

SÉRIE III

NÚMERO 12

MARÇO 2020

rpee

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

revista portuguesa de engenharia de estruturas

portuguese journal of structural engineering

Diretor: José Manuel Catarino



ISSN: 2183-8488



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



Associação Portuguesa
de Engenharia de Estruturas



Grupo
Português
de Betão
Estrutural



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

índice

editorial

3

Editorial

artigos científicos

5

Considerações sobre a utilização de modelos numéricos no controlo de segurança de barragens de betão

Noemi Schclar Leitão ∞ Eloísa Castilho ∞ Nuno Monteiro Azevedo ∞ Maria Luísa Braga Farinha

17

Análise dos modos de colapso no dimensionamento ótimo de vigas alveolares via algoritmos genéticos

Elcio Cassimiro Alves ∞ Tiago Cetto Pietralonga

33

Projeto e execução da intervenção na cobertura de madeira do pavilhão polivalente da Escola Alves Martins, Viseu

João H. Negrão

43

Monitorização e avaliação de ligações viga-pilar em betão de agregados leves

Jónatas Valença ∞ Ricardo do Carmo ∞ Hugo Costa ∞ Eduardo Júlio

55

Análise da resistência à punção de lajes mistas de aço e concreto

Isadora Potiguara Gotardo ∞ Doriel Rios Gava ∞ Adenílcia Fernanda Grobério Calenzani ∞ Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi

65

Análise sísmica de um viaduto no México com interação solo-estrutura

Cláudia Coelho ∞ António Arêde ∞ Pedro Delgado ∞ José Barbosa

77

Modelação do comportamento sísmico de edifícios prefabricados de betão armado

Nádia Batalha ∞ Romain Sousa ∞ Hugo Vitorino ∞ Humberto Varum ∞ Paulo Fernandes ∞ Hugo Rodrigues

89

Assessment of seismic vulnerability of non-seismically designed unreinforced masonry buildings through shake table testing

António A. Correia ∞ Ana I. Marques ∞ Alfredo Campos Costa ∞ Paulo X. Candeias ∞ Vasco Bernardo ∞ Umberto Tomassetti ∞ Stylianos Kallioras ∞ Francesco Graziotti

notas técnicas

99

Aspetos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 – Parte 3 – Anexo C (Informativo) – Edifícios de alvenaria

Paulo Candeias ∞ António Correia ∞ Alfredo Campos Costa ∞ José Manuel Catarino ∞ Manuel Pipa ∞ Helena Cruz ∞ Eduardo Cansado Carvalho ∞ Aníbal Costa

divulgação

Entidades apoiantes e parceiros

Diretor

José Manuel Catarino

Administração

José Manuel Catarino

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes

(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

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

Modelo de alvenaria de tijolo construído e ensaiado na mesa sísmica triaxial do LNEC no âmbito do projeto internacional NAM , (Fotografia cedida pelo Eng. Stylianos Kallioras)

Administração

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

Edição e divulgação eletrónica

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

ISSN 2183-8488

Painel de Revisores (*)

Alfredo Campos Costa

LNEC, Portugal

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes

Univ. Industrial de Santander, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa

UA, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

Antonio Mari

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Pinto

ELSA Laboratory - JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, SA, Portugal

Carlito Calil Júnior

Univ. de São Paulo, Brasil

Dinar Camotim

IST, Portugal

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

Univ. Federal Fluminense, Brasil

Enrico Spacone

Univ. Chieti Pescara, Itália

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Filipe Teixeira-Dias

Univ. of Edinburgh, Reino Unido

Francisco Antônio Rocco Lahr

Univ. de São Paulo, Brasil

Francisco Javier Crisafulli

Univ. Nacional de Cuyo, Argentina

Galo Valdebenito

Univ. Austral de Chile, Chile

Giorgio Monti

Univ. di Roma, Itália

Giuseppe Mancini

Politecnico di Torino, Itália

Gustavo Ayala

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR Ingenieros Consultores, Espanha

Hugo Rodrigues

IPLeiria, Portugal

Joan Ramon Casas

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

João Casaca

LNEC, Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

Univ. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

José Luiz Rangel Paes

Univ. Federal de Viçosa, Brasil

José Turmo

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Juan A. Sobrino

PEDELTA, Espanha

Júlio Flórez-López

Univ. de los Andes, Venezuela

Ka-Veng Yuen

Univ. of Macau, República Popular da China

Lídia Shehata

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Univ. Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

Pontificia Univ. Católica del Perú, Peru

Mário Castanheta

LNEC, Portugal

Mario Ordaz

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Mary Mun

LNEC, Portugal

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Oscar A. López

Univ. Central de Venezuela, Venezuela

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Lourenço

UM, Portugal

Paulo Roberto Lopes Lima

Univ. Estadual de Feira de Santana, Brasil

Paulo Vila Real

UA, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Rui Calçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Sergio Lagomarsino

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

Univ. de São Paulo, Brasil

Vítor Leitão

IST, Portugal

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

editorial

O número 12 da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) inclui oito artigos científicos e uma nota técnica. Os artigos científicos cobrem áreas da engenharia de estruturas como modelação numérica, critérios de dimensionamento, soluções construtivas, monitorização de estruturas, modelação do comportamento e vulnerabilidade de estruturas sob a ação de sismos. São assim desenvolvidos temas úteis para o controlo de segurança de barragens de betão, para vigas alveolares e coberturas de madeira, para ligações viga-pilar em betão de agregados leves, para lajes mistas de aço e betão, para a interação solo-estrutura em viadutos, para edifícios pré-fabricados de betão armado e para edifícios em alvenaria sem dimensionamento à ação de sismos.

A inclusão da nota técnica, que sintetiza os principais aspetos relacionados com a avaliação de edifícios existentes de alvenaria, compatibilizando a NP EN 1998 3:2017 (Eurocódigo 8 – Parte 3) e o seu Anexo C, específico para edifícios de alvenaria, com o Anexo Nacional desta norma, é particularmente oportuna para a aplicação do Decreto-Lei n.º 95/2019, que consagra uma alteração muito significativa do quadro legal da engenharia de estruturas. Este decreto revoga parcialmente o RSA e REBAP, o REAE e RSCS, e remete para Despacho do membro do Governo responsável pela área da construção as condições para a aplicação dos Eurocódigos Estruturais aos projetos de estruturas de edifícios. Esta nota técnica, tal como a incluída no número 10, enquadra-se no apoio que o LNEC presta ao meio técnico nacional para a utilização dos Eurocódigos Estruturais, em parceria com a SPES, universidades e projetistas de estruturas.

A administração da **rpee** renova aqui o seu reconhecimento às entidades que apoiam a edição da revista (Associação Técnica da Indústria do Cimento, Pretensa e AOF), à coordenação da comissão científica (Prof. Humberto Varum e Eng.º Luís Oliveira Santos) e a todos os revisores da série III que têm garantido a qualidade dos artigos científicos publicados.

A administração da **rpee**

José Manuel Catarino (LNEC)

João Almeida Fernandes (APEE)

Eduardo Júlio (GPBE)

João Azevedo (SPES)

Considerações sobre a utilização de modelos numéricos no controlo de segurança de barragens de betão

Considerations about the use of numerical models in the safety assessment of concrete dams

Noemi Schclar Leitão
Eloisa Castilho
Nuno Monteiro Azevedo
Maria Luísa Braga Farinha

Resumo

O presente trabalho pretende resumir os requisitos mínimos a que devem obedecer os modelos numéricos utilizados na avaliação da segurança das barragens de betão durante a fase de primeiro enchimento da albufeira ou face a potenciais cenários de rotura. Apresentam-se critérios gerais para a definição e a discretização dos modelos; para calcular o campo de temperaturas no corpo da barragem; para representar os comportamentos não lineares na barragem e no maciço de fundação e para realizar cálculos com comportamentos acoplados.

Abstract

This paper aims to summarize the minimum requirements that the numerical models must meet in order to be used in the safety assessment of concrete dams during the phase of the first filling of the reservoir or in cases of potential failure scenarios. General criteria for the definition and discretization of the models; for the computation of the body dam temperature field; for the representation of nonlinear behaviours in the dam and foundation mass and for performing coupling behaviours analysis are presented.

Palavras-chave: Barragens de betão / Avaliação de segurança / Modelos numéricos / Análise não linear

Keywords: Concrete dams / Safety assessment / Numerical models / Non-linear analysis

Noemi Schclar Leitão

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

Eloísa Castilho

Aluna de Doutoramento
Instituto Superior Técnico
Lisboa, Portugal
eloisa.castilho@tecnico.ulisboa.pt

Nuno Monteiro Azevedo

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

Maria Luísa Braga Farinha

Investigadora Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
lbraga@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.

LEITÃO, N.S. [et al.] – Considerações sobre a utilização de modelos numéricos no controlo de segurança de barragens de betão. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 5-16.

1 Introdução

A avaliação de segurança das barragens requer a comparação das medições realizadas através do sistema de observação instalado nas barragens com valores de referência. Para este fim, é necessário desenvolver modelos de comportamento das barragens que permitam calcular os valores de referência a partir das ações que atuam sobre as mesmas [1]. De um modo geral, os modelos de comportamento utilizados podem classificar-se como: modelos numéricos, modelos tipo *data-driven* e modelos híbridos.

Os modelos numéricos estão baseados em leis físicas que simplificam e descrevem os fenómenos envolvidos nos problemas em estudo, geralmente expressas na forma de equações diferenciais em derivadas parciais. A sua aplicação na resolução e diagnóstico de problemas de análise estrutural permite estabelecer os deslocamentos, as deformações e as tensões para diversos cenários e, assim, avaliar o desempenho das barragens. Estes métodos podem também ser utilizados, entre outras, na análise térmica, higrométrica, dinâmica e de escoamento de fluidos, permitindo, ainda, estabelecer acoplamentos multifísicos para análise em simultâneo dos diferentes fenómenos envolvidos. Como exemplos destes tipos de modelos podem citar-se os elementos finitos, as diferenças finitas e os elementos discretos.

Os modelos tipo *data-driven* não estão baseados em equações da física, pelo que a sua aplicação não requer um conhecimento profundo do fenómeno estudado. Estes modelos baseiam-se na análise de séries temporais de entrada e saída obtidas através do sistema de observação instalado nas barragens. Neste contexto, os modelos mais utilizados em barragens são os modelos estatísticos e os modelos de *machine learning*.

Por sua vez, os modelos híbridos recorrem a ambos os métodos anteriores para obter os seus resultados.

Como vantagens dos modelos numéricos assinala-se que os parâmetros utilizados têm significado físico, podem ser calibrados com um número reduzido de dados e, uma vez calibrados, são a melhor ferramenta para calcular a distribuição total da variável requerida (deslocamentos, temperaturas, pressões, etc.).

Os modelos tipo *data-driven* exigem um grande número de dados e, no geral, não podem ser aplicados em regimes não estacionários. Estes modelos apresentam a vantagem de não serem influenciados pela habilidade do analista em identificar corretamente as leis físicas aplicáveis nem as hipóteses de cálculo.

Os modelos estatísticos têm sido largamente utilizados no controlo de segurança das barragens de betão. O denominado “método de interpretação quantitativa”, amplamente utilizado no Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), foi apresentado pela primeira vez por Rocha, Serafim e Silveira em 1958 [2]. Este método baseia-se no estabelecimento de relações funcionais semiempíricas entre as grandezas ou efeitos observados e as solicitações que os originam e na respetiva análise por técnicas estatísticas de ajuste aos valores observados (minimização de erros).

Comparativamente com os métodos estatísticos, os métodos baseados nas novas técnicas de *machine learning* são mais apropriados para reproduzir efeitos não lineares e interações complexas entre as variáveis de entrada e a resposta da estrutura. A

maior limitação destes métodos é a sua incapacidade de extrapolar, ou seja, gerar previsões fora do intervalo de variação dos dados de treino [3].

Do anterior, resulta evidente que durante a fase de primeiro enchimento da albufeira da barragem, a qual é considerada a fase mais crítica na vida da obra, e durante os primeiros anos de exploração não é possível utilizar os modelos tipo *data-driven* como meio de controlo do comportamento [1]. A falta de um número suficiente de dados e o carácter não estacionário dos fenómenos desenvolvidos durante os primeiros anos de vida da barragem levaram a que Lombardi [4] tenha considerado conveniente esperar 12 anos desde a construção antes que a aplicação destes modelos possa ser considerada fiável.

Por outro lado, uma vez que estão baseados em experiência passada, os modelos tipo *data-driven* são incapazes de prever comportamentos que sirvam para avaliar potenciais cenários de rotura.

Assim sendo, os modelos numéricos tornam-se o meio mais eficaz para avaliar o nível de segurança das barragens durante os primeiros anos de vida da obra assim como no caso de potenciais cenários de rotura.

Na prática tem sido corrente a adoção de modelos de comportamento linear, o que requer a adoção de hipóteses simplificativas, como por exemplo: comportamento monolítico da barragem (ignorando as juntas de contração e fendas), fundações contínuas (ignorando a superfície betão/rocha e as descontinuidades do maciço) e modelos de comportamento dos materiais elásticos lineares. Estas simplificações levam a um número considerável de incertezas, o que pode conduzir a uma interpretação errada do comportamento estrutural [5]. Pelo contrário, a análise não linear, incorporando as não linearidades da barragem e da fundação, tem a potencialidade de dar origem a resultados mais realistas conduzindo a uma melhor compreensão da resposta e dos mecanismos de rotura das barragens.

O presente artigo tem por objetivo tecer breves comentários a respeito dos requisitos mínimos a que devem obedecer os modelos numéricos a fim de poderem ser utilizados de forma adequada e eficiente no controlo de segurança das barragens.

2 Definição do modelo

Como é sabido, a geometria das barragens está bem definida, resultando numa idealização razoavelmente fácil. Igualmente, as características do betão das barragens podem ser adequadamente definidas através de ensaios específicos. Contrariamente, a modelação do maciço de fundação envolve muito mais incertezas e complexidade tanto na geometria como nas suas propriedades.

Como regra geral, só é necessário representar a geometria correspondente ao corpo da barragem. No entanto, quando as barragens estejam equipadas com descarregadores de superfície de volume considerável ou possuam outras alterações importantes, estas deverão ser também modeladas (Figura 1).

Como critério geral, o volume de maciço rochoso representado deve ter as fronteiras suficientemente afastadas da barragem para não influenciar os deslocamentos e tensões calculados no corpo da obra

[7]. Normalmente a topografia da localização da barragem pode simplificar-se mediante uma malha prismática construída sobre planos semicirculares ou desenvolvida mediante a simples projeção ao longo das coordenadas globais.

