço, bem como a significativa evolução tecnológica, tornaram natural uma atualização do sistema de monitorização, tendo em vista o incremento de informação relevante para a gestão da sua conservação.

Para além de novos sistemas de aquisição e comunicação, a atualização operada compreendeu a instalação de novas funcionalidades, designadamente a monitorização do movimento das juntas de dilatação e do comportamento dinâmico, quer através de acelerómetros e extensómetros em fibra óptica, quer por via de um sistema de correlação digital de imagem.

Nesta comunicação é brevemente descrito o sistema de monitorização original, bem como os novos sensores e alguns dos resultados iniciais, que se afiguram promissores.

Abstract

Madeira Airport is a critical infrastructure with unique structural characteristics, which motivated the monitoring of its structural behaviour since the construction of the runway extension structure, which took place between 1995 and 2000.

The knowledge acquired about the behaviour of the structure in service, as well as the significant technological evolution, made it natural to update the monitoring system, to increase the information relevant for the management of its conservation.

In addition to a new acquisition and communication systems, the upgrade included the installation of new functionalities, such as the monitoring of the movement of expansion joints and the monitoring of the dynamic behaviour, either through accelerometers and fibre optic strain gauges, or through a digital image correlation system.

In this paper, the original monitoring system is briefly described, as well as the new sensors and some of the initial results, which appear to be promising.

Palavras-chave: Aeroporto da Madeira / Correlação digital de imagem /
/ Monitorização da integridade estrutural / Monitorização
dinâmica

Keywords: Madeira Airport / Digital image correlation / Structural health
monitoring / Dynamic monitoring

Luís Oliveira Santos

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
luis.osantos@lnec.pt

Min Xu

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
xumin@lnec.pt

João Reis

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
jpreis@lnec.pt

Francisco Barros

INEGI – Instituto de Ciência e Inovação em Engenharia Mecânica e Engenharia Industrial
fbarros@inegi.up.pt

Susana Aguiar

INEGI – Instituto de Ciência e Inovação em Engenharia Mecânica e Engenharia Industrial
saguiar@inegi.up.pt

Pedro Sousa

INEGI – Instituto de Ciência e Inovação em Engenharia Mecânica e Engenharia Industrial
psousa@inegi.up.pt

Paulo Tavares

INEGI – Instituto de Ciência e Inovação em Engenharia Mecânica e Engenharia Industrial
ptavares@inegi.up.pt

Pedro Moreira

INEGI – Instituto de Ciência e Inovação em Engenharia Mecânica e Engenharia Industrial
pmoreira@inegi.up.pt

Elsa Franco

ANA – Aeroportos de Portugal
Santa Cruz, Portugal
emfranco@ana.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

SANTOS, L. [et al.] – Novos desafios na monitorização da estrutura de ampliação da pista do Aeroporto da Madeira . **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 18. ISSN 2183-8488. (março 2022) 123-130.

1 Introdução

A estrutura de ampliação da pista do Aeroporto Internacional da Madeira, projetada pelo Eng.º António Segadães Tavares e construída entre 1995 e 2000, é uma estrutura singular, de grandes dimensões e enorme importância económica e social. Estas características motivaram a instalação, durante a construção, de um sistema de monitorização da integridade estrutural e da durabilidade, concebido e implementado pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), com a colaboração do Laboratório Regional de Engenharia Civil da Madeira (LREC). O sistema de monitorização então instalado representou um significativo investimento, tendo permitido a recolha de informação relevante durante a construção e os primeiros anos em serviço.

O sucesso de uma candidatura de um projeto de investigação submetido pela ANA ao programa PROCIÊNCIA 2020 (Projeto MEGE) permitiu modernizar o sistema de monitorização da integridade estrutural originalmente instalado, visando um relevante incremento da informação experimental sobre o comportamento da estrutura e, conseqüentemente, valorizando o seu contributo como instrumento de apoio à decisão no âmbito da gestão deste importante ativo.

Para este efeito, seguiu-se uma estratégia que, continuando a explorar o equipamento instalado que se encontrava operacional, procurou acrescentar funcionalidades que se afiguram relevantes para a avaliação do comportamento da estrutura ou dos seus componentes. O comportamento da obra em serviço, a experiência acumulada na exploração do sistema instalado, o desgaste de parte do equipamento de observação instalado e a significativa evolução tecnológica ocorrida ao longo dos quase vinte anos passados desde a implementação do plano de observação original permitiram selecionar alguns pontos prioritários da referida estratégia.

Pretendeu-se desta forma desenvolver e implementar soluções que sirvam especificamente os requisitos de uma infraestrutura aeroportuária, através de abordagens novas, incorporando o recurso a tecnologias consolidadas e emergentes num contexto diferenciado, com a redundância necessária para permitir a sua validação mútua.

Neste artigo, após uma breve descrição da estrutura e do sistema de monitorização instalado durante a construção, referem-se os critérios utilizados na escolha das grandezas a monitorizar, bem como os novos sensores instalados para esse efeito. Por fim, apresentam-se alguns resultados e tecem-se algumas considerações finais.

2 A estrutura de ampliação da pista do Aeroporto da Madeira

A estrutura de ampliação da pista do aeroporto desenvolve-se em planta segundo uma forma sensivelmente retangular, com uma largura de 178 m e um comprimento total de 1008 m (Figura 1).

Esta estrutura é constituída por pórticos transversais, afastados entre si de 32 m e, em geral, apoiados em 6 pilares maciços e cilíndricos, que suportam a laje que acomoda a plataforma aeroviária [1]. A estrutura está dotada de uma junta de dilatação que a separa em dois troços independentes: o troço contíguo à pista antiga, com uma



Figura 1 Vista geral da estrutura de ampliação da pista do Aeroporto da Madeira

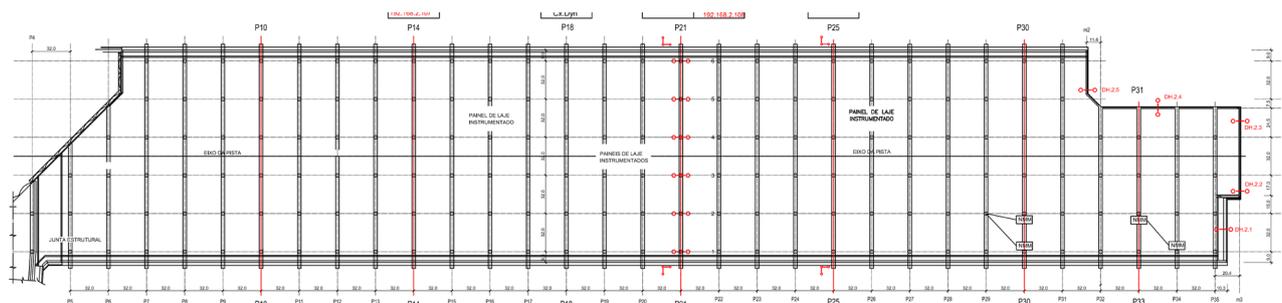


Figura 2 Planta da estrutura de ampliação da pista do Aeroporto da Madeira

extensão de 546 m, compreende 17 pórticos, numerados de P5 a P21; o segundo troço, com 462 m de comprimento, é constituído pelos pórticos P22 a P35 (Figura 2).