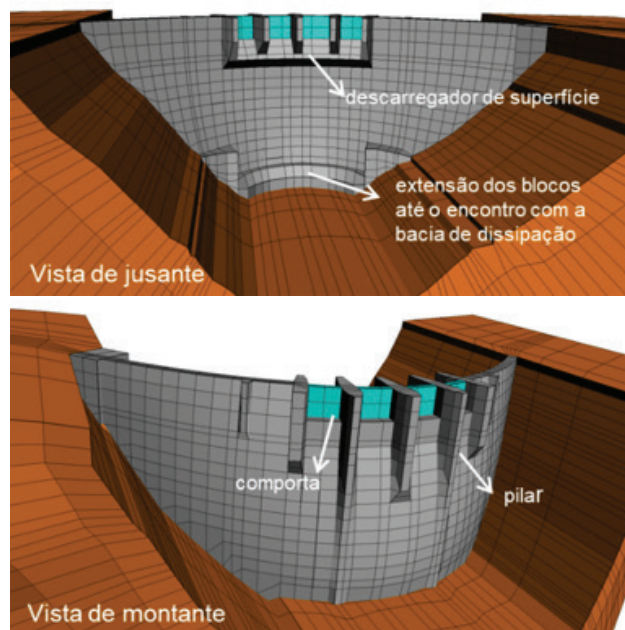


Figura 1 Detalhes do modelo de elementos finitos utilizado no acompanhamento do primeiro enchimento da barragem de Foz Tua (adaptado de [6])

O módulo de deformabilidade do maciço rochoso é usualmente estimado utilizando classificações geomecânicas baseadas em parâmetros geológico-geotécnicos e ensaios *in situ* e/ou em laboratório. O módulo de deformabilidade provê uma medida da rigidez do maciço rochoso, sendo de notar que a deformabilidade dum maciço rochoso é mais elevada do que a da rocha constituinte, pois mesmo no caso de as fraturas se encontrarem preenchidas os enchimentos apresentam em regra deformabilidade muito mais elevada do que a da rocha e, além disso, na vizinhança das fraturas a rocha encontra-se muitas vezes alterada numa certa profundidade o que também contribui para acentuar a sua deformabilidade [8].

3 Discretização

Para discretizar as barragens têm sido habitualmente utilizados elementos finitos hexaédricos. Estes elementos adaptam-se naturalmente à representação das juntas de contração e das camadas de betonagens, permitindo a simulação do comportamento da barragem desde a sua construção (Figura 2).

O grau de refinamento a adotar para a malha depende do objetivo do modelo. Uma malha com elevada densidade conduz a uma maior precisão nos resultados mas o seu processamento requererá um maior tempo de computação e a utilização de maior capacidade

de memória. Em todos os casos o princípio de St. Venant será um dos melhores aliados no momento de decidir a discretização da malha. Nesse sentido é importante distinguir entre a modelação do comportamento global da modelação do comportamento local da estrutura. De facto, é sempre recomendável ter um modelo menos refinado que permita efetuar uma avaliação global do conjunto barragem/fundação e utilizar um modelo parcial que represente mais pormenorizadamente a geometria nos sítios onde seja necessário efetuar uma avaliação das tensões locais.

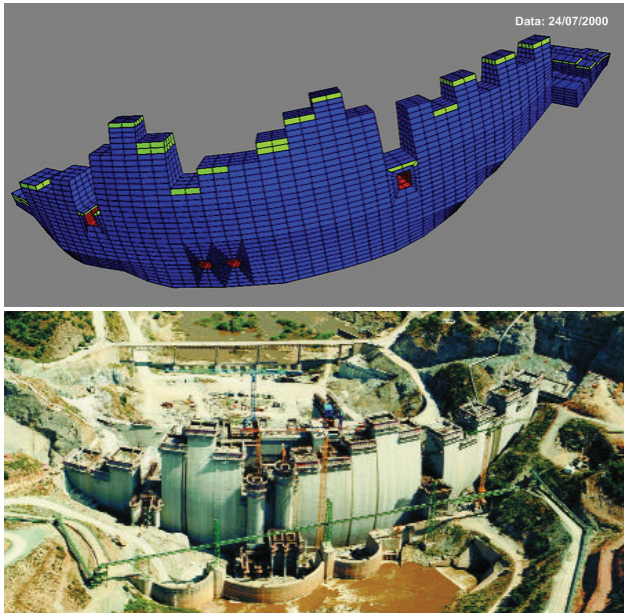


Figura 2 Simulação da fase de construção da barragem de Alqueva (adaptado de [9])

4 Requisitos mínimos dos programas de cálculo

Como alerta Saouma [10], aceitando correr o risco de cair em valores irrealistas de alguns dos parâmetros físicos utilizados, é quase sempre possível calibrar um modelo numérico para produzir uma correlação aparentemente aceitável entre os resultados e os deslocamentos medidos nas barragens. No entanto, este procedimento de calibração não converte o modelo num modelo válido. Para que o modelo possa ser considerado válido, seja na fase de primeiro enchimento da albufeira seja para gerar previsões de longo prazo, será necessário que as ferramentas de cálculo utilizadas satisfaçam certos requisitos mínimos [10,11]:

- Ter capacidade para calcular a distribuição espacial e a evolução temporal da temperatura $T(x,y,z,t)$;
- Permitir representar o comportamento não linear das fendas e

das juntas da barragem e do maciço de fundação;

- Possuir modelos constitutivos que permitam representar comportamento elástico linear assim como, no caso de ser necessário, comportamentos não lineares devidos à fendilhação e ao esmagamento do betão;
- Poder simular o comportamento diferido do betão através de leis apropriadas de viscoelasticidade;
- Possibilitar a realização de análises dinâmicas considerando a interação albufeira/barragem/fundação.

Quando o objetivo do cálculo é a simulação das reações expansivas de origem interna são, ainda, necessárias as seguintes funcionalidades [10]:

- Ter capacidade para calcular a distribuição espacial e a evolução temporal da humidade relativa $H(x,y,z,t)$;
- Permitir ter em conta a anisotropia induzida pelo estado de tensão;
- Possuir a capacidade de representar a deformação induzida pelos fenómenos expansivos.

4.1 Cálculo térmico

A distribuição da temperatura no corpo da barragem é regida pelas equações de transferência de calor por condução, considerando como condições de fronteira as variações da temperatura do ar e da água da albufeira, o nível da água da albufeira e a radiação solar. Para resolver estas equações têm sido habitualmente utilizados o método das diferenças finitas e o método dos elementos finitos para problemas 1D e 3D, respetivamente.

Para pontos localizados em zonas afastadas da superfície de inserção da barragem e/ou do coroamento, os modelos 1D permitem obter resultados adequados. Devido à sua simplicidade, estes modelos têm sido amplamente utilizados na prática desde os tempos pré-computador até à atualidade [12,13], se bem que no presente a sua utilização esteja mais direcionada ao apoio dos modelos estatísticos [14].

Os modelos 3D apresentam a vantagem de dar uma boa aproximação do campo de temperaturas em todo o domínio da barragem, mas exigem mais memória e tempo de computação que os modelos 1D. No entanto, convém lembrar que num cálculo térmico o número de graus de liberdade do sistema é igual ao número de nós do modelo, pois o campo de temperaturas é um campo escalar. Assim, o número de incógnitas no cálculo térmico é um terço do número de incógnitas do problema mecânico tridimensional.

Para além de simular a troca de calor entre a superfície da barragem e o ar e/ou a água, os modelos de elementos finitos permitem também a simulação da geração interna de calor devido ao processo de hidratação do cimento [9] e a simulação do arrefecimento do betão durante a fase de refrigeração artificial previamente à injeção das juntas de contração (Figura 3).

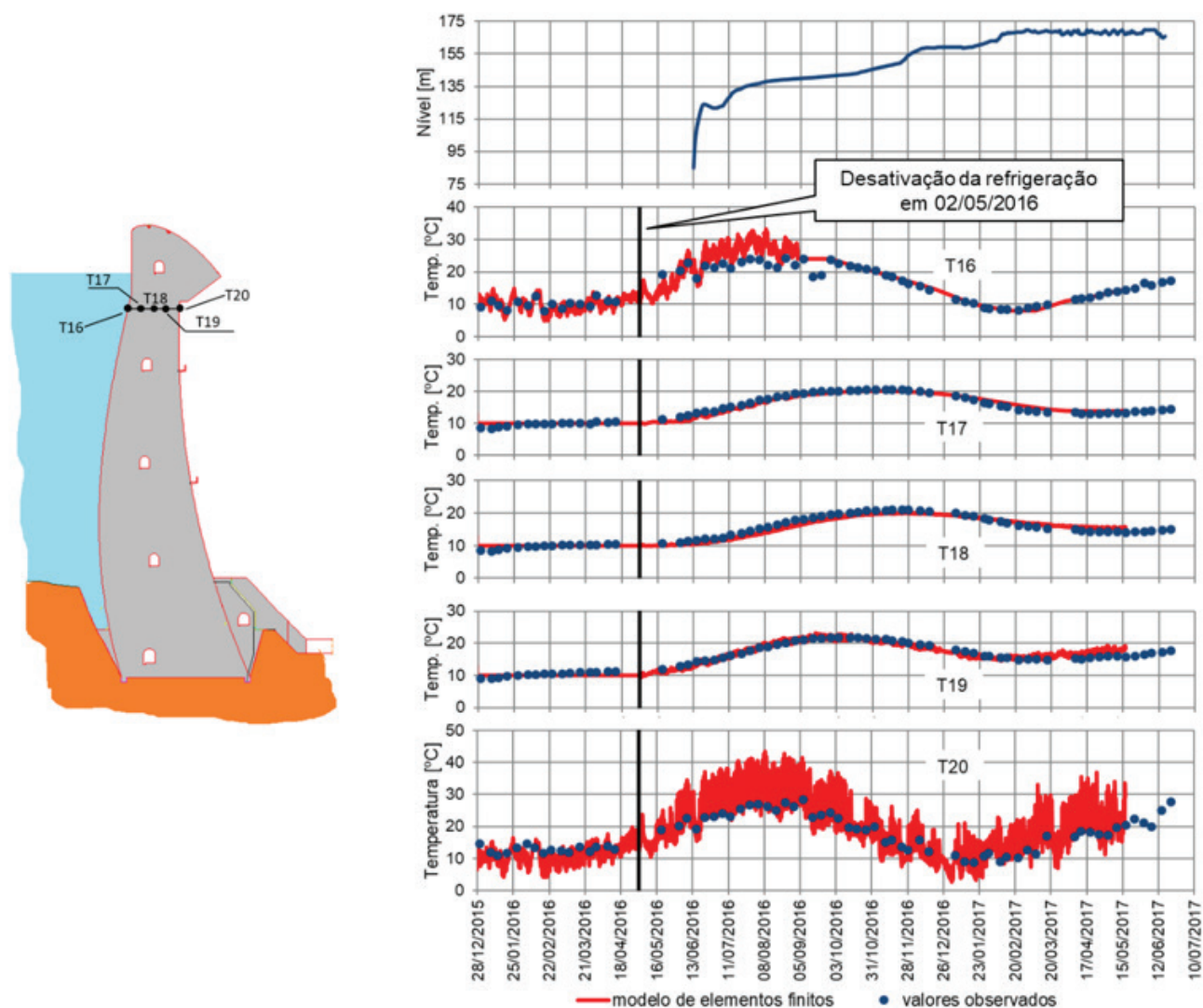


Figura 3 Comparação da temperatura calculada e da temperatura medida à cota de 141 m num dos blocos da barragem de Foz Tua durante a fase de refrigeração e do primeiro enchimento da albufeira (adaptado de [6])

4.2 Representação de juntas e fendas

4.2.1 Juntas de contração

As barragens de betão são construídas como um conjunto de blocos monolíticos separados por juntas de contração verticais. Os blocos são construídos separadamente de modo que a deformação devida à dissipação do calor de hidratação e a retração possam desenvolver-se independentemente em cada um dos blocos.

Nas barragens abóbada, após o período construtivo, as juntas de contração são injetadas com o objetivo de obter uma estrutura monolítica. No entanto, a experiência demonstra que as juntas de contração abrem e fecham em resposta às variações de temperatura (Figura 4). As tensões de tração resultam assim dissipadas por as juntas injetadas poderem resistir a pouca ou praticamente nenhuma

tensão de tração [15].

Como resultado deste comportamento, os modelos contínuos podem conduzir a uma interpretação errónea da resposta estrutural, sendo necessário realizar análises não lineares que tenham em conta o carácter descontínuo da barragem [11].

Na experiência dos autores, para a fase de primeiro enchimento da albufeira, a utilização de elementos de interface simples que permitam representar a abertura/fecho das juntas em função das tensões normais que atuam sobre a mesma resulta suficiente para representar adequadamente o comportamento da barragem (Figura 5). No entanto, no caso de análise dinâmica de barragens deverão ser utilizados elementos de interface mais sofisticados que permitam considerar as caixas de corte, tensões iniciais, aberturas iniciais, etc. [18].

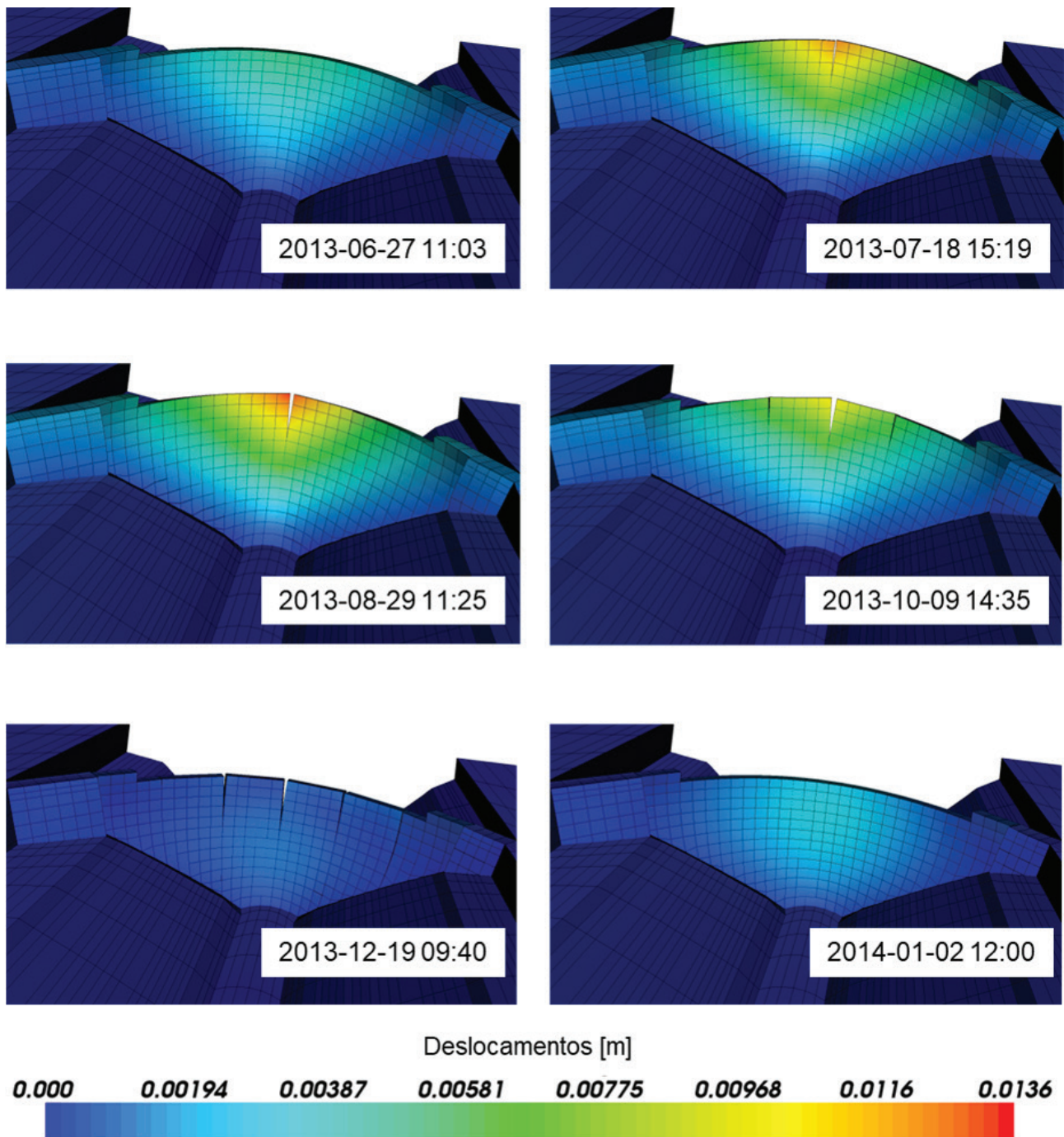


Figura 4 Cálculos efetuados para o acompanhamento do primeiro enchimento da barragem do Alto Ceira II (adaptado de [16])

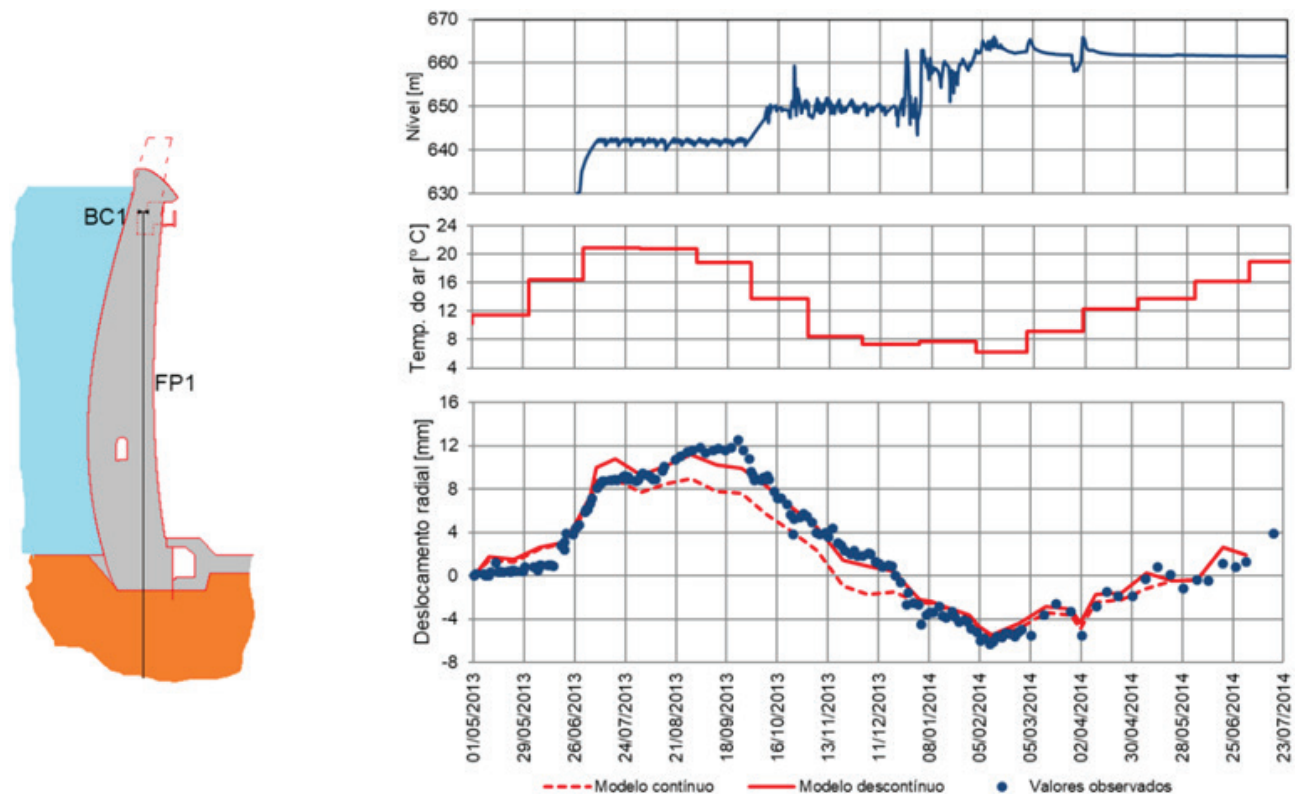


Figura 5 Comparação entre os deslocamentos radiais calculados com um modelo contínuo e um modelo descontínuo e os valores medidos na base BC1 do fio de prumo FP1 da barragem do Alto Ceira II durante o primeiro enchimento da albufeira (adaptado de [17])

4.2.2 Superfície de contacto betão/rocha

Na análise de barragens de gravidade deve sempre assumir-se que a interface betão/rocha é incapaz de resistir a tensões normais. Nesse sentido a FERC [11] recomenda a utilização de elementos de interface que modelem o atrito na superfície de contacto betão/rocha, considerando inaceitável a ligação perfeita entre ambos os materiais.

No caso das barragens abóbada, a elevada pressão hidrostática no pé de montante pode levar ao desenvolvimento de fendas na base da barragem (Figura 6). As fendas assim formadas são usualmente

estáveis sempre e quando as tensões de corte não excedam a resistência ao corte entre o betão e a rocha. No entanto, é de ter em conta que se se abre a fenda na base da barragem, a deformação da barragem aumentará conduzindo a uma redistribuição de tensões e ao incremento das tensões no sentido do arco [19].

É de notar que, pese embora para efeitos do cálculo seja representativo colocar elementos de interface entre a base da barragem e a sua fundação, na prática esta fenda pode materializar-se em outras superfícies como as discontinuidades do maciço localizadas imediatamente abaixo da base da barragem ou, inclusivamente, em juntas de betonagem defeituosas [20].

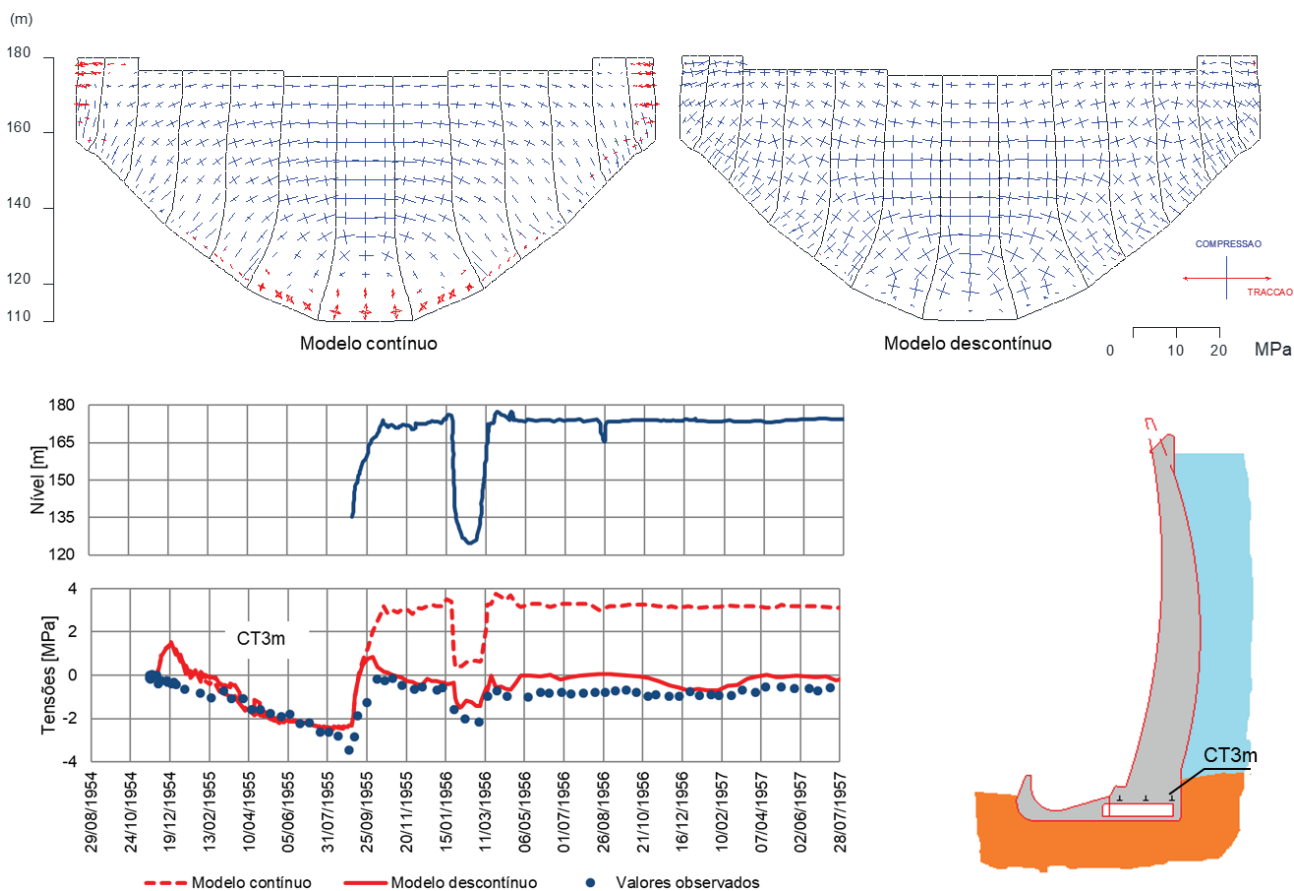


Figura 6 Comparação das tensões calculadas com um modelo contínuo e um modelo descontinuo para a barragem da Bouçã durante o primeiro enchimento da albufeira: distribuição das tensões no paramento de montante em 16/01/1956, e comparação entre os valores calculados e os valores medidos com a célula tensométrica CT3m (adaptado de [21])

4.2.3 Descontinuidades do maciço de fundação

Não obstante ser viável representar as descontinuidades do maciço com os mesmos elementos de interface utilizados para as juntas e fendas das barragens, tem-se demonstrado vantajosa, quando o foco da análise é colocado no comportamento do maciço, a utilização conjunta de elementos discretos para a fundação e elementos finitos para a barragem (Figura 7). É de mencionar que do ponto de vista conceptual os modelos de elementos discretos deformáveis e os modelos de elementos finitos com elementos de interface são semelhantes. No entanto, diferem do ponto de vista numérico, já que os modelos de elementos discretos deformáveis se adequam melhor à representação de grandes deslocamentos, apresentam maior facilidade na deteção dos contactos entre blocos com padrões complexos e utilizam algoritmos de resolução baseados na relaxação dinâmica [22].

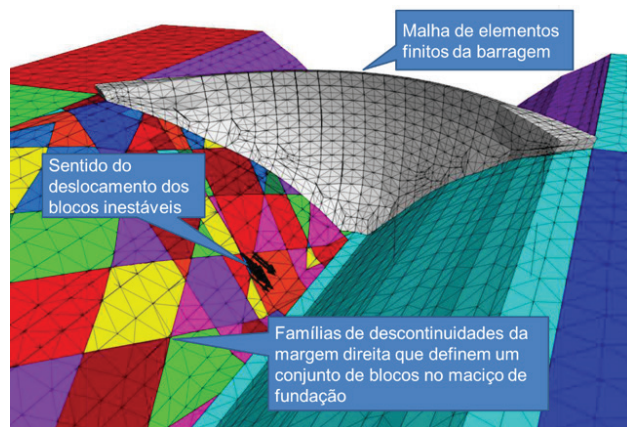


Figura 7 Estudo de cenários de rotura pela fundação da barragem do Alto Tâmega: utilização conjunta de modelos de elementos finitos e de elementos discretos (adaptado de [23])

4.3 Modelos de comportamento não linear do betão

São numerosas as abordagens apresentadas ao longo dos anos para a modelação do comportamento não linear do betão. Dentre estas opções podem mencionar-se: elasticidade não linear, plasticidade, mecânica da fratura, mecânica do dano contínuo, teoria endocrónica, entre outras. A fendilhação pode modelar-se em forma discreta ou utilizando modelos de fendas distribuídas, a qual por sua vez apresenta as opções de fendas rotativas, fendas fixas ou de múltiplas fendas não ortogonais. Cada uma destas abordagens adequa-se melhor a certas estruturas ou a certas situações de carga, mas não existe uma única abordagem que funcione bem para todo o espectro de aplicações encontradas na prática [24].

No âmbito das barragens a experiência do LNEC foi desenvolvida utilizando um modelo de dano com duas variáveis independentes, uma para compressão e outra para tração, associado a uma lei constitutiva viscoelástica [25].

Outros autores têm implementado uma abordagem combinada entre fratura e plasticidade, baseada nos modelos constitutivos em tração (fratura) e em compressão (plasticidade) [26]. O modelo de fratura está baseado no modelo de fenda distribuída. Nesta abordagem, a fendilhação é assumida como uma faixa de microfendas distribuídas sobre um elemento finito. Assim que um elemento ultrapasse a resistência à tração a matriz de rigidez do elemento, inicialmente isotrópica, é transformada numa matriz ortotrópica em que a rigidez na direção da tensão principal é gradualmente reduzida a zero conforme o modelo de fenda coesiva ou fenda fictícia de Hillerborg [27]. Para o betão esmagado por compressão, utiliza-se um modelo de plasticidade, por exemplo a formulação de Menétrey e Willam [28].

4.4 Efeito da fluência do betão

A fluência é a deformação do betão ao longo do tempo sob carga constante. Comparativamente a outras estruturas de engenharia civil as barragens apresentam uma deformação por fluência bastante considerável. Entre outras causas a ICOLD [29] assinala a elevada temperatura no interior do corpo das barragens e o elevado estado de carga (peso próprio) durante as primeiras idades do betão, o carácter cíclico das cargas hidrostáticas e o baixo conteúdo de cimento.

Em linhas gerais, existem três métodos para calcular as deformações por fluência [30]: coeficiente de fluência, fluência específica e funções de fluência ou relaxação. Os dois primeiros métodos são os mais utilizados na prática da engenharia e podem ser encontrados em diversos códigos. O denominado coeficiente de fluência $\varphi(t,t')$ é definido como a relação entre a deformação por fluência ε_c e a deformação instantânea ε_e , sendo a deformação total calculada como $\varepsilon(t) = \varepsilon_e + \varphi(t,t') \varepsilon_e$ (ver por exemplo o Eurocódigo 2 ou o modelo *fib* Model Code 2010). O segundo método, a fluência específica, é mais utilizado nos códigos americanos. A função de fluência $J(t,t')$ descreve a evolução da deformação total devida a

uma carga constante, enquanto que a função de relaxação $R(t,t')$ descreve a evolução da tensão para uma deformação constante. Em todos os casos a deformação por fluência é função da idade do betão t e da idade de aplicação da carga t' .

Com o objetivo de orientar a seleção do método de cálculo a utilizar, Bažant e Jirásek [31] classificam as estruturas em cinco níveis de sensibilidade em que o nível 5 é atribuído aos casos em que se requer uma simulação mais realista. Dentro desta classificação, as barragens abóbada, de gravidade e de contrafortes encontram-se localizadas no nível 4, ou seja, onde, apesar de não ser considerado obrigatório, é recomendável efetuar uma análise rigorosa baseada numa formulação viscoelástica, utilizando a função de fluência ou a função de relaxação.

4.5 Modelação sísmica albufeira/barragem/ fundação

A análise do comportamento sísmico no domínio do tempo para o cenário corrente, envolvendo o sismo base de projeto (SBP), e para um cenário de rotura, considerando o sismo máximo de projeto (SMP), requer modelos de elementos finitos tridimensionais que tenham em consideração a interação do corpo de barragem com a albufeira, a interação com a fundação, incluindo a sua flexibilidade, massa e amortecimento, variação espacial da ação sísmica e comportamento não linear da barragem e fundação, incluindo as juntas de contração e a superfície de contacto betão/rocha [32, 33] (Figura 8). A interação sob excitações dinâmicas do corpo da barragem com a albufeira é realizada recorrendo a uma das seguintes abordagens: i) massas associadas de Westergaard com fatores de correção das massas de água associadas [34], ii) formulação de Euler do fluido em pressões [34,35], iii) formulação de Lagrange do fluido garantindo a sua irrotacionalidade através da incorporação de multiplicadores de Lagrange [36].