As lajes possuem uma espessura de 1,0 m que aumenta até 1,7 m, junto às vigas, através de uma variação parabólica da sua face inferior 10 m contíguos a cada viga [1], como é visível na Figura 1.

Os pórticos transversais são constituídos por vigas apoiadas em seis pilares, afastados entre si de 32 m, que se prolongam por consolas de 14 metros de vão em cada extremidade.

As vigas são em betão armado pré-esforçado, com uma forma aproximada em I, cuja altura varia segundo uma diretriz circular entre 3,6 m, a meio vão e na extremidade das consolas, e 5,6 m nos apoios sobre os pilares. O banzo superior tem, junto à alma, uma altura máxima de 1,7 m; a alma tem uma altura de 1,3 m e largura de 2 m; o banzo inferior tem 3 m de largura e uma altura que varia entre 0,6 m, a meio vão, e 2,6 m sobre o eixo dos pilares [1].

Os pilares são em betão armado, com uma secção circular de 3 m de diâmetro e uma altura de cerca de 50 m sobre o aterro

marítimo, existindo alguns pilares nas zonas de falésia com alturas significativamente inferiores. As fundações dos pilares são diretas, por sapatas, ou indiretas, sobre estacas, conforme a natureza do solo de fundação.

3 O sistema de monitorização da integridade estrutural instalado durante a construção

O sistema de monitorização instalado durante a construção baseou-se em extensómetros de corda vibrante e termómetros elétricos de resistência embebidos no interior do betão dos seis pórticos assinalados na Figura 2, bem como nos painéis de laje igualmente assinalados nessa figura. Estes sensores estavam ligados a um sistema de aquisição de dados, permitindo a realização automática das medições [2].

A título exemplo, na Figura 3 apresenta-se a evolução das extensões medidas desde a construção numa secção (S14) da viga de um pórtico desta estrutura.

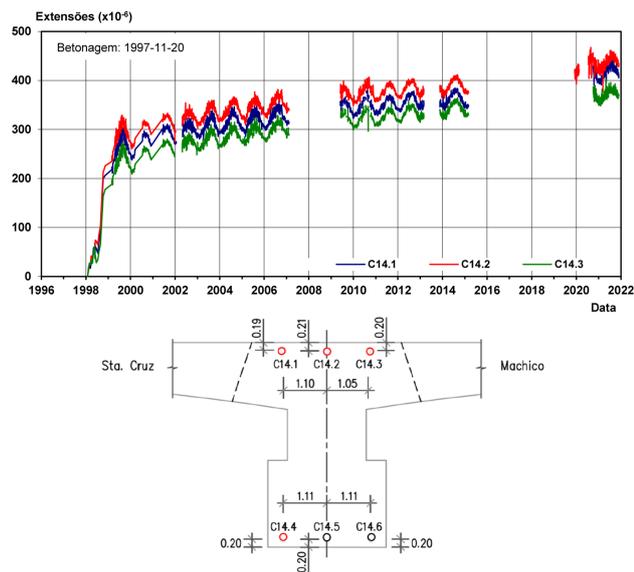


Figura 3 Evolução das extensões do betão

Importa referir que a maioria dos termómetros e extensómetros se encontram operacionais. Por este motivo, bem como pelo interesse de continuar um registo de cerca de 20 anos desses sensores, que constitui uma base de referência significativa do comportamento da estrutura, foi renovado o sistema de aquisição de dados inicialmente instalado.

Complementarmente foram instaladas bases de clinómetro de bolha de ar no maciço de fundação de diversos pilares, tendo sido realizado um extenso estudo *in situ* do comportamento diferido do betão, envolvendo 87 provetes de retração e 32 provetes de fluência.

4 Inovação no sistema de monitorização da integridade estrutural

4.1 Seleção das novas vertentes do sistema

A excecionalidade desta estrutura, decorrente das suas dimensões bem como da especificidade das sobrecargas, torna especialmente interessante a monitorização do funcionamento das juntas de dilatação, bem como do seu comportamento dinâmico. A relevância das juntas está naturalmente associada à longa extensão da estrutura; a importância do comportamento dinâmico prende-se com o forte impacto causado pelos movimentos das aeronaves, e particular na sua aterragem. Nestas circunstâncias, a escolha das novas vertentes recaiu com naturalidade sobre estes dois aspetos críticos.

4.2 Juntas de dilatação

A estrutura do aeroporto está dotada de juntas de dimensão moderada nas duas extremidades e de uma junta de características excecionais numa zona intermédia, situada entre os pórticos P21 e P22. Na Figura 4 apresentam-se duas vistas desta junta de dilatação, uma superior e outra inferior.

O elevado comprimento da junta motivou a monitorização dos seus movimentos em diversos pontos, tendo sido escolhidos os cinco alinhamentos de pilares para instalar sensores magnetostrictivos. Nos alinhamentos extremos estes sensores foram instalados nos muros guarda-rodas, mas nos restantes foi necessário proceder a essa instalação na parte inferior da junta (Figura 4).



Figura 4 Junta de dilatação principal: vista geral e detalhe da instrumentação

Na Figura 5 apresentam-se os movimentos da junta de dilatação principal ao longo de um ano, entre janeiro de 2020 e novembro de 2021, juntamente com a temperatura do ar e no interior do betão (T81.1). Para além da evidente correlação, verifica-se que a uma

variação de temperatura no betão com cerca de 17°C de amplitude corresponde uma variação da abertura da junta de cerca de 9 cm.