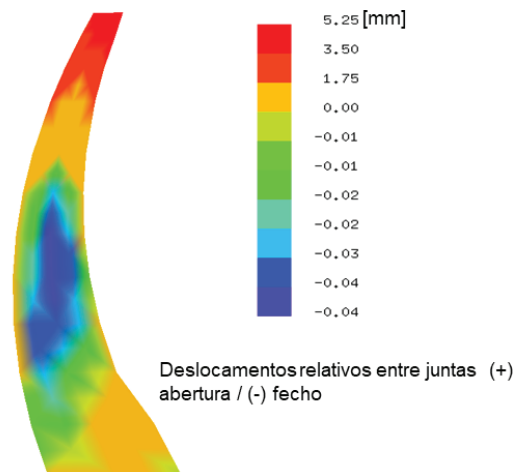


Figura 8 Aberturas máximas na junta da consola central para uma combinação associada ao sismo máximo de projeto (PP+PH+SMP:3HL-4V-NL) (adaptado de [33])

5 Acoplamentos multifísicos

Denominam-se acoplamentos multifísicos as simulações que envolvem o cálculo de diversas grandezas físicas, estando o seu modelo matemático formado por um conjunto de equações diferenciais em derivadas parciais acopladas, ou seja, o cálculo de uma grandeza depende do valor das demais.

Em linhas gerais, a resolução dos problemas multifísicos pode agrupar-se em duas estratégias diferentes. Na primeira estratégia, denominada de fracamente acoplada ou acoplamento sequencial, cada fenómeno físico é resolvido de forma independente tendo como entrada o resultado do anterior. Quando a interação entre os diferentes fenómenos físicos se dá nos dois sentidos (acoplamento bidirecional) o problema é resolvido de forma iterativa, isto é, após a resolução sequencial de todos os fenómenos envolvidos, o processo é repetido até que a convergência seja alcançada. Se a interação entre os diferentes fenómenos físicos envolvidos é só num sentido (acoplamento unidirecional) o problema é resolvido numa única iteração.

Na segunda estratégia, denominada de acoplamento direto ou fortemente acoplada, o conjunto completo de equações é resolvido de maneira simultânea através da criação de um único sistema global de equações, materializado numa grande matriz contendo todos os graus de liberdade do sistema acoplado. A matriz resultante do acoplamento é não simétrica. Esta estratégia é utilizada quando as interações físicas são muito fortes ou o problema é altamente não linear.

Em geral, nos cálculos de estruturas os fenómenos envolvidos não exibem nem interações muito fortes nem são altamente não

lineares, pelo que é recomendado utilizar sempre acoplamentos sequenciais que oferecem as seguintes vantagens [37,38]:

- A resolução de vários sistemas de equações de menores dimensões (um para cada fenómeno) é mais eficiente do que a resolução de um grande sistema de equações;
- Conserva a simetria dos sistemas de equações a resolver;
- Permite a utilização de *software* diferente para a resolução de cada problema;
- Permite uma melhor adaptação a cada fenómeno analisado, especialmente em termos de malha e passos de tempo.

No âmbito das barragens os cálculos acoplados mais frequentes são: i) análise termomecânica, ii) análise termo-higro-mecânica, para o estudo do comportamento das barragens afetadas por reações expansivas (Figura 9), e iii) análise hidromecânica das fundações.

6 Os modelos numéricos segundo a legislação portuguesa

O Decreto-Lei n.º 21/2018, de 28 de março, que veio alterar o Regulamento de Segurança de Barragens (Decreto-Lei n.º 344/2007, de 15 de outubro), determinou também a revogação das Portarias n.º 846/93 e n.º 847/93, de 10 de setembro, e n.º 246/98, de 21 de abril, com as disposições normativas relativas ao projeto, à observação e inspeção e à construção das barragens. Estas Portarias foram substituídas pelos Documentos Técnicos de Apoio [40] estabelecidos pela Autoridade Nacional de Segurança de Barragens.

Este documento, no seu Artigo n.º 33 da Secção 3 do Capítulo III relativo ao dimensionamento e verificação da funcionalidade e da

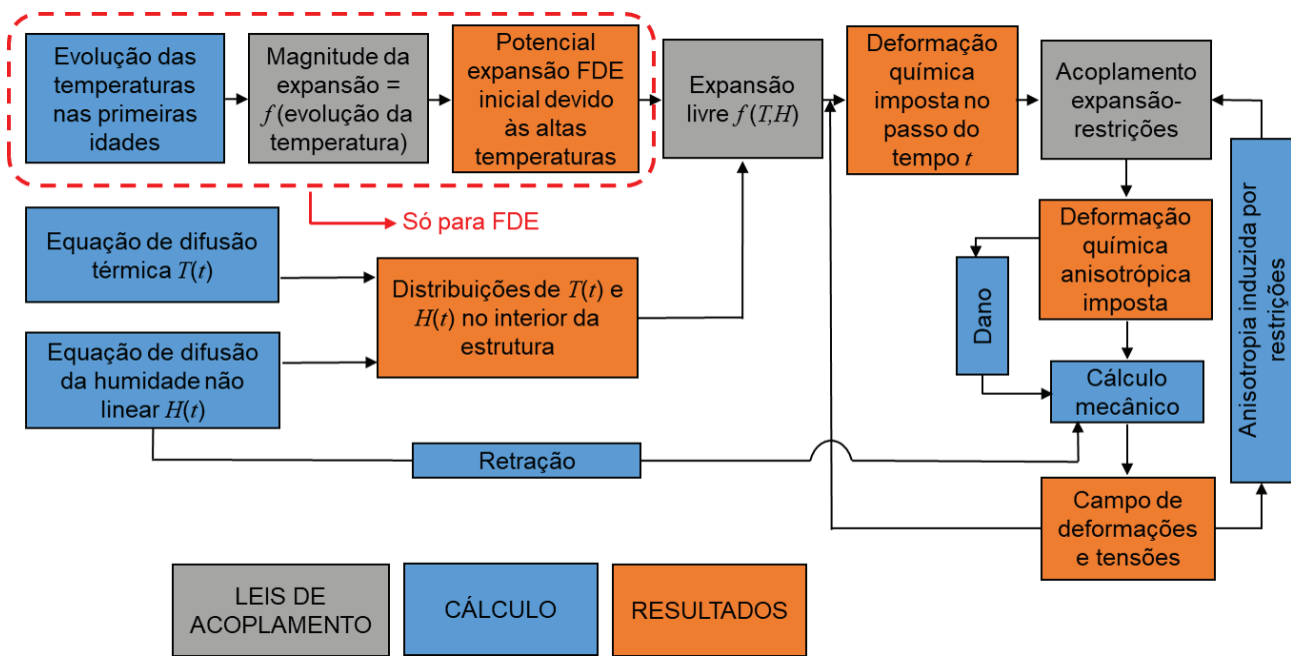


Figura 9 Esquema de cálculo sequencial para a análise termo-higro-mecânica de estruturas afetadas por reações expansivas do tipo álcali-agregado (RAA) e por formação diferida de etringite (FDE) (adaptado de [39])

segurança de barragens de betão e alvenaria, define que podem ser utilizados modelos de diferentes tipos, nomeadamente:

- Para situações de construção, modelos da estrutura completa, de blocos independentes ou com sucessivas geometrias, em regra com juntas de contração e propriedades estruturais, dependentes da idade dos materiais;
- Para as situações de primeiro enchimento e exploração da albufeira, modelos em que se supõe a estrutura contínua, tendo em consideração os efeitos da fluência e da relaxação;
- Para as situações extremas, modelos de comportamento não linear.

Assim, e com base no exposto no presente trabalho, é de notar que:

- A prática demonstra que a utilização de modelos contínuos durante a fase do primeiro enchimento da albufeira não é sempre realista, seja para níveis baixos da albufeira, devido à abertura das juntas de contração (ver Figura 5), seja para níveis altos da albufeira, devido ao desenvolvimento de fendas no contacto barragem/fundação no pé de montante (ver Figura 6);
- A experiência portuguesa recente revela que grande parte dos primeiros enchementos da albufeira se processa num curto período de tempo, muitas vezes em menos de um ano, pelo que a consideração dos efeitos da fluência e da relaxação nestes casos não se reveste de grande importância prática;
- Para situações extremas o documento não diferencia as diferentes fontes de não linearidade, nomeadamente i) não linearidade devido à abertura/fecho de juntas e fendas no betão, ii) comportamentos não lineares do betão devido ao esmagamento e à fendilhação e iii) não linearidades devidas ao deslizamento ao longo da superfície de ligação da barragem à fundação ou ao longo de descontinuidades dos maciços rochosos.

Assim, à luz da experiência adquirida nestes últimos anos, dos desenvolvimentos recentes nos métodos de modelação não linear e do avanço da tecnologia dos computadores, considera-se que os modelos recomendados no Artigo n.º 33, que, no essencial, reproduz o ponto n.º 2 do Artigo n.º 30 das Normas de Projeto de Barragens (Portaria n.º 846/93, de 10 de setembro), beneficiariam de uma revisão e atualização com maior profundidade.

7 Comentários finais

No presente trabalho foram apresentados os pressupostos e orientações teórico-metodológicas que se devem aplicar na avaliação de segurança das barragens de betão durante a fase do primeiro enchimento da albufeira e para situações de potenciais cenários de rotura. Em particular o trabalho debruçou-se sobre as seguintes questões:

- Campo de aplicação dos modelos numéricos e dos modelos tipo *data-driven*;
- Critérios gerais para a definição e a discretização dos modelos de barragens de betão;
- Adequação dos modelos numéricos na definição do campo de temperaturas no corpo da barragem;

- Importância de representar os comportamentos não lineares na barragem e no maciço de fundação. Em particular, os exemplos apresentados realçaram a importância da modelação das juntas e fendas existentes na barragem e na fundação durante a fase do primeiro enchimento da albufeira;
- Princípios orientadores a adotar na realização de cálculos com acoplamentos multifísicos;
- Legislação portuguesa em vigor.

Finalmente considera-se importante salientar que a utilização da análise não linear preconizada pelo presente trabalho difere significativamente das técnicas utilizadas comumente na prática da engenharia. Nesse sentido, é de realçar que as análises não lineares exigem competências adequadas na área dos métodos numéricos e das teorias não lineares que ultrapassam os conteúdos programáticos dos cursos de engenharia civil, pelo que a criação de uma pós-graduação nesta área seria de grande utilidade.

Agradecimentos

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

Referências

- ICOLD – *Dam surveillance guide*. International Commission on Large Dams. Tech. Rep. Bulletin 158. CRC Press/Balkema, 2018, 222 p.
- Rocha, M.; Serafim, J.L.; Silveira, A.F. – “A method of quantitative interpretation of the results obtained in the observation of dams”. *6th Congress on Large Dams*, 1958, R.83 Question 21. ICOLD, New York. LNEC, Memória n.º 128, Lisboa.
- Salazar, F.; Morán, R.; Toledo, M.A.; Oñate, E. – “Data-based models for the prediction of dam behaviour: A review and some methodological considerations”. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 2017, Vol. 24 (1), pp. 1-21. <https://doi.org/10.1007/s11831-015-9157-9>
- Lombardi, G. – *Advanced data interpretation for diagnosis of concrete dams*. Tech. Rep. CISM, 2004, 31 p.
- USBR – *State-of-practice for the nonlinear analysis of concrete dams at the Bureau of Reclamation*. U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation, EUA, 2006, 144 p.
- Leitão, N.S.; Castilho, E. – “Numerical modelling of the thermo-mechanical behaviour of concrete arch dams during the first filling of the reservoir”. *Numerical Modelling in Civil Engineering*, NME 2018, Ghent, Bélgica.
- USACE – *Arch dam design*. Engineer Manual 1110-2-2201. U.S. Army Corps of Engineers, EUA, 1994, 240 p.
- Rocha, M. – *Mecânica das rochas*. Capítulos 1,2 e 3 – Texto. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1971, 179 p.
- Castilho, E.; Schclar, N.; Tiago, C.; Farinha, M.L.B. – “FEA model for the simulation of the hydration process and temperature evolution during the concreting of an arch dam”. *Engineering Structures*, 2018, Vol. 174, pp. 165-177. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.065>

- [10] Saouma, V. – *Numerical modelling of AAR*. CRC Press, 2014, 324 p.
- [11] FERC – *Chapter 11 – Arch dams. Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects*. Federal Energy Regulatory Commission, EUA, 2018.
- [12] Stucky, A.; Derron, M. – *Problèmes thermiques posés par la construction des barrages-réservoirs*. École Polytechnique de l'Université de Lausanne, Suíça, 1957, 178 p.
- [13] Léger, P.; Leclerc, M. – “Hydrostatic, temperature, time-displacement model for concrete dams”. *Journal of Engineering Mechanics*, 2007, Vol. 133(3), pp. 267-277. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2007\)133:3\(267\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2007)133:3(267))
- [14] Santillán, D.; Salet, E.; Toledo, M. – “A new 1D analytical model for computing the thermal field of concrete dams due to the environmental actions”. *Applied Thermal Engineering*, 2015, Vol. 85, pp. 160-171. <https://doi.org/10.1016/j.applthermaleng.2015.04.023>
- [15] Boggs, H.L.; Tabox, G.S.; Jansen, R.B. – “Arch dam design and analysis”. Em Jansen, R.B. (ed.) *Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation*. Springer, 1988, pp. 493-539.
- [16] Leitão, N.S.; Castro, A.T.; Cunha, J.G. – “Analysis of the observed behaviour of Alto Ceira II dam during the first filling of the reservoir”. *2nd International Dam World Conference*, 2015, Lisboa.
- [17] Leitão, N.S.; Castro, A.T. – *Barragem do Alto Ceira II – Análise e interpretação do comportamento observado durante o primeiro enchimento da albufeira*. Relatório do LNEC 63/2016 – DBB/NO, Lisboa, 2016.
- [18] Guerra, A. – *Shear key research project – Literature review and finite element analysis*. Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, EUA, 2007, 94 p.
- [19] Wideland, W.; Malla, S. – “Investigating stress concentration”. *International Water Power & Dam Construction*, January 2007, pp. 28-33.
- [20] Carrère, A. – “Arch dam uplift and design criteria: are heel base joints useful?” *Hydropower & Dams*, 1994, pp. 78-86.
- [21] Leitão, N.S. – *Barragem da Bouçã. Estudo do processo de fendilhação no paramento de jusante*. Relatório do LNEC 137/2017 – DBB/NO, Lisboa, 2017.
- [22] Lemos, J.V. – “Modelling the failure modes of dams’ rock foundations”. *MIR 2012 – Nuovi metodi di indagine, monitoraggio e medellazione degli amassi rocciosi*, Barla, C.; Barla, M.; Ferrero, A.M.; Rotonda, T. (Eds.), Politecnico di Torino, Italia, 2012, pp. 259-272.
- [23] Resende, J.R.; Farinha, M.L.B.; Leitão, N.S. – *Estudos de cenários de rotura pela fundação da barragem do Alto Tâmega*. Relatório do LNEC 421/2010 – NMMF/NFOS/NO; Lisboa, 2010.
- [24] Vecchio, F.J. – “Non-linear finite element analysis of reinforced concrete: at the crossroads?” *Structural Concrete*, 2001, Vol. 2(4), pp. 201-212. [10.1680/stco.2.4.201.40356](https://doi.org/10.1680/stco.2.4.201.40356)
- [25] Oliveira, S.B.M. – *Modelos para análise do comportamento de barragens de betão considerando a fissuração e os efeitos do tempo, formulação de dano*. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2000, 200 p.
- [26] Saouma, V. – *MERLIN - Theory manual*. University of Colorado, Boulder, EUA, 2010, 292 p.
- [27] Hillerborg, A.; Modéer, M.; Petersson, P. – “Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements”. *Cement and Concrete Research*, 1976, 6(6), pp. 773-782. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7)
- [28] Menétrey, P.; Willam, K. – “Triaxial failure criterion for concrete and its generalization”. *ACI Structural Journal*, 1995, 92(3), pp. 311-318.
- [29] ICOLD – *The physical properties of hardened conventional concrete in dams*. International Commission on Large Dams. Draft for ICOLD Review, 2008, 262 p.
- [30] Havlásek, P. – *Creep and shrinkage of concrete subjected to variable environmental conditions*. Tese de doutoramento, Czech Technical University in Prague, República Checa, 2014, 192 p.
- [31] Bažant, Z.; Jirásek, M. – *Creep and hydrothermal effects in concrete structures*. Springer, 2018, 960 p. <https://doi.org/10.1007/978-94-024-1138-6>
- [32] Lokke, A.; Chopra, A.K. – “Direct finite element method for nonlinear earthquake analysis of 3-dimensional semi-unbounded dam-water foundation rock systems”. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 2019, Vol. 4 (7), pp. 1309-1328. <https://doi.org/10.1002/eqe.3019>
- [33] Monteiro Azevedo N.; Romano, C. – *Barragem de Alto Tâmega – Segunda definição de formas: Análise do Comportamento dinâmico para o sismo máximo de projecto*, Relatório do LNEC 30/2014 – DBB/NMMR, Lisboa, 2014.
- [34] Alegre, A.; Oliveira, S.; Espada, M.; Câmara, R.; Lemos, J. – “Hydrodynamic pressures on arch dams: Numerical and experimental results”. *Revista Portuguesa de Análise Experimental de Tensões*, 2017, Vol. 28, pp. 55-62.
- [35] Alegre, A.; Oliveira, S.; Espada, M.; Câmara, R. – “Seismic analysis of an ultra-high arch dam using the 3DFE program DamDySSA3.0. Study on the influence of the reservoir water level”. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, 2019, Vol. 11, pp. 115-125.
- [36] Monteiro Azevedo, N.; Câmara, R. – “Dynamic analysis of concrete dams: fluid structure displacement based interaction models”. *Dam Engineering*, 2015, Vol. XXV (4), pp. 113-132.
- [37] ANSYS – *ANSYS Mechanical APDL coupled-field – Analysis Guide*. Release 15.0, 2013.
- [38] ABAQUS – *ABAQUS Analysis- User’s manual*, Vol. II, 2011.
- [39] Martin, R.P.; Metalssi, O.O.; Toutlemonde, F. – “Modelling of concrete structures affected by internal swelling reactions: couplings between transfer properties, alkali leaching and expansion”. *2nd International Conference on Microstructure Related Durability of Cementitious Composites*, 2012, França.
- [40] APA – *Documentos Técnicos de Apoio ao Regulamento de Segurança de Barragens (RSB)*. Agência Portuguesa do Ambiente, I.P., Lisboa, 2018, 159 p.

Análise dos modos de colapso no dimensionamento ótimo de vigas alveolares via algoritmos genéticos

Analysis of collapse modes in the optimum design of alveolar steel beams by genetic algorithm

Elcio Cassimiro Alves
Tiago Cetto Pietralonga

Resumo

A aplicação de estruturas de aço no Brasil cresceu bastante nos últimos anos, não apenas em setores industriais, tal como galpões e grandes depósitos, mas também em edifícios com um elevado número de pavimentos. Com isto, novas soluções na área passaram a ser mais estudadas, tal como as vigas de aberturas sequenciais na alma (alveolares) que são formadas por perfis laminados tipo "I" ou "H" previamente cortados na alma para o padrão estabelecido e posteriormente deslocados na longitudinal para soldá-los, aumentando assim a capacidade resistente à flexão sem que haja acréscimo de peso ao perfil. Além disto, estes perfis apresentam uma grande vantagem para as instalações tais como elétricas e hidrossanitárias, pois a passagem pela alma dos perfis não fica restringida. O objetivo deste trabalho é realizar uma análise e comparação do dimensionamento otimizado de vigas de aço casteladas e celulares por meio de algoritmo genético (AG) em um sistema implementado no MATLAB. O processo de otimização é de grande relevância na elaboração de projetos menos onerosos, visto que é encontrada uma solução com menor consumo de aço para atender todos os requisitos estabelecidos em normas e resistir aos esforços atuantes. Para validar e mostrar a aplicabilidade do problema proposto foi analisado o dimensionamento de 12 vigas alveolares (cobertura e piso) para cada tipo de corte, celular e castelado (Peiner, Litzka, Anglo-Saxão), observando-se o peso linear dos perfis otimizados e os modos de colapso que governam o seu dimensionamento.

Abstract

The application of steel structures in Brazil has grown considerably in recent years, not only in industrial sectors, such as large warehouses, but also in buildings with a high number of floors. With this, new solutions in the field have become more studied, such as beams of sequential openings in the web (alveolar) that are formed by "I" or "H" laminated profiles previously cut in the web to the established standard and later displaced in the longitudinal to weld them, thus increasing the capacity resistant to bending stress without adding weight to the profile. Moreover, these profiles have a great advantage to the installations, such as electrical and plumbing systems, because the journey by web is not restricted. The objective of this work is to perform an analysis and comparison of the optimized sizing of castellated and cellular steel beams by means of genetic algorithm (AG) in a system implemented in the MATLAB. The optimization process is of great relevance in the elaboration of less expensive projects, whereas is found a solution with smaller steel consumption to comply with all requirements established in standards and resist to the active loads. To validate and show the applicability of the proposed problem, was analyzed the design of 12 alveolar beams (roof and floor) for each type of cut, cellular and castellated (Peiner, Litzka, Anglo-Saxon), observing the linear weight of optimized profiles and the collapse modes that govern their design.

Palavras-chave: Casteladas / Celulares / Dimensionamento / Otimização / Algoritmo genético

Keywords: Castellated / Cellular / Optimization / Sizing / Genetic algorithm

Elcio Cassimiro Alves

Doutor Engenharia e Tecnologias Espaciais
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES – Brasil
elcio.calves1@gmail.com

Tiago Cetto Pietralonga

Graduando em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES – Brasil
tiagocettopietralonga@gmail.com

1 Introdução

A aplicação de estruturas de aço cresceu bastante nos últimos anos, não apenas em setores industriais, tal como galpões e grandes depósitos, mas também em edifícios com um elevado número de pavimentos, detendo diversas vantagens.

Uma característica muito marcante das estruturas metálicas é que as mesmas são prefabricadas, e posteriormente levadas e montadas no devido local, o que de fato agiliza o processo construtivo assim como reduz a utilização de recursos com mão de obra. Ademais, tem-se uma excelente qualidade, os elementos seguem rigorosamente o projeto e possuem imperfeições mínimas. O que gera uma obra com pouquíssimos desperdícios, podendo ser até nulos quando a estrutura é totalmente em aço.

Desta forma, com o agravante crescimento na utilização de aço, soluções com vigas de aberturas sequenciais na alma têm sido utilizadas a fim de melhorar a eficiência, sendo conhecidas por vigas alveolares, classificadas em celulares e casteladas.

Os perfis castelados de aço são formados por perfis laminados tipo "I" ou "H", por meio de cortes em ziguezague ao longo da alma e sem perda de material, já no caso das celulares os cortes são circulares e há pouca perda. Com as duas metades obtidas faz-se o deslocamento e então são soldadas entre si. Com isto, obtém-se uma viga cerca de 50% mais alta, sem acréscimo de peso ao perfil, aumentando a capacidade resistente à flexão, visto que tem-se o aumento do momento de inércia e da rigidez à flexão da seção transversal. Todos esses processos, tanto para a viga castelada quanto para a alveolar, podem ser melhor compreendidos na Figura 1. Além disto, estes perfis apresentam uma grande vantagem para as instalações complementares, tais como elétrica e hidrossanitária, visto que a passagem pela alma dos perfis é facilitada.

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.

ALVES, E.C. [et al.] – Análise dos modos de colapso no dimensionamento ótimo de vigas alveolares via algoritmos genéticos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 17-32.

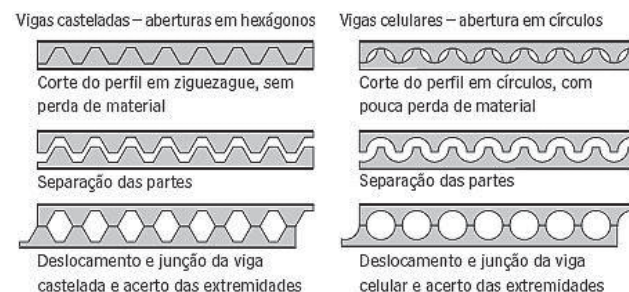


Figura 1 Fabricação de vigas casteladas e alveolares. Fonte: Tamaki (2010)

Um desenvolvimento teórico sobre os aspectos de cálculo, tanto para esforços resistentes quanto para o cálculo de deformações foi descrito em 2000 por [1] em sua obra. Estabelecendo assim equações consistentes para o dimensionamento das vigas alveolares de aço.

Um estudo sobre a capacidade última de carregamento de vigas de aço celulares otimamente dimensionadas foi elaborado em 2011 por [2], tendo realizado ensaios em protótipos de vigas celulares variando as dimensões dos perfis de aço. Para tal utilizou-se o método de dimensionamento da norma britânica de projeto de aço [3] e para o procedimento de otimização foi realizada a busca harmônica.

Um método para a determinação do momento fletor resistente nominal de vigas casteladas, de padrão Peiner e anglo-saxônico foi proposto em 2011 por [4], para o estado-limite último de flambagem lateral com torção, para as situações em que as vigas possuem vínculo de garfo (empenamento livre e torção impedida) nas extremidades e estejam submetidas a momento uniforme, a carga uniformemente distribuída e a carga concentrada na seção central.

Um estudo sobre o momento fletor resistente à flambagem lateral com torção de vigas celulares, duplamente simétricas, biapoiadas, por intermédio do método dos elementos finitos foi realizado em 2011 por [5]. Nesse estudo, os resultados são comparados com os obtidos por um método de cálculo em que se usa o procedimento da norma brasileira de projeto de estruturas de aço [6] para vigas de alma cheia em conjunto com a recomendação da norma britânica de projeto de aço [3].

Uma análise numérica para avaliar o comportamento de vigas alveolares de aço ressaltando os modos de colapso por plastificação foi feita por [7]. No seu estudo foram desenvolvidos modelos numéricos para vigas alveolares obtidas por meio de perfis brasileiros, para a observação dos modos de colapso e do carregamento último.

Um estudo analítico-numérico generalizado e com o objetivo de reavaliar o comportamento de vigas alveolares com variadas geometrias, incluindo as obtidas a partir dos perfis laminados produzidos no Brasil a partir de 2002 foi realizado por [8], propondo um procedimento para dimensionamento dessas vigas.

O comportamento das vigas celulares de aço em relação à flambagem lateral com torção foi estudado por [9], utilizando um modelo numérico validado com base em resultados experimentais. Neste modelo, o efeito da tensão residual foi levado em consideração. Utilizando os resultados do estudo paramétrico, foi feita uma abordagem de projeto preliminar.

O modelo algoritmo genético foi utilizado na otimização do peso dos pórticos formados por estruturas de aço com ligações semirrígidas por meio de uma implementação feita por [10] no MATLAB. Aqui conclui-se que em uma análise não linear obteve-se menos consumo de aço do que na linear, quando analisados pequenos pórticos, já para maiores foi o contrário.

Formulação e exemplos de aplicação do problema de otimização para vigas celulares de aço foram apresentados no estudo de [11]. Neste foi feita uma análise comparativa entre os métodos de otimização com programação quadrática sequencial, algoritmo genético e um programa comercial.

Um estudo sobre falhas por formação de mecanismo Vierendeel em vigas casteladas de aço utilizando o método de elementos finitos foi desenvolvido por [12], que analisaram os impactos das dimensões e os formatos dos cortes diante da formação deste modo de colapso. Além dos padrões de corte analisados: circular, hexagonal, retangular e angelina, propuseram um formato de corte diferente destes tradicionais. Os estudos indicaram que a viga alveolar circular detém a mais alta capacidade de carga tratando-se de falhas por formação do mecanismo Vierendeel.

Um estudo de otimização do custo de pavimento formado por vigas de aço casteladas utilizando como método o algoritmo genético foi apresentado por [13] em 2018. A função do custo foi definida usando

lista de preço para os diferentes componentes do sistema, sendo que utilizou-se como parâmetro de otimização no dimensionamento o número de divisões no piso, a dimensão da abertura hexagonal na alma da viga, assim como o seu número de aberturas. Os resultados demonstraram que não houve efeito significativo na composição de custos devido às mudanças no número de divisões do piso e de aberturas na alma da viga, ressaltando-se que este último fator não é recomendado para otimização visto que não afetaria no custo com o material.

Foi desenvolvido um trabalho de otimização de vigas celulares de aço utilizando busca harmônica e enxame de partículas por [14]. A função objetivo tinha como busca minimizar o peso dos perfis por meio de variáveis discretas. A otimização considerou a variação do diâmetro e quantidade dos furos, respeitando sempre as limitações impostas no dimensionamento. Os resultados demonstraram que os dois obtiveram soluções aproximadas.

Análises por meio de otimizações do custo de vigas casteladas, efeito nos parâmetros de soldagem e corte da alma para o processo de fabricação foram feitos por [15]. Diversos parâmetros foram utilizados na otimização, tais como a definição do perfil original, altura do corte, ângulo de corte, distância entre furos. Foram utilizados como métodos de otimização o enxame de partículas e o algoritmo genético, concluindo-se que o primeiro apresentou melhores resultados, ainda que com pouca discrepância.

O método de otimização "Grey Wolf" foi utilizado em um estudo por [16] para analisar e minimizar o custo das vigas casteladas e celulares de aço. Para tal, aplicaram exemplos da literatura para demonstrar a eficiência do algoritmo, demonstrando que o mesmo é um potencial algoritmo para aplicação real e geração de consideráveis resultados. Ademais, foi possível concluir que a utilização de aberturas hexagonais tende a gerar uma redução do consumo de aço quando comparada com aberturas circulares.

As vigas celulares de aço foram estudadas para otimizar-se o peso dos perfis, para tal [17] utilizaram o método de evolução diferencial. Os parâmetros definidos para o processo de otimização eram o diâmetro da abertura circular na alma do perfil e espaçamento entre os mesmos, restringindo-se também aos estados limites últimos, estados de serviços e limitações geométricas. Todo o dimensionamento foi baseado no Eurocódigo 4 (EN 1994-1-1). Além disto, analisou-se a influência dos espaçamentos entre as vigas no sistema de piso, tendo-se como melhor resultado uma distância entre 2 m e 2,5 m.