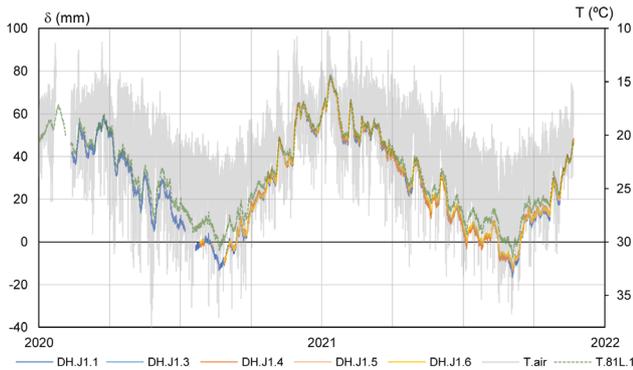


Figura 5 Movimentos da junta de dilatação principal

4.3 Monitorização do comportamento dinâmico

4.3.1 Considerações gerais

A monitorização do comportamento dinâmico de uma estrutura fornece informação relevante sobre o desempenho dessa estrutura, permitindo uma deteção precoce de anomalias. No caso da estrutura de ampliação da pista do Aeroporto da Madeira, a acuidade desta valência é acrescida devida à continuada imposição de cargas dinâmicas decorrentes da aterragem dos aviões.

Neste contexto, a monitorização dinâmica desta estrutura incidiu na designada “zona de toque”, situada entre os pórticos P17 e P19, tendo-se procedido à instalação nessa zona de um conjunto de acelerómetros, extensómetros em fibra óptica e a um sistema de correlação digital de imagem.

4.3.2 Medição de acelerações

A medição das acelerações tem como objetivo quantificar o efeito da aterragem e descolagem dos aviões, pelo que se privilegiou a medição das acelerações verticais e longitudinais: as primeiras visando fundamentalmente a medição do impacto da aterragem ou da descolagem; as segundas procurando quantificar o efeito da frenagem dos aviões.

Para este efeito foi instalado um conjunto de sete acelerómetros no eixo central da face inferior do tabuleiro, entre os pórticos P17 e P19. Nas vigas dos pórticos P17 e P19 foram instalados dois acelerómetros orientados longitudinalmente. Os cinco acelerómetros verticais foram posicionados nas vigas dos pórticos P17 a P19, bem como na face inferior dos dois painéis de laje intermédios, como representado esquematicamente na Figura 6. A Figura 7 é constituída pela zona instrumentada da viga central do pórtico P19, que inclui dois acelerómetros, bem como os sensores de fibra óptica e o padrão de Correlação Digital de Imagem descrito adiante na secção 4.3.4.

O elevado volume de dados gerado pela monitorização dinâmica motivou o desenvolvimento de algoritmos para o processamento automático das acelerações medidas, extraindo os parâmetros modais da estrutura em tempo real [4].

O processamento automático dos registos, efetuados com uma frequência de aquisição de 250 Hz, realiza-se separadamente para as acelerações verticais e longitudinais. Na Figura 8 apresentam-se as acelerações verticais medidas durante uma hora em que um avião de pequeno porte em regime de treino realizou diversas aterragens e descolagens, cuja ocorrência é bem evidente nesta figura.

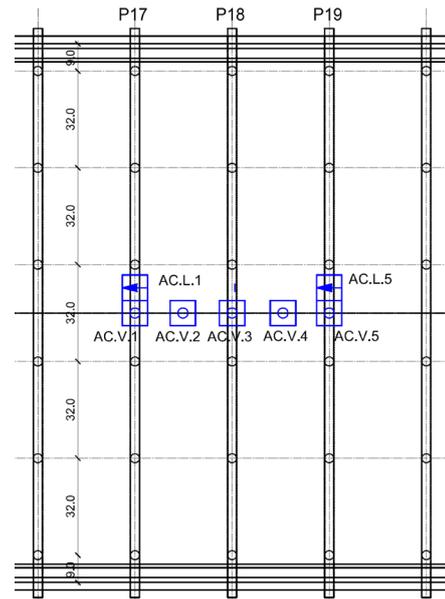


Figura 6 Posicionamento dos acelerómetros

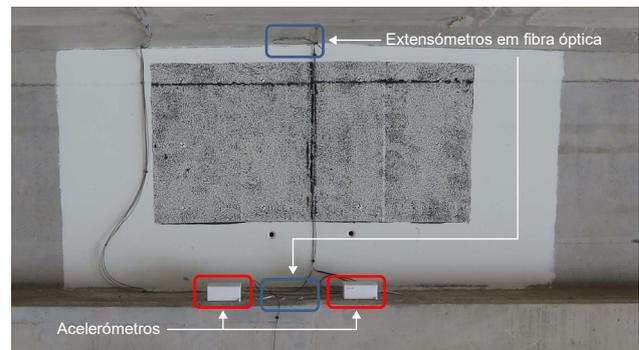


Figura 7 Instrumentação da viga do pórtico P19

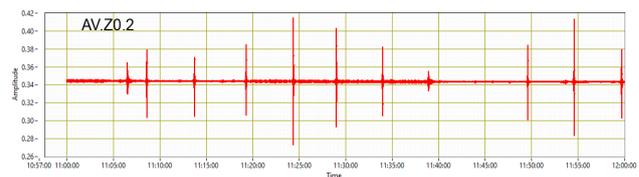


Figura 8 Registo das acelerações verticais em 2020-10-01

Os registos de aceleração são objeto de um pré-processamento e decimados para 50 Hz, após o que se procede à identificação das características dinâmicas através de uma análise modal operacional

(AMO) a cada grupo de séries temporais de duração horária, em que se aplicam várias técnicas [3]:

- Método de Decremento Aleatório;
- Método de identificação estocástica em subespaços (SSI-COV);
- Automatização do processo de identificação modal.

A identificação modal estocástica é efetuada com base na resposta das estruturas às ações ambientais, assumindo-se a hipótese de as forças de excitação serem idealizáveis através de um processo estocástico gaussiano de tipo ruído branco (com densidade espectral constante) com média nula. A aterragem, descolagem

ou mesmo a simples circulação dos aviões sobre a pista, provocam vibração substancialmente maior que as ações ambientais, como se pode constatar na Figura 8. Assim sendo, é necessário eliminar as vibrações provocadas pelos movimentos de aeronave, o que é efetuado com base no critério de valor eficaz (RMS) dos dados pré-processados [4].

Aplicando o método de identificação estocástica em subespaços (SSI-COV) e a técnica de análise cluster são identificados os polos estabilizados que são considerados, possivelmente, associados aos modos de vibração da estrutura (Figura 9). Consequentemente, são obtidos os parâmetros modais (frequência natural, coeficiente de

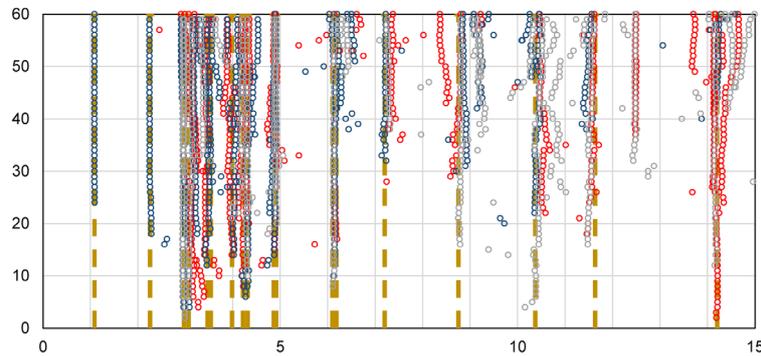


Figura 9 Diagrama de estabilização das acelerações verticais

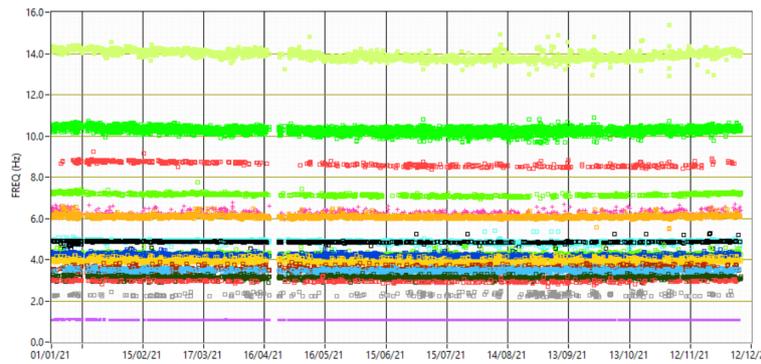


Figura 10 Frequência dos modos de vibração verticais

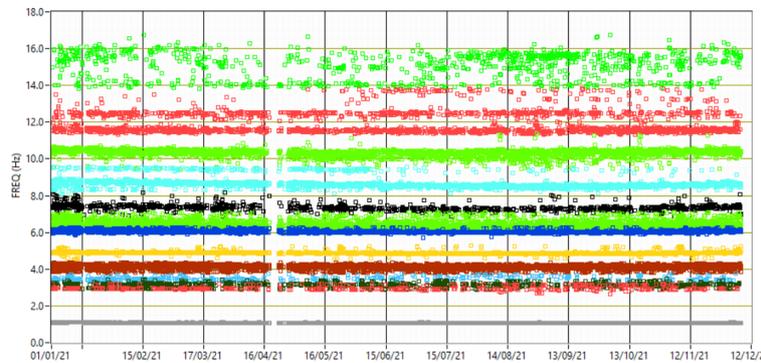


Figura 11 Frequência dos modos de vibração longitudinais

amortecimento e configuração modal) dos modos de vibração da estrutura.

Desta forma foi possível obter modos de vibração presentes, de uma forma contínua, ao longo do período em análise, como representado na Figura 10, relativamente aos modos verticais, e na Figura 11 para os modos longitudinais. Devido às características da estrutura, nomeadamente o facto de ser uma estrutura contínua com um elevado número de tramos (32×32 m) e uma grande largura (178 m), existe um número considerável de modos de vibração com frequências muito próximas, como se pode verificar, por exemplo, nos intervalos de 2 Hz a 5 Hz e de 6 Hz a 8 Hz.

As frequências e coeficientes de amortecimento identificados ao longo do tempo permitirão a avaliação da evolução do comportamento dinâmico da estrutura.

4.3.3 Fibra óptica

A medição de extensões em regime dinâmico visa complementar a informação obtida através dos acelerómetros.

Para este efeito foram instalados 8 extensómetros em fibra óptica, posicionados nas secções de meio vão do tramo central dos pórticos P18 e P19. Em cada secção foram instalados dois extensómetros no banzo superior da viga e dois extensómetros no seu banzo inferior, tal como está assinalado na Figura 7. Estes extensómetros foram instalados na direção longitudinal dos pórticos, portanto na direção perpendicular ao eixo da pista.

Para a compensação do efeito da temperatura no funcionamento destes extensómetros, em cada secção foi também instalado um termómetro em fibra óptica.

4.3.4 Correlação digital de imagem

Complementarmente à medição de extensões em regime dinâmico por extensómetros em fibra óptica, foi também definido e instalado um sistema de correlação digital de imagem, capaz de fornecer mapas de deslocamentos para os mesmos eventos dinâmicos, tais como aterragens, descolagens e rolagem de aeronaves [5].

Tendo como alvo a medição dos deslocamentos nas secções de meio vão do tramo central dos pórticos P18 e P19, foram colocados dois sistemas de monitorização por imagem por cima dos pilares noroeste do tramo central dos pórticos P17 e P18, respetivamente, apontados para as secções alvo, nas quais foram pintados padrões (Figura 7) para permitir a análise. A instalação das câmaras diretamente sobre os pilares deve-se ao facto de o deslocamento vertical nestas secções não ser significativo relativamente à flecha das vigas a meio vão. Cada sistema é constituído por uma câmara e equipamento de comunicação, protegidos por uma caixa IP68, e um sistema de limpeza do vidro da caixa (Figura 12). Os sistemas comunicam através de fibra óptica com computadores instalados nas imediações da pista que controlam o processo de aquisição.

A partir do momento em que o sistema de aquisição entra em funcionamento, são continuamente adquiridas imagens da zona onde foi aplicado o padrão. A primeira imagem é guardada em memória e serve de referência, e para além desta são sempre

mantidas em memória as últimas 60 imagens. À medida que cada imagem é capturada, uma pequena região desta é comparada com a região homóloga da referência com um algoritmo de correlação digital. Se for detetado um deslocamento de aproximadamente 1 pixel, é sinalizado ao sistema que foi detetado um evento e repete-se o processo.