O objetivo deste trabalho é apresentar a formulação do problema de otimização para vigas alveolares de aço bem como suas aplicações. Para a solução do problema foi utilizado o Método dos Algoritmos Genéticos, por se tratar de um problema discreto. Os resultados são baseados nos estudos de [18], que contava apenas com modelos de otimização para variáveis de domínio contínuo, com isto não utilizando perfis comerciais.

A fim de validar os resultados e demonstrar a eficácia deste estudo, foram utilizadas na otimização 12 vigas alveolares (cobertura e piso) para cada tipo de corte, celular e castelado (Peiner, Litzka, Anglo-Saxônico), observando-se o peso linear dos perfis otimizados e os modos de colapso que tendem a governar o dimensionamento dos mesmos.

2 Dimensionamento de vigas alveolares de aço diante normativas brasileiras

Devido ao fato de as vigas alveolares ainda serem pouco utilizadas no Brasil, o dimensionamento das mesmas ainda não está detalhadamente estabelecido em norma. No entanto, no Anexo I da norma brasileira de projeto de estruturas de aço [6] encontram-se alguns critérios a atender a este caso, tais como:

- Devem ser levados em conta no dimensionamento de vigas de aço e de vigas mistas de aço e concreto os efeitos das aberturas na alma dos perfis.
- No dimensionamento, devem ser verificados os estados-limites últimos e de serviço aplicáveis, considerando a influência das aberturas nas almas das vigas e de eventuais reforços dessas aberturas. Deve ser usado um método que se baseie em princípios reconhecidos da engenharia de estruturas.

Ademais, como supracitado, a inexistência de processos que definam o dimensionamento em norma levou este trabalho a basear os cálculos nos estudos publicados por [19], o qual adota algumas simplificações, avaliadas primordialmente por estudos experimentais.

3 Formulação do problema

O dimensionamento otimizado por meio de algoritmo genético das vigas alveolares de aço envolve diversas variáveis contínuas e discretas, estabelecidas pelos perfis comerciais, assim como restrições para se obedecer aos critérios de dimensionamento originados nas pesquisas feitas até então.

Com o objetivo de reduzir o peso do perfil dimensionado adotou-se todo o catálogo de perfis da Gerdau e os critérios de dimensionamentos de [19], buscando-se encontrar soluções que atendem aos esforços solicitantes (permanentes e variáveis). Desta forma, tem-se a seguir a definição das variáveis utilizadas, a função objetivo, as restrições e os principais destaques no dimensionamento otimizado por meio do programa computacional de vigas alveolares de aço.

3.1 Variáveis do problema

A priori é fundamental definir-se as principais variáveis relacionadas ao peso e resistência no dimensionamento de vigas alveolares de aço, visto que o primeiro é o objetivo da otimização. A Figura 2 apresenta as variáveis de otimização para o problema envolvendo vigas celulares.

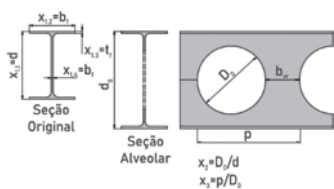


Figura 2 Variáveis do problema vigas celulares

Onde:

- x_1 = Dimensões do perfil (variável discreta);
- $x_{1,1}$ = Altura do perfil de aço (d);
- $x_{1,2}$ = Largura da mesa do perfil de aço (b_f);
- $x_{1,3}$ = Espessura da mesa do perfil de aço (t_f);
- $x_{1,4}$ = Espessura da alma do perfil de aço (t_w);
- x_2 = Razão entre o diâmetro dos alvéolos e a altura do perfil ($\mu = D_o/d$);
- x_3 = Razão entre o passo e o diâmetro dos alvéolos ($\eta = p/D_o$).

Por outro lado, a Figura 3 apresenta as variáveis do problema de otimização para vigas casteladas.

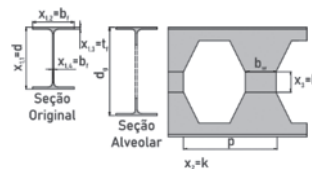


Figura 3 Variáveis do problema vigas casteladas

Onde:

- x_1 = Dimensões do perfil (Variável discreta);
- $x_{1,1}$ = Altura do perfil de aço (d);
- $x_{1,2}$ = Largura da mesa do perfil de aço (b_f);
- $x_{1,3}$ = Espessura da mesa do perfil de aço (t_f);
- $x_{1,4}$ = Espessura da alma do perfil de aço (t_w);
- x_2 = Razão de expansão (k);
- x_3 = Altura da chapa expansora (h_c).

3.2 Função objetivo

3.2.1 Vigas Celulares

Devido às aberturas sequenciais na alma do perfil é difícil estabelecer uma equação para o cálculo de seu volume de aço. Sendo assim, o peso do mesmo irá variar de acordo com a seção transversal (A_a), o diâmetro das aberturas (D_o) e o número de aberturas por metro (n).

$$V_a = V_t - nV_v \quad (1)$$

Desta forma, um método a ser utilizado para o cálculo do volume de aço da viga celular (V_a) é obter o volume de uma viga de alma cheia (V_t) e subtrair o volume das aberturas (nV_v), como mostra a Equação (1).

Com a altura do perfil expandido (quando constituído por chapa expansora), espessuras de alma e mesa, assim como largura de mesa é possível definir o volume de aço por determinada unidade de medida, podendo ser definido então por um comprimento unitário vezes a área da seção transversal (A_a), tal como a Equação (2).

$$V_t = A_a \cdot 1 = 2b_f t_f + (d_g - 2t_f) t_w \quad (2)$$

O volume de uma abertura de viga celular (abertura circular) é dado por:

$$V_v = \frac{\pi D_0^2}{4} \cdot 1 \quad (3)$$

$$n = \frac{1}{\rho} \quad (4)$$

Ainda em relação às aberturas, pode-se definir o tamanho de um passo (ρ), que é a distância entre o centro de duas aberturas consecutivas, formando então a seguinte razão, que define um número (n) de aberturas por unidade de comprimento.

Substituindo as Equações (2), (3) e (4) na Equação (1) tem-se:

$$V_a = 2b_f t_f + (d_g - 2t_f)t_w - n \frac{\pi D_0^2}{4} \quad (5)$$

Desta forma, o peso (P_a) de uma unidade de comprimento é expresso por:

$$P_a = \left(2b_f t_f + (d_g - 2t_f)t_w - n \frac{\pi D_0^2}{4} \right) \cdot \rho_a \quad (6)$$

onde ρ_a é a massa específica do aço, que para este estudo se utilizou 7850 kg/m^3 .

O diâmetro das aberturas pode ser expresso por:

$$D_0 = \mu \cdot d \Rightarrow \mu = \frac{D_0}{d} \quad (7)$$

sendo que μ é uma variável de projeto definida pela razão entre o diâmetro dos alvéolos e a altura do perfil.

Pode-se assim definir o tamanho de um passo por:

$$\eta = \frac{\rho}{D_0} \Rightarrow \rho = \eta D_0 = \eta \mu d \quad (8)$$

Substituindo (8) em (4), tem-se o número de aberturas em uma unidade de comprimento expresso por:

$$n = \frac{1}{\eta \mu d} \quad (9)$$

Com isto, a altura de um perfil de aço expandido pode ser equacionada por meio de variáveis de projeto da seguinte forma:

$$d_g = d + \sqrt{\left(\frac{d\mu}{2}\right)^2 - \left(\frac{d\mu(\eta-1)}{2}\right)^2} \quad (10)$$

Fazendo-se a substituição das Equações (7), (9) e (10) na Equação (6), encontra-se o peso de aço em função das variáveis do problema:

$$P_a = \left(2b_f t_f + \left(d + \sqrt{\left(\frac{d\mu}{2}\right)^2 - \left(\frac{d\mu(\eta-1)}{2}\right)^2} - 2t_f \right) t_w - \frac{1}{\eta \mu d} \cdot \frac{\pi(\mu \cdot d)^2}{4} \right) \cdot \rho_a \quad (11)$$

equação utilizada na otimização do peso da viga alveolar, junto ao seu dimensionamento, buscando-se reduzir ao máximo o consumo de aço, mas sempre atendendo aos esforços solicitantes vigentes.

3.2.2 Vigas casteladas

Devido ao método de fabricação das vigas casteladas, tal como na Figura 1, os cortes não geram perdas de material, já que há apenas uma linha de corte na alma do perfil. No entanto, pode-se empregar chapas expansoras para aumentar a altura da viga, assim como a inércia, o que ocasionaria um determinado acréscimo de peso.

Sendo assim, o volume de aço unitário para um perfil castelado é definido pelo somatório do volume de aço do perfil original (V) e do volume de aço das chapas expansoras (V_{ch}) utilizadas na viga.

$$n = \frac{1}{\rho} \quad (12)$$

$$V_{ch} = b_w \cdot t_w \cdot h_c \quad (13)$$

O número de chapas expansoras em um comprimento unitário da viga (n) é dado pela Equação (12). Sendo ρ o comprimento de um passo e o volume de aço da mesma é definido pela Equação (13).

De forma similar à viga celular, na castelada o volume do perfil de alma cheia (V) é dado pelo produto entre a área da seção de aço e o comprimento, adotando-se na Equação a seguir um comprimento unitário.

$$V = A_a \cdot 1 = 2b_f t_f + (d - 2t_f)t_w \quad (14)$$

Com isto, tem-se o volume total para um comprimento unitário da viga castelada, o qual é dado pela Equação (15).

$$V_a = V + n \cdot V_{ch} \quad (15)$$

Fazendo-se a substituição das Equações (12), (13) e (14) na Equação (15), tem-se:

$$V_a = 2b_f t_f + (d - 2t_f)t_w + \frac{1}{\rho} \cdot b_w t_w h_c \quad (16)$$

Por conseguinte, com o produto de V_a com a massa específica do aço, tem-se P_a , formando a função objetivo das vigas casteladas, a qual é utilizada para minimizar o peso de aço dos perfis no dimensionamento ótimo.

$$P_a = \left(2b_f t_f + (d - 2t_f)t_w + \frac{1}{\rho} \cdot b_w t_w h_c \right) \cdot \rho_a \quad (17)$$

3.3 Funções de restrição

3.3.1 Critério dos limites geométricos

Como supracitado, no processo de otimização pelo método algoritmo genético foram utilizados os perfis comerciais da tabela de perfis I da Gerda Aço Minas, desprezando a utilização de variáveis contínuas para obter as dimensões do perfil, exceto para tamanho das chapas expansoras. Sendo assim, não há restrição do problema para as dimensões (d , b_f , t_f e t_w).

3.3.2 Vigas celulares

Por meio do catálogo de perfis alveolares foi possível estabelecer restrições para os sistemas de piso e cobertura, tratando-se das

seguintes razões: o passo e o diâmetro das aberturas, diâmetro das aberturas e a altura do perfil original, e a relação da expansão do perfil.

A formulação que define o cálculo da razão de expansão (k) é dada pela razão entre a altura do perfil alveolar (d_g) e a altura do perfil original (d). Podendo, assim, ser reformulada em função das variáveis de projeto.

$$k = \frac{d_g}{d} = \frac{d + \sqrt{\left(\frac{d\mu}{2}\right)^2 - \left(\frac{d\mu(\eta-1)}{2}\right)^2}}{d} \quad (18)$$

Para sistemas de piso tem-se como restrições as inequações (19), (20) e (21).

$$0,8 \leq \mu \leq 1,1 \quad (19)$$

$$1,2 \leq \eta \leq 1,7 \quad (20)$$

$$1,3 \leq k \leq 1,4 \quad (21)$$

Para sistemas de cobertura tem-se como restrições as inequações (22), (23) e (24)

$$1,0 \leq \mu \leq 1,3 \quad (22)$$

$$1,1 \leq \eta \leq 1,3 \quad (23)$$

$$1,4 \leq k \leq 1,6 \quad (24)$$

Ademais, são estabelecidas dimensões mínimas e máximas para a largura do montante da alma (b_w).

$$b_{w,\min} = \text{maior} \begin{cases} \frac{D_0}{12} = \frac{d\mu}{12} \\ 50 \text{ mm} \end{cases} \quad (25)$$

$$b_{w,\min} \leq b_w \leq 0,75 D_0 = 0,75 d\mu \quad (26)$$

3.3.3 Vigas casteladas

Em relação às vigas casteladas, é preciso definir como restrição a razão de expansão máxima possível para o perfil. Essa restrição foi estabelecida considerando que a maior expansão possível, sem a adição de chapas expansoras, será quando a altura livre da alma do perfil expandido for o dobro da altura livre da alma do perfil original.

$$d_g - 2t_f - 2r \leq 2(d - 2t_f - 2r) \quad (27)$$

Reformulando:

$$d_g \leq 2d - 2t_f - 2r \quad (28)$$

Como $k = d_g/d$, pode ser substituído e formada a seguinte restrição:

$$k \leq \frac{2d - 2t_f - 2r}{d} \quad (29)$$

3.4 Critério da resistência

A fim de que a estrutura seja dimensionada com segurança é fundamental que sejam respeitados os critérios de estado limite

último, possibilitando assim que a estrutura resista aos esforços solicitantes previamente analisados e majorados. Para este estudo de vigas alveolares foram utilizados os critérios de dimensionamento empregados por [18], tanto nos dimensionamentos ótimos das vigas celulares quanto das casteladas.

A formação de mecanismo Vierendeel, Equação (30), compara o momento fletor de plastificação da seção (M_{pl}), aplicando o coeficiente de resistência (γ_{a1}) ao momento solicitante nos cordões (M_{sdx}).

$$\frac{M_{pl} / \gamma_{a1}}{M_{sdx}} - 1 \geq 0 \quad (30)$$

Já para o escoamento do montante da alma por cisalhamento, Equação (31), tem-se uma comparação entre o esforço cortante resistente devido ao escoamento do montante de alma por cisalhamento (V_{Rd1}) e o valor do esforço cortante solicitante (V_{sd}).

$$\frac{V_{Rd1}}{V_{sd}} - 1 \geq 0 \quad (31)$$

Para o escoamento do montante da alma por flexão, Equação (32), é verificado o esforço cortante resistente devido ao escoamento do montante de alma por flexão (V_{Rd2}), sujeito ao esforço cortante solicitante (V_{sd}).

$$\frac{V_{Rd2}}{V_{sd}} - 1 \geq 0 \quad (32)$$

Tratando-se da flambagem lateral do montante da alma, Equação (33), tem-se a comparação dos valores do esforço cortante admissível (V_{ad}) e o valor do esforço cortante solicitante (V_{sd}).

$$\frac{V_{ad}}{V_{sd}} - 1 \geq 0 \quad (33)$$

Para a flambagem lateral com torção, Equação (34), são comparados o momento fletor resistente (M_{Rd}) com o momento fletor solicitante para a seção (M_{sd}).

$$\frac{M_{Rd}}{M_{sd}} - 1 \geq 0 \quad (34)$$

Em relação ao estado limite de serviço, tem-se a verificação do deslocamento excessivo, Equação (35), onde há a comparação da flecha existente (f) e a flecha admissível (f_{adm}).

$$\frac{f_{adm}}{f} - 1 \geq 0 \quad (35)$$

3.5 Definição do problema de otimização

A fim de analisar a aplicabilidade da otimização pelo método de algoritmo genético no dimensionamento de vigas alveolares, aplicou-se alguns exemplos no software Matlab R2018a, o qual já possui os pacotes de otimização disponível para uso. Diante dos problemas propostos, foi possível observar que o AG foi computacional eficaz, gerando convergências em um curto tempo.