Figura 12 Sistema de monitorização por correlação digital de imagem, montado sobre o pilar P17.4

Os eventos correspondentes a deteções de deslocamentos da viga são automaticamente guardados e processados, sendo possível obter deslocamentos ao longo de cerca de 4 segundos de aquisição, a uma frequência de 90 Hz (correspondente ao *frame rate* da câmara). O processamento recorre a algoritmos de correlação digital com resolução subpixel [7], estimando-se que a resolução obtida seja aproximadamente 1/20 do pixel, o que corresponde neste caso a 0,026 mm.

Os resultados obtidos para cada evento permitem a obtenção de mapas de deslocamentos relativos a instantes de tempo individuais, bem como a evolução do deslocamento para um ponto com localização central em cada viga. A Figura 13 mostra o deslocamento ao longo do tempo referente a um mesmo evento, identificado por meios independentes como uma aterragem, para os dois pórticos. Pode verificar-se que a forma das curvas é semelhante, assim como os valores atingidos.

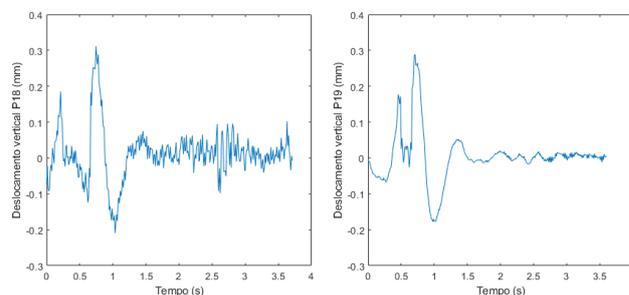


Figura 13 Deslocamento (valores positivos correspondem a uma descida do tabuleiro) ao longo do tempo para o mesmo evento nos dois pórticos, com base temporal não síncrona entre as duas representações

5 Aquisição e transmissão de dados

O sistema de aquisição de dados relativos à monitorização do comportamento estático da estrutura foi totalmente renovado, recorrendo a loggers Datataker DT85G e a diversos módulos de expansão de canais CEM20 [6][5], permitindo a realização automática das medições e da transmissão de dados.

As exigências da aquisição dinâmica, nomeadamente no que se refere à frequência de aquisição, tornaram necessário o recurso a um sistema específico para este efeito. Foi assim instalado um sistema de aquisição composto por uma unidade concentradora de dados Q.station 101 e por unidades digitalizadoras de dados Q.bloxx da marca Gantner Instruments [8].

Por outro lado, a utilização de sensores em fibra óptica requer um sistema de aquisição dedicado, específico para este tipo de sensores. Para este efeito, foi instalada uma unidade de aquisição FS22 Industrial BraggMeter com capacidade para aquisição com uma frequência até 1000 Hz [9].

A transmissão de dados entre os diversos data loggers e os serviços de aquisição e tratamento de dados que correm num computador industrial, instalado no centro de manutenção da ANAM, é assegurada por uma rede local de comunicação de dados, com topologia física em bus estendido e transmissão de sinais por fibra óptica. A rede em fibra óptica permite por um lado o isolamento galvânico entre as diversas secções do sistema de aquisição de dados e a imunidade da comunicação a eventuais interferências eletromagnéticas, e por outro, dado se monitorizar uma estrutura com tão grande extensão, garantir a largura de banda necessária para a elevada frequência de aquisição associada à monitorização dinâmica.

A cópia de segurança dos dados obtidos é feita diariamente. Presentemente a ANAM está a desenvolver uma base de dados que integra todas as informações relevantes sobre o estado de integridade estrutural da pista do Aeroporto Madeira.

O acesso remoto ao computador industrial é efetuado através de uma rede VPN, possibilitando a gestão do sistema de monitorização instalado na pista e a análise preliminar dos dados obtidos, sem comprometer a segurança da rede local de comunicação.

6 Conclusões

A aplicação de modernas técnicas de monitorização do comportamento estrutural na estrutura de ampliação da pista do Aeroporto da Madeira, permitiu uma significativa atualização do sistema instalado durante a construção, que teve lugar nos últimos anos do século passado. Neste contexto, merecem uma referência particular duas novas funcionalidades: a medição dos movimentos das juntas de dilatação, através do recurso a sensores magnetostrictivos na junta principal e de jointmeters de corda-vibrante na junta da cabeceira 23; a monitorização do comportamento dinâmico, através de um conjunto de acelerómetros do tipo *force-balance* e de extensómetros em fibra óptica, bem como de um sistema de correlação digital de imagem, instalados na designada "zona de toque", de forma a caracterizar a resposta estrutural face às solicitações decorrentes da aterragem e descolagem dos aviões. Pretendeu-se assim utilizar simultânea e complementarmente técnicas consolidadas de monitorização e uma técnica promissora.

Os referidos sensores estão todos associados a sistemas de aquisição, bem como à nova rede local de transmissão de dados permitindo a realização de medições de forma automática e o acesso remoto à informação. Os valores medidos são processados de forma automática e, posteriormente carregados numa base de dados, em desenvolvimento, tendo em vista a sua disponibilização num portal de acesso restrito a utilizadores autorizados.

Os desenvolvimentos em curso passam pela obtenção dos deslocamentos a partir das acelerações, recorrendo para o efeito à fusão dos dados das acelerações e das extensões, de forma a evitar as dificuldades associadas à dupla integração da aceleração, método que tem um erro intrínseco associado causado pela integração numérica no domínio do tempo discreto, consequência do desvio de baixa frequência no deslocamento estimado. Será assim possível aumentar a informação disponível e comparar os deslocamentos obtidos através das acelerações e da correlação digital de imagem.

Agradecimentos

O trabalho apresentado foi desenvolvido no âmbito do projeto MEGE – Monitorização Estrutural de Grandes Estruturas, integrado no Programa Operacional Madeira 14-20, no âmbito do PROCiência 2020, Sistema de Incentivos à Produção de Conhecimento Científico e Tecnológico da Região Autónoma da Madeira.

Referências

- [1] Ferreira, D.; Tavares, A. Segadães.; Fernandes, J. Almeida; Santos, T.O., 1999 – O novo aeroporto do Funchal, II Jornadas Insulares de Engenharia, Funchal.
- [2] Xu, M.; Santos, L.O.; Fernandes, J. A., 2001 – Analysis and Observation of Funchal Airport Extension, EPMESC VIII - International Conference on Enhancement and Promotion of Computational Methods in Engineering and Science, Shanghai, China, 25-28 July 2001.
- [3] Xu, M.; Santos, L.O.; Vieira, T., 2016 – Modal Identification of Bridges based on Continuous Dynamic Monitoring. 8th European Workshop on Structural Health Monitoring, Bilbao, Spain.
- [4] Xu, M.; Santos, L.O., 2017 – Dynamic Assessment of the São João Bridge Structural Integrity. Procedia Structural Integrity, Volume 5, 2017, Pages 325-331, ISSN 2452-3216, <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2017.07.178>.
- [5] Barros F.; Aguiar, S.; Sousa P. J.; Cachaço A.; Ramos N. V.; Tavares P. J.; Moreira P.; Xu M.; Santos L. O.; Franco E., 2021 – Displacement monitoring of crossbeams in an airport runway extension using digital image correlation. ICSI 2021 The 4th International Conference on Structural Integrity. Structural Integrity Procedia.
- [6] Thermo Fisher Scientific, 2017 – DT80 Range User's Manual (UM-0085-B09). Australia.
- [7] Barros, F.; Sousa, P. J.; Tavares, P. J.; Moreira, P. – "Digital image correlation through image registration in the frequency domain," The Journal of Strain Analysis for Engineering Design, vol. 53, no. 8, p. 575-583, 2018.
- [8] GANTNER INSTRUMENTS GmbH, 2011 – Q.series / e.series System Guide. Vers.No.1.31.
- [9] HBM FiberSensing, 2017 – FS22 DI. Industrial BraggMETER DI. User Manual.

rpee

SÉRIE III

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering



PUBLICAÇÃO DE ARTIGOS BASEADOS NAS MELHORES DISSERTAÇÕES DE MESTRADO 2021 E 2022

1. OBJETIVOS

- 1.1 Incentivar a elaboração de artigos resultantes das melhores Dissertações de Mestrado no âmbito da Engenharia de Estruturas;
- 1.2 Promover a sua publicação na rpee – revista portuguesa de engenharia de estruturas, permitindo a sua divulgação no meio técnico e científico.

2. ELEGIBILIDADE

São elegíveis para publicação os artigos resultantes de Dissertações de Mestrado apresentadas em Universidades ou Politécnicos que respeitem cumulativamente as seguintes condições:

- 2.1 Tenham sido aprovadas com classificação mínima de 16 valores após a correspondente defesa pública;
- 2.2 Tenham sido defendidas nos anos de 2021 ou 2022.

3. PROCESSO DE SUBMISSÃO

- 3.1 A submissão dos artigos deverá ser feita de acordo com as instruções apresentadas em http://rpee.lnec.pt/03_a_instrucoes_autores.htm e através da plataforma de submissão de artigos da rpee: <http://rpee.lnec.pt/submission>;
- 3.2 Após a submissão deverá ser enviado um email para rpee@lnec.pt, informando o número que foi atribuído ao artigo e que o mesmo foi submetido ao abrigo desta iniciativa. Deverá também ser enviada uma versão da Dissertação em pdf.

4. REVISÃO DOS ARTIGOS SUBMETIDOS

- 4.1 Os autores dos artigos submetidos no âmbito deste anúncio têm o dever de cumprir as normas de comportamento ético da rpee;
- 4.2 A rpee usa o sistema de revisão por pares com anonimato dos Revisores ('single-blind peer reviewing').

5. SELEÇÃO E DISTINÇÃO DOS ARTIGOS APROVADOS

- 5.1 Os artigos aprovados para publicação serão avaliados pela Administração e pela Coordenação Científica da rpee, ou por um júri por estes nomeado, para eleger o artigo a que é atribuído o diploma de "Melhor artigo baseado em Dissertação de Mestrado defendida em 2021 ou 2022";
- 5.2 Poderão ser selecionados outros artigos para atribuição de menções honrosas.

6. CALENDÁRIO

- 6.1 A submissão de artigos terá de ser efetuada até 28/02/2023.



JPEE 2022

6^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas Encontro Nacional de Betão Estrutural 2022

12^o Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica



Lisboa · LNEC
9 a 11 de novembro de 2022

As Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas (JPEE) têm sido organizadas desde 1982 pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) envolvendo três associações nacionais interessadas na engenharia de estruturas: a Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas (APEE), o Grupo Português de Betão Estrutural (GPBE) e a Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES). As Jornadas, com a periodicidade de 8 anos, têm contribuído muito significativamente para o intercâmbio de experiências e informação no domínio da engenharia de estruturas.

Nos 40 anos decorridos após as primeiras Jornadas, as associações que nelas participaram promoveram a realização de vários eventos científicos e técnicos autónomos, nacionais e internacionais, mantendo-se as JPEE como evento de referência, e de reunião das três associações, registando sempre uma grande adesão e sucesso.

TEMAS

TEMA 1 Análise, modelação e normalização

TEMA 2 Materiais, produtos e processos

TEMA 3 Análise e mitigação do risco sísmico

TEMA 4 Estruturas existentes

TEMA 5 Realizações

DATAS LIMITE

Submissão de resumos 31 de março de 2022

Aceitação de resumos 30 de abril de 2022

Submissão de comunicações 30 de junho de 2022

Aceitação de comunicações 15 de setembro de 2022

Mais informações: <http://jpee2022.lnec.pt/>



Mais Sustentabilidade com Cimento e Betão

A cadeia de valor do cimento e do betão associa-se para promover a descarbonização do ambiente construído.

O cimento é o elemento-chave do betão, que é o produto mais consumido pelo ser humano, a seguir à água.

Na sequência do lançamento do Roteiro da Indústria Cimenteira Nacional para a Neutralidade Carbónica em 2050, a ATIC (Associação Técnica da Indústria de Cimento) e a APEB (Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto) assinaram um Protocolo de Colaboração com o objetivo de fomentar a economia circular rumo a um ecossistema da construção verde e digital.

O cimento e o betão dão um valioso contributo para a implementação do **Novo Bauhaus Europeu** e para a concretização da **Vaga de Renovação de edifícios**, rumo às **cidades inteligentes** do futuro. Contribuem para o sucesso da Proposta de revisão da Diretiva relativa ao **Desempenho Energético dos Edifícios**, adotada pela Comissão Europeia a 15 de dezembro de 2021 (COM(2021) 802 final) que:

- define como a Europa pode alcançar um parque imobiliário com emissões zero e totalmente descarbonizado até 2050;
- inclui uma definição de edifícios com emissão zero e o uso de novas métricas de desempenho, incluindo a energia final consumida e as emissões de carbono ao longo do ciclo de vida;
- visa a modernização do parque imobiliário, a digitalização dos sistemas de energia para edifícios e a implantação de infraestrutura para mobilidade sustentável;
- introduz, em coerência com a Vaga de Renovação, padrões mínimos de desempenho energético em toda a UE e permite aos Estados-Membros definir as suas próprias exigências adicionais.