3.5.1 Vigas celulares

A otimização das vigas celulares pelo método Algoritmo Genético foi realizada com o objetivo de minimizar a seguinte função:

$$P_a = \left(2b_f t_f + \left(d + \sqrt{\left(\frac{d}{2}\right)^2 - \left(\frac{d\mu(\eta-)}{2}\right)} - 2t_f \right) t_w - \frac{\pi(\mu \cdot d)}{4} \right) \cdot \rho_a \quad (36)$$

Estando a função sujeita a estas restrições:

$$\frac{M_{pl} / \gamma_{a1}}{M_{sdk}} - 1 \geq 0 \quad (37)$$

$$\frac{V_{Rd1}}{V_{sd}} - 1 \geq 0 \quad (38)$$

$$\frac{V_{Rd2}}{V_{sd}} - 1 \geq 0 \quad (39)$$

$$\frac{V_{ad}}{V_{sd}} - 1 \geq 0 \quad (40)$$

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} - 1 \geq 0 \quad (41)$$

$$\frac{f_{adm}}{f} - 1 \geq 0 \quad (42)$$

Para sistemas de piso:

$$0,8 \leq x_5 \leq 1,1 \quad (43)$$

$$1,2 \leq x_6 \leq 1,7 \quad (44)$$

$$1,3 \leq k \leq 1,4 \quad (45)$$

Para sistemas de cobertura:

$$1,0 \leq x_5 \leq 1,3 \quad (46)$$

$$1,1 \leq x_6 \leq 1,3 \quad (47)$$

$$1,4 \leq k \leq 1,6 \quad (48)$$

3.5.2 Vigas casteladas

Em relação às vigas casteladas, o algoritmo genético otimizou o peso do perfil dimensionado por meio da Equação (49):

$$P_a = \left(2b_f t_f + (d - 2t_f) t_w + \frac{1}{\rho} \cdot b_w t_w h_c \right) \cdot \rho_a \quad (49)$$

Contando com as seguintes restrições:

$$k \leq \frac{2d - 2t_f - 2r}{d} \quad (50)$$

$$\frac{M_{pl} / \gamma_{a1}}{M_{sdk}} - 1 \geq 0 \quad (51)$$

$$\frac{V_{Rd1}}{V_{sd}} - 1 \geq 0 \quad (52)$$

$$\frac{V_{Rd2}}{V_{sd}} - 1 \geq 0 \quad (53)$$

$$\frac{V_{ad}}{V_{sd}} - 1 \geq 0 \quad (54)$$

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} - 1 \geq 0 \quad (55)$$

$$\frac{f_{adm}}{f} - 1 \geq 0 \quad (56)$$

4 Programa computacional

O desenvolvimento do programa para o dimensionamento ótimo das vigas por meio do algoritmo genético foi implementado no Matlab R2018a, adicionando este método ao programa de dimensionamento desenvolvido e apresentado por [18] e [20], o qual foi formulado no Matlab 2013, no entanto apresentava apenas otimizações com variáveis contínuas para as dimensões dos perfis, por meio dos métodos de otimização Programação Quadrática Sequencial (PQS) e Pontos Interiores (PI), considerando-se assim diversas soluções que não são de perfis comerciais.

O programa computacional desenvolvido tem como base formulações propostas por [1], [7] e [8], visto que a norma brasileira de projeto de estruturas de aço [6] não possui critérios para o dimensionamento especificamente para as vigas alveolares.

Tal como supracitado, neste novo processo de otimização implementado utiliza-se apenas variáveis discretas para as dimensões dos perfis, adotando-se então apenas as dimensões comerciais. Com isto, buscando reduzir o tempo de execução e simplificar o algoritmo, adotou-se como solução inicial o perfil de menor peso, visto que a função objetivo a ser minimizada é referente ao peso do perfil.

A Figura 4 demonstra o painel inicial de entrada de dados do programa de otimização de vigas alveolares, onde o usuário deve definir a seu critério alguns parâmetros, de materiais, geométricos e considerações de projetos.

Na Figura 5 tem-se o painel apresentado após a conclusão do processo de otimização do programa com o perfil ótimo obtido para o problema.

Também na Figura 5, tem-se o quadro “Pesos” que demonstra o peso do perfil original e do perfil alveolar, considerando-se as perdas por corte do perfil na alma, para os casos de perfis celulares apenas, visto que para os perfis castelados não há este tipo de perda. Ademais, tem-se a opção plotar esquema que apresenta uma nova janela demonstrando o corte que seria feito no perfil original para a fabricação do perfil alveolar estabelecido na otimização, assim como as dimensões, quantidade e comprimento dos alvéolos e desperdício de aço referentes a cortes e chapas adicionais.

No painel do perfil otimizado encontra-se duas opções denominadas “Verificações”, que ao serem executadas abrem uma nova janela com as verificações do modo de colapso para os perfis, de estados limites últimos e de serviço, demonstrando para cada situação se

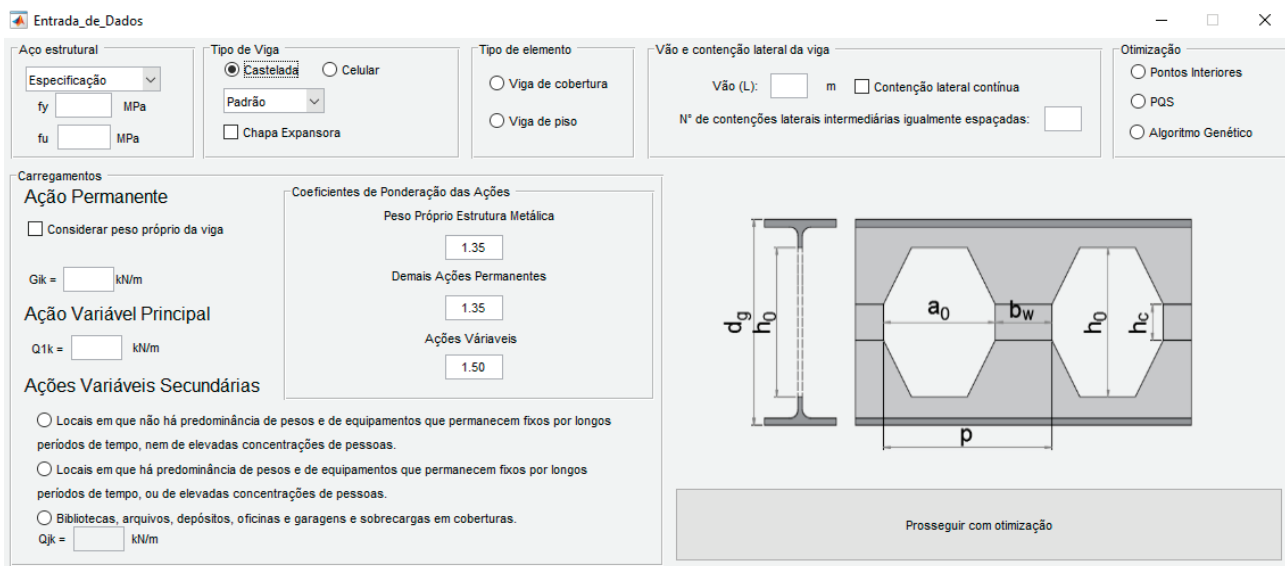


Figura 4 Interface do programa para entrada de dados e escolha da otimização

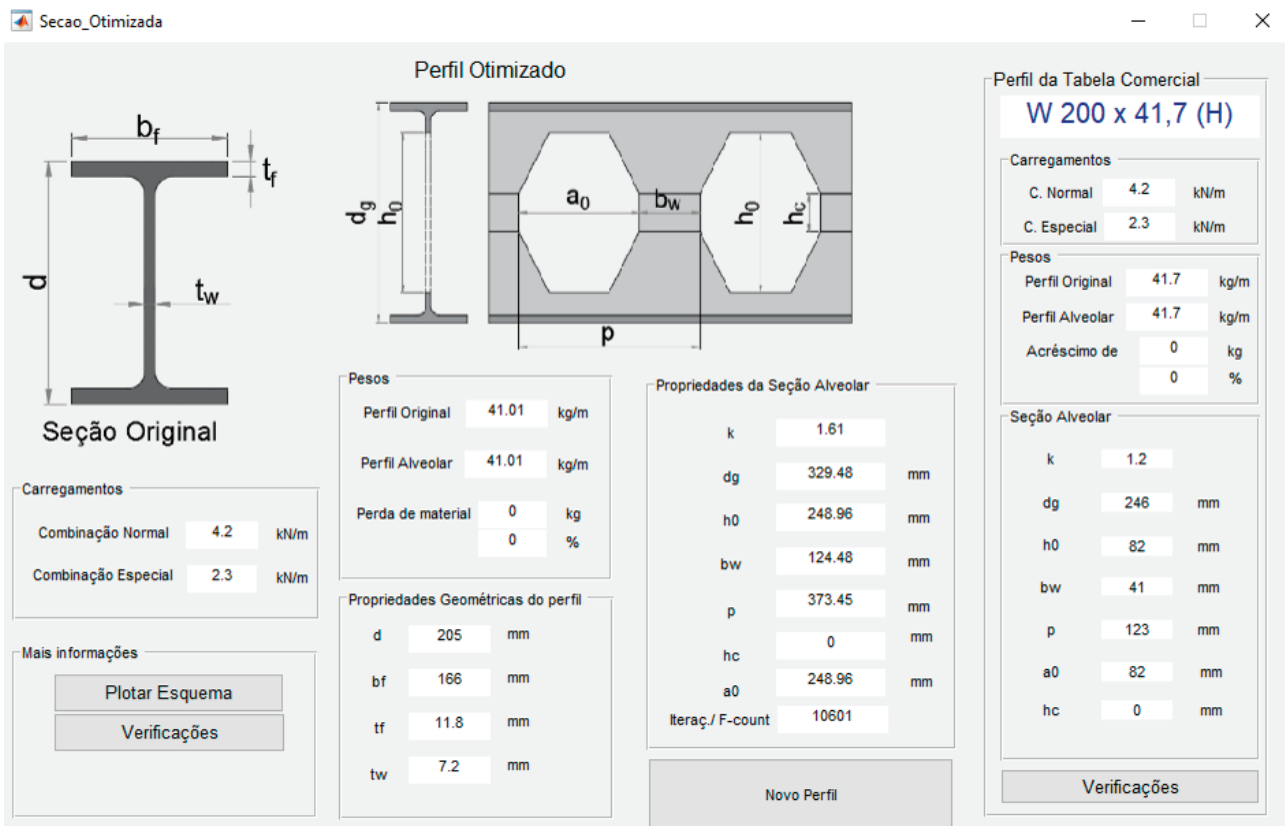


Figura 5 Interface do programa para apresentação dos resultados da otimização



Figura 6 Interface do programa para apresentação dos resultados das verificações aos modos de colapso

Tabela 1 Validação dos resultados por Algoritmo Genético com cálculos manuais de Lubke (2017)

Validação		Celular	Castelada		
			Peiner	Litzka	Anglo-saxônica
	L [m]	12	10	10	10
	g_k [kN/m]	18	15	15	15
	q_{k1} [kN/m]	9	7,5	7,5	7,5
	q_{k2} [kN/m]	1,5	1,2	1,2	1,2
Lubke (2017)	Perfil	W610 × 174	W310 × 97(H)	W310 × 97(H)	HP310 × 110 (H)
	Peso [kN/m]	168	98,31	98,95	110,65
	C.E. [mm]	–	50	75	0
Autor	Perfil	W610 × 174	HP310 × 93(H)	HP310 × 93(H)	W360 × 110(H)
	Peso [kN/m]	165,86	95	95,17	108,64
	C.E. [mm]	–	93,12	97,85	0
Diferença de Peso (%)		– 1,3 %	– 3,5 %	– 4,0 %	– 1,9%

L = comprimento da viga
 g_k = carregamento permanente
 q_{k1} = carregamento variável principal
 q_{k2} = carregamento variável secundário
 C.E. = chapa expansora

há uma restrição ativa e o seu índice de aproveitamento, tal como na Figura 6.

Devido ao fato de os programas computacionais de dimensionamento de vigas alveolares atualmente existentes no mercado serem fundamentados em estudos e normas internacionais, optou-se por não realizar uma comparação de resultados com os mesmos, pois haveria discrepância na comparação dos resultados. No entanto, na Tabela 1 tem-se os resultados da validação do programa, a qual foi realizada por intermédio de 4 exemplos calculados manualmente

(Celular, Peiner, Litzka e Anglo-saxônica) e demonstrada por [18], corroborando-se com os resultados do método algoritmo genético implementado pelo autor, ambos utilizando as formulações elaboradas por [8]. Observa-se ainda uma pequena discrepância e redução no peso do perfil alveolar, tal fato ocorreu, pois, o algoritmo genético além de escolher o melhor perfil comercial também foi implementado para otimizar dentro de um intervalo contínuo as razões de expansão, número de alvéolos por metro e dimensões de chapas expansoras.

5 Comparação dos resultados das otimizações dos diferentes padrões de viga alveolares

A fim de analisar os resultados das otimizações por algoritmo genético, foram utilizadas seis vigas para sistemas de piso e seis vigas para sistemas de cobertura, como mostra a Tabela 2. Os carregamentos utilizados foram diretamente proporcionais ao tamanho do vão, no entanto, para as vigas de sistemas de piso houve uma majoração mais elevada do que para o sistema de cobertura, o que é comum na elaboração de projetos. Ademais, utilizou-se um coeficiente de majoração de 1,35 para as cargas permanentes e 1,50 para cargas variáveis.

Tabela 2 Definição dos carregamentos para cada viga otimizada

Aplicação	Viga	Lb [m]	Qcp [kN/m]	Qsc [kN/m]
Viga de Piso	1	3	4,5	3,94
	2	4,8	7,2	6,3
	3	6,6	9,9	8,66
	4	8,4	12,6	11,03
	5	10,2	15,3	13,39
	6	12	18	15,75
Viga de Cobertura	7	3	1,5	0,75
	8	5,6	2,8	1,4
	9	8,2	4,1	2,05
	10	10,8	5,4	2,7
	11	13,4	6,7	3,35
	12	16	8	4

Os resultados abaixo são referentes às restrições que mais se aproximaram dos 100%, ou seja, de uma restrição ativa, e serão indicadas pelas seguintes siglas:

- FMV = Formação de Mecanismo Vierendeel
- EMAV = Escoamento do montante da alma por flexão
- FLT = Flambagem lateral com torção
- EMC = Escoamento do montante por cisalhamento
- DE = Deslocamento excessivo
- FM = Flambagem do montante

5.1 Vigas celulares

Na Tabela 3 tem-se os resultados das vigas celulares otimizadas por algoritmo genético, descrevendo tanto o peso original (kg/m) do perfil escolhido quanto o peso da viga celular formada, visto que existe uma redução de massa linear por conta do corte. Ademais, é possível observar que grande parte dos perfis chegou ao limite de restrição, ou aproximou-se, obtendo-se um ótimo aproveitamento no consumo de aço, não apenas por uma boa escolha de perfil comercial, mas também do diâmetro alveolar e da distância sequencial do mesmo.