O cimento é o elemento-chave do betão, que é o produto mais consumido pelo ser humano, a seguir à água. É fundamental para a construção sustentável, contribui para edifícios inovadores e energeticamente eficientes, potencia a absorção de CO₂ por edifícios e infraestruturas, minimiza os efeitos ambientais e os congestionamentos na área dos transportes, é utilizado em projetos de grande escala para captar energia de fontes renováveis e permite a construção de infraestruturas resistentes e duradouras com capacidade de adaptação às alterações climáticas. O Protocolo agora assinado entre a ATIC e a APEB visa incrementar este desempenho, identificando como temas prioritários conjuntos a inércia térmica, a resistência ao fogo, a durabilidade, a reciclabilidade e a construção sustentável, e contribuindo para um ambiente construído mais ecológico.

ATIC

Associação Técnica da Indústria de Cimento
Rua Central Park, Edifício 3, N.º 6 – 4º C
2795-242 Linda-a-Velha | Portugal
T. (+351) 213 510 830 | cimento.atic@atic.pt
www.atic.pt

APEB

Associação Portuguesa das Empresas de Betão Pronto
Av. 3 Conselheiro Barjona de Freitas, 10A
1500-204 Lisboa | Portugal
Tel. (+351) 217 741 925 | geral@apeb.pt
www.apeb.pt



Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas

11^a EDIÇÃO DO PRÉMIO FERRY BORGES

Prémio **FERRY BORGES** 2022

Colaboração de
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Ordem dos Engenheiros

Submissão de candidaturas até **30-04-2022**

Regulamento e informações complementares:

www.apee.org.pt

APEE, a/c LNEC, Av. Brasil 101, 1700-066 LISBOA
Tel: 218 443 260 / e-mail: apee@lnec.pt



IABSE

International Association for Bridge and Structural Engineering

IABSE Events

May 25–27, 2022

IABSE 2022 PRAGUE

IABSE

IABSE Symposium Prague 2022

Preliminary Invitation & Call for Abstracts

Challenges for Existing
and Oncoming Structures



ORGANISED BY
CZECH GROUP OF IABSE

IN COOPERATION WITH
CZECH TECHNICAL UNIVERSITY PRAGUE

IABSE



Mais informações em:
<https://iabse.org/prague2022>

IABSE

IABSE Congress Nanjing 2022

September 21-23, 2022

Bridges and Structures:
Connection, Integration and Harmonisation

Organised by
The Chinese Group of IABSE

Chinese Group
IABSE

In cooperation with
Tongji University
Jiangsu Provincial Transportation Engineering Construction Bureau
Southeast University
Nanjing Public Works Construction Center



Mais informações em:
<https://iabse.org/nanjing2022>

Benefícios dos membros da IABSE

- "Structural Engineering International" (SEI) (impresso e electrónico)
- SEI Online, acesso livre a todas as edições, desde 1991
- Conferências da IABSE em todo o mundo a uma taxa reduzida
- Free e-book "Structural Engineering Documents" (SED)
- Publicações da IABSE a preços reduzidos
- Oportunidade de integrar os Grupos Técnicos da IABSE
- Participar no Young Engineers Programme (YEP)
- Boletim informativo da IABSE

A adesão à IABSE está aberta a todos os engenheiros estruturais qualificados e organizações com interesses na área da engenharia estrutural.

Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nos eventos que contem com o apoio do Grupo (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o acesso a uma área reservada no portal do GPBE (www.gpbe.pt) onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da fib - International Federation for Structural Concrete, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registe-se **aqui**.

Quota de sócio individual: € 25,00

Quota de sócio coletivo: € 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.

Sócios Coletivos do GPBE





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.

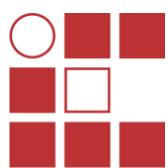
A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários 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





INSTITUTO DA
CONSTRUÇÃO

Reabilitação urbana e património

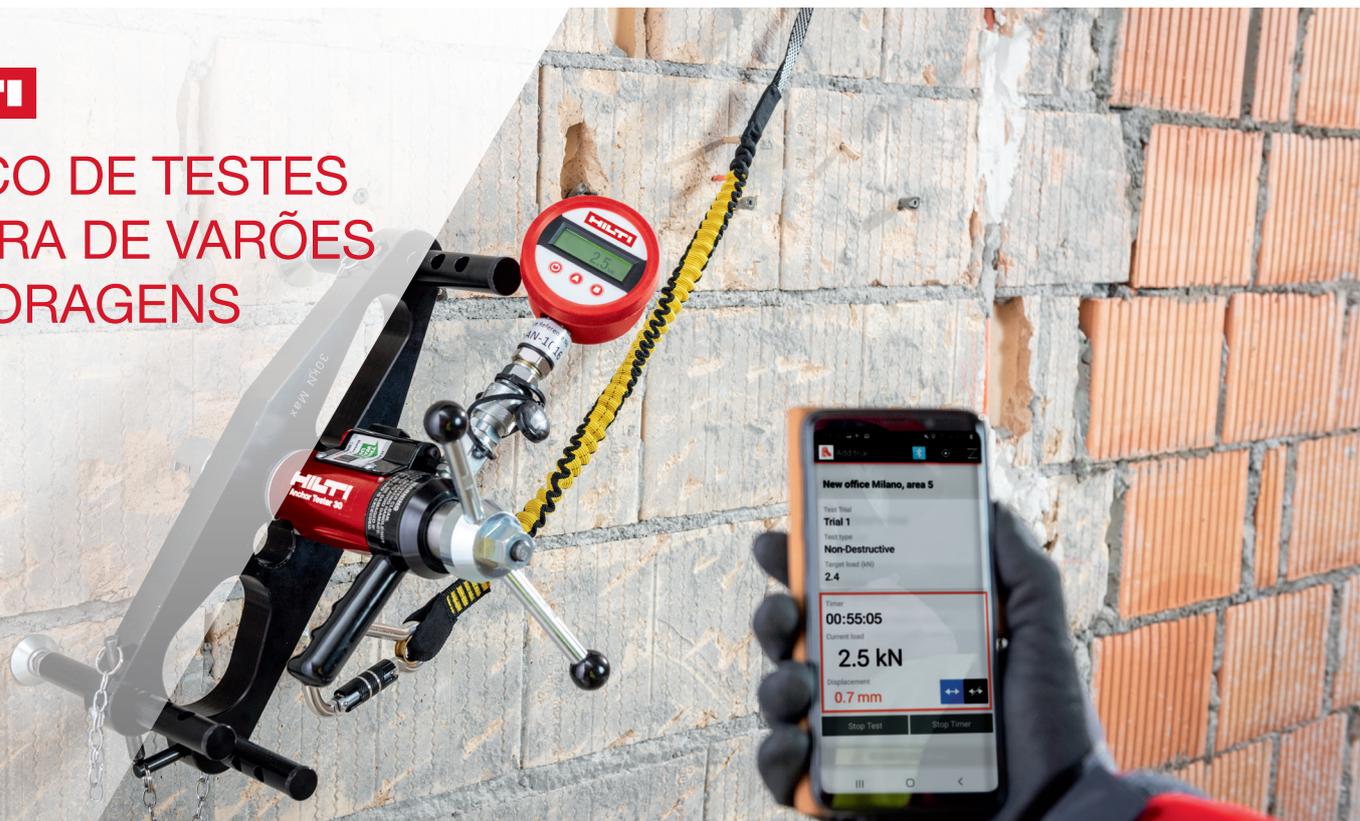
Inspeção
Caracterização
Diagnóstico
Reabilitação
Ensaios
Reforço

www.fe.up.pt/ic
ic@fe.up.pt

Instituto da Construção
R. Dr. Roberto Frias, s/n
4200-465 Porto
Portugal
22 508 1856
22508 2190

HILTI

SERVIÇO DE TESTES EM OBRA DE VARÕES E ANCORAGENS



Pretende avaliar a resistência à tração de uma ancoragem ou varão pós instalado num material base de resistência desconhecida, como alvenaria?
Saiba mais sobre o Serviço de testes de tração em obra da Hilti aqui ▶

www.hilti.pt | 808 200 111



GEOACTIVE

EASY REPAIR 500



www.fassabortolo.com

CAMPO DE EMPREGO

- Reforço estrutural e proteção de elementos de betão degradados como vigas, pilares, cornijas e varandas.
- Reforço e reparação de elementos pré-fabricados em betão.
- Regularização de pequenas zonas de betão com defeitos superficiais, tais como vazios, zonas porosas, segregação, furação das tijas, juntas de betonagem, etc.

**FASSA
BORTOLO**
QUALIDADE PARA CONSTRUÇÃO

e-QUAKE NOVA[®]

TDG



structural
health
monitoring

“A Safer Life is Possible”

Monitor Sísmico

“Uma solução inovadora para monitorização sísmica”

- Acelerómetro sísmico triaxial
- Medições ao nível do Micro-G
- Elevada relação qualidade-preço

Aplicações em:

- Monitorização Estrutural
- Early Warning
- Monitorização de sismos e intensidade sísmica
- Monitorização de explosões e micro-tremores



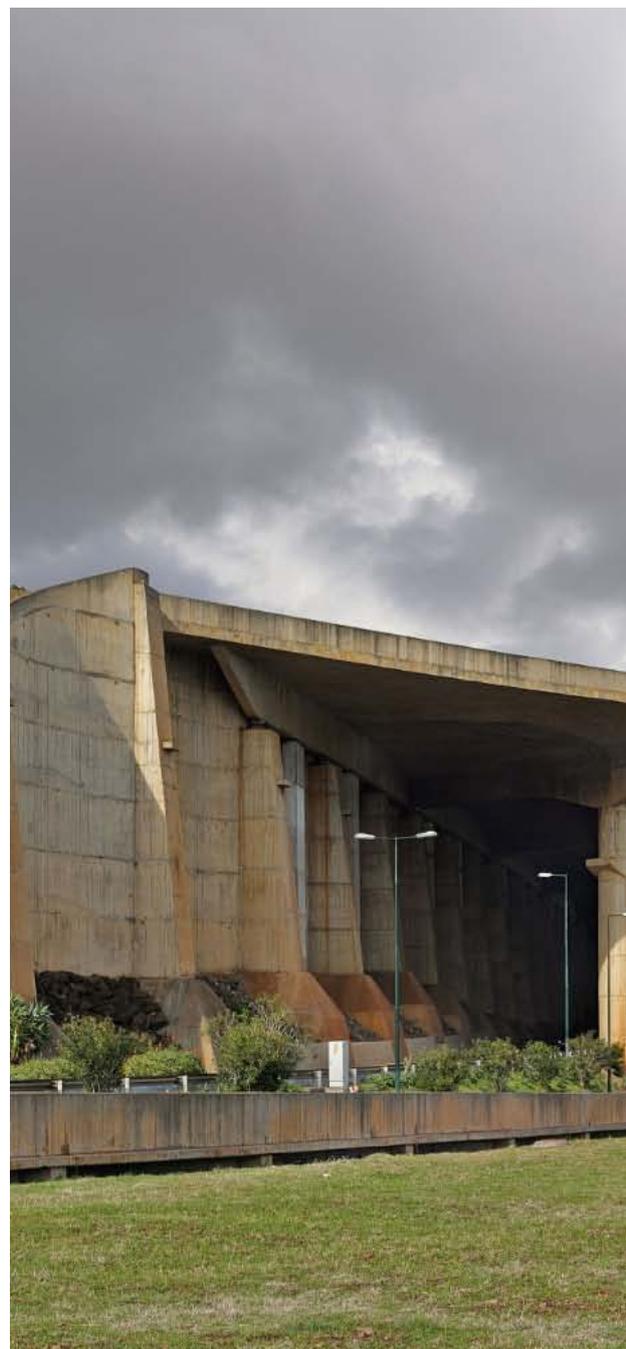
PRETENSA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314
4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL
☎ +351 229 416 633 ✉ comercial@pretensa.com.pt
www.pretensa.com.pt



COM O APOIO DE:



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



ISSN 2183-8488



9 772183 848007 30017

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL
tel. (+351) 21 844 30 00 • fax (+351) 21 844 30 11
lnec@lnec.pt www.lnec.pt