Tabela 3 Resultados da otimização das vigas celulares

Viga Celular			
N.º	Peso do Perfil [kg/m]	Peso com Corte [kg/m]	Maior Restrição
1	12,36	11,9	FMV (100%)
2	32,06	29,97	EMAF (98%)
3	64,62	59,76	EMAF (86%) / FLT (86%)
4	91,37	85,97	EMAF (100%)
5	129,78	125,12	EMC (99%)
6	173,16	165,46	EMC (100%) / EMAF (100%)
7	20,71	17,83	EMAF (20%)
8	27,97	24,54	FLT (71%)
9	51,33	44,36	EMAF (100%)
10	81,03	71,15	EMAF (100%)
11	137,82	121,78	EMAF (100%)
12	173,16	157,09	EMAF (100%)

5.2 Vigas casteladas

5.2.1 Vigas casteladas sem chapa expansora

As Tabelas 4, 5 e 6 apresentam os resultados das otimizações por algoritmo genético das vigas casteladas sem chapa expansora, para os padrões Peiner, Litzka e Anglo-Saxão, sequencialmente. Os resultados obtidos apresentam em grande parte soluções de aproveitamento em torno de 95% a 100% do perfil diante

ao modo de colapso, validando novamente a aplicabilidade do algoritmo genético na otimização. Ressalta-se que para as vigas 1 e 7 o aproveitamento ficou relativamente pequeno, ainda que o programa tenha definido o perfil comercial de menor massa linear, sendo assim, não invalidando a aplicação do algoritmo genético.

Além disso, conclui-se também ao comparar os diversos padrões de corte que o Anglo-Saxão demonstrou de forma geral soluções mais eficientes em algumas situações, apresentando um perfil de menor consumo de aço, assim como também foi o padrão que obteve o menor peso ao somar-se as 12 vigas otimizadas.

Tabela 4 Resultados da otimização das vigas casteladas padrão Peiner, sem chapa expansora

Viga Castelada sem Chapa Expansora		
Padrão Peiner		
N.º	Peso do Perfil [kg/m]	Maior Restrição
1	12,36	FMV (65%)
2	26,2	FLT (96%)
3	49,9	FLT (98%)
4	84,24	FMV (99%)
5	123,09	FMV (99%) / FLT(99%)
6	173,16	FMV (96%)
7	12,36	FMV (17%)
8	22,07	FMV (80%)
9	41,01	FLT (95%)
10	70,78	FLT (93%)
11	105,37	FLT (91%)
12	155,84	FMV (100%)

Tabela 5 Resultados da otimização das vigas casteladas padrão Litzka, sem chapa expansora

Viga Castelada sem Chapa Expansora		
Padrão Litzka		
N.º	Peso do Perfil [kg/m]	Maior Restrição
1	12,36	FMV (75%)
2	30,98	FMV (98%)
3	49,9	FLT (99%)
4	91,37	FMV (92%)
5	139,05	FMV (99%)
6	173,16	FMV (99%)
7	12,36	FMV (20%)
8	22,07	FMV (65%)
9	41,01	FLT (94%)
10	70,78	FMV (96%)
11	105,37	FMV (93%)
12	155,84	FLT (100%)

Tabela 6 Resultados da otimização das vigas casteladas padrão Anglo-Saxão, sem chapa expansora

Viga Castelada sem Chapa Expansora		
Padrão Anglo-Saxão		
N.º	Peso do Perfil [kg/m]	Maior Restrição
1	12,36	EMC (72%)
2	26,2	FLT (95%)
3	49,9	FLT (94%)
4	91,37	FMV (98%)
5	123,09	FMV (97%)
6	153,77	FLT (100%)
7	12,36	EMC (19%)
8	22,06	FLT (99%)
9	41,01	FLT (93%)
10	70,78	FLT (93%)
11	105,37	FLT (88%)
12	153,77	FLT (98%)

5.2.2 Vigas casteladas com chapa expansora

As Tabelas 7, 8 e 9 apresentam os resultados das otimizações por algoritmo genético das vigas casteladas, para este caso aplicando-se chapas expansoras, também para os padrões Peiner, Litzka e Anglo-Saxônico. Os resultados foram muito satisfatórios, visto que as soluções se aproximaram majoritariamente para um aproveitamento de 100% de restrição de colapso, principalmente devido a obtenção de chapas expansoras, as quais foram otimizadas em um domínio contínuo. Ocorreu novamente um pequeno percentual de aproveitamento para as vigas 1 e 7 apesar de utilizar o perfil mais leve, descartando-se assim nesta situação a análise de eficiência do algoritmo genético.

Tabela 7 Resultados da otimização das vigas casteladas padrão Peiner, com chapa expansora

Viga Castelada com Chapa Expansora			
Padrão Peiner			
N.º	Peso do Perfil [kg/m]	Peso com Chapa Expansora [kg/m]	Maior Restrição
1	12,36	12,36	FLT (71%)
2	22,07	22,96	FLT (100%)
3	45,29	45,87	FMV (99%) / FLT (99%)
4	71,79	73,47	FMV (100%)
5	105,37	107,56	FLT (100%)
6	153,77	155,55	FMV (100%) / FLT (100%)
7	12,36	12,36	FMV (17%)
8	22,07	22,07	FLT (65%)
9	38,6	38,99	FLT (99%)
10	61,52	64,88	FLT (100%)
11	95,29	97,07	FLT (100%)
12	153,77	153,9	FMV (100%) / FLT (100%)

Tabela 8 Resultados da otimização das vigas casteladas padrão Litzka, com chapa expansora

Viga Castelada com Chapa Expansora			
Padrão Litzka			
N.º	Peso do Perfil [kg/m]	Peso com Chapa Expansora [kg/m]	Maior Restrição
1	12,36	12,36	EMC (86%)
2	22,07	23,03	FLT (100%)
3	49,9	49,99	FLT (100%)
4	71,79	73,49	EMC (100%)
5	105,37	107,84	FLT (100%)
6	153,77	156,01	FLT (100%)
7	12,36	12,36	EMC (18%) / FLT (18%)
8	22,07	22,07	FLT (76%) / DE (76%)
9	38,36	39,05	FLT (100%)
10	61,52	65,08	FLT (100%)
11	95,29	97,21	FMV (100%) / FLT (100%)
12	153,77	154,24	FLT (100%)

Tabela 9 Resultados da otimização das vigas casteladas padrão Anglo-Saxão, com chapa expansora

Viga Castelada com Chapa Expansora			
Padrão Anglo-Saxão			
N.º	Peso do Perfil [kg/m]	Peso com Chapa Expansora [kg/m]	Maior Restrição
1	12,36	12,36	EMC (89%)
2	26,2	26,2	FLT (94%)
3	44,31	45,77	FLT (100%)
4	76,77	76,77	FMV (99%) / FMC (99%)
5	120,17	120,68	EMC (99%)
6	153,77	153,77	FLT (100%)
7	12,36	12,36	EMC (24%)
8	22,07	22,07	EMC (71%)
9	38,36	38,63	FLT(99%)
10	61,52	63,49	FMV (100%) / FLT (100%)
11	95,29	95,93	FMV(100%) / FLT (100%)
12	153,77	153,77	FLT (98%)

Tabela 10 Resultados do peso (kg/m) da otimização das vigas alveolares

N.º	Celular	Castelada sem Chapa Expansora			Castelada com Chapa Expansora		
		Peiner	Litzka	Anglo-Saxão	Peiner	Litzka	Anglo-Saxão
1	12,36	12,36	12,36	12,36	12,36	12,36	12,36
2	32,06	26,20	30,98	26,20	22,96	23,03	26,20
3	64,62	49,90	49,90	49,90	45,87	49,99	45,77
4	91,37	84,24	91,37	91,37	73,47	73,49	76,77
5	129,78	123,09	139,05	123,09	107,56	107,84	120,68
6	173,16	173,16	173,16	153,77	155,55	156,01	153,77
7	20,71	12,36	12,36	12,36	12,36	12,36	12,36
8	27,97	22,07	22,07	22,07	22,07	22,07	22,07
9	51,33	41,01	41,01	41,01	38,99	39,05	38,63
10	81,03	70,78	70,78	70,78	64,88	65,08	63,49
11	137,82	105,37	105,37	105,37	97,07	97,21	95,93
12	173,16	155,84	155,84	153,77	153,90	154,24	153,77

5.3 Comparação entre os tipos de vigas alveolares

A Tabela 10 descreve o peso mínimo (kg/m) encontrado na otimização das vigas com o algoritmo genético para todas as vigas envolvidas neste estudo. Além disto, na linha de cada uma das 12 vigas, tem-se em negrito os melhores resultados, onde fica notório que as vigas casteladas com chapa expansora possuem um melhor aproveitamento do aço. Ademais, tratando-se dos 3 padrões em questão, observa-se também que o Anglo-Saxão possui o formato de corte com melhor eficiência no consumo de aço no dimensionamento.

5.4 Análise dos modos de colapso como restrições ativas no processo de otimização

As restrições mencionadas neste artigo são fundamentais durante o processo de otimização, visto que são requisitos cruciais no dimensionamento. Tendo em vista que os perfis utilizados pelo algoritmo genético são comerciais, as variações de dimensões não são contínuas na otimização, o que dificulta se obter sempre um resultado com restrição ativa ao modo de colapso.

Para todas as vigas alveolares otimizadas pelo algoritmo genético observa-se que os modos de colapso que possuem maiores restrições são: formação de mecanismo Vierendeel e Flambagem lateral com torção, primordialmente tratando-se de vigas casteladas, tanto nas vigas de cobertura quanto nas de piso. Ou seja, são modos de colapso que requerem maior atenção e rigor no dimensionamento dos projetistas, principalmente se utilizarem métodos de otimização.

Ademais, é evidente que para os casos de vigas alveolares celulares o modo de colapso predominantemente com maior restrição foi o de escoamento do montante da alma por flexão, onde atuou como maior deles em até 83 % das vigas de cobertura otimizadas e 67 % das de piso. As Figura 7 e 8 apresentam a análise dos modos de colapso preponderantes apresentados nas Tabelas 3 a 9.

Desta forma, diante dos resultados, observa-se a preponderância dos modos de colapsos Formação de Mecanismo Vierendeel (FMV), Escoamento do montante da alma por flexão (EMAF) e Flambagem lateral com torção (FLT), os quais serão abordados adiante.

O FMV, ou mecanismo plástico, é definido como a formação de rótulas plásticas nos cantos da abertura por meio de altos valores de esforço cortante nesta região. Na presença deste mecanismo, há uma distorção das aberturas deformando-se em forma de um paralelogramo na zona crítica do vão. Este mecanismo ocorre primordialmente em combinações de vãos curtos e que tenham aberturas mais alongadas e nas vigas em que os cordões possuem pequena altura, tal como abordado por [18].

O EMAF é ocasionado pela força cortante que ocorre longitudinalmente no montante do perfil, entre os alvéolos, a qual produz um momento fletor considerável no trecho e que deve ser analisado.

Ademais, testes experimentais foram feitos por [5] onde foi possível concluir que as vigas alveolares diante à FLT detêm comportamentos muito similares aos das vigas metálicas de alma cheia, podendo ser considerados da mesma forma. Além disto, aborda-se a seção líquida no centro das aberturas como a zona crítica de flambagem, adotando suas propriedades geométricas para o cálculo da constante de empenamento, tal como demonstrados no estudo de [21].

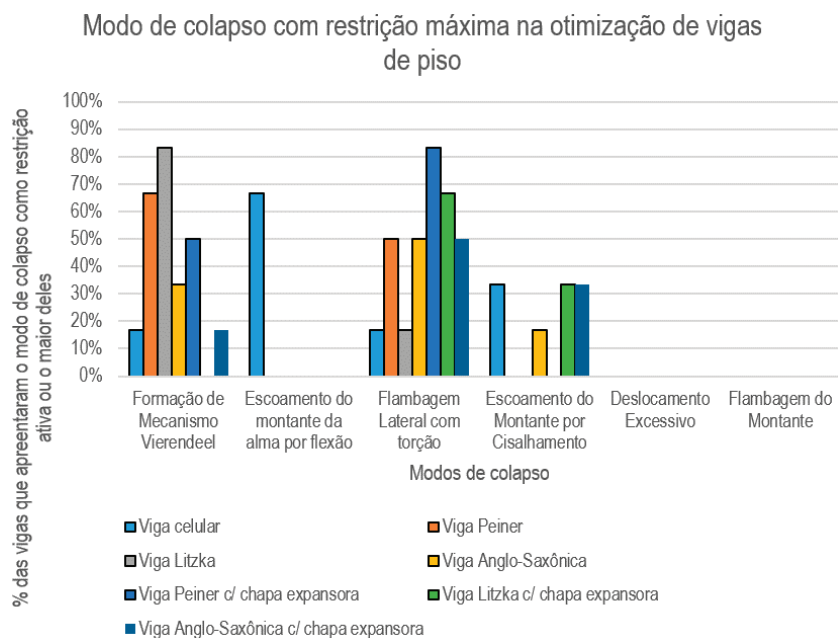


Figura 7 Análise dos Modos de Colapso preponderantes em vigas de piso

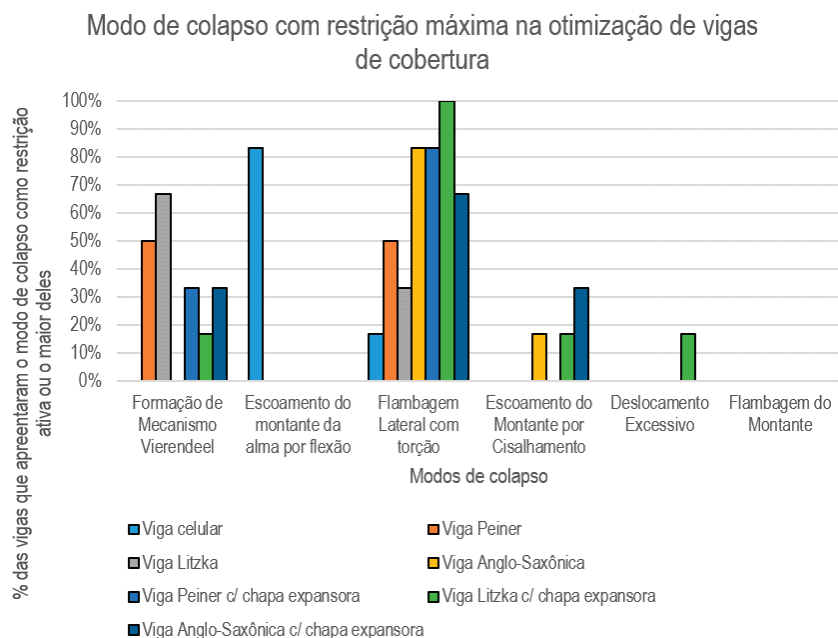


Figura 8 Análise dos Modos de Colapso preponderantes em vigas de cobertura

6 Conclusão

É de suma importância a aplicabilidade de sistemas de otimizações para soluções inteligentes dos problemas de dimensionamento na engenharia, observando-se assim a relevância deste trabalho no qual analisou a aplicabilidade da otimização pelo método algoritmo genético. Ressalta-se aqui a possibilidade de aplicar neste modelo de otimização variáveis discretas, tal como as dimensões dos perfis

comerciais, junto a variáveis contínuas, tais como passos entre aberturas sequenciais e altura de chapas expansoras, demonstrando a simplicidade em utilizar os resultados estabelecidos diretamente nos projetos estruturais.

Conclui-se também a necessidade de se atentar os modos de colapsos de formação de mecanismo Vierendeel e flambagem lateral com torção, tratando-se de vigas casteladas, pois foram as restrições que mais se aproximaram dos 100 % da resistência limite.

Já em relação às vigas celulares o escoamento do montante da alma por flexão foi a restrição que predominou.

Foi notório também por meio dos resultados das vigas alveolares que as casteladas possuem um melhor aproveitamento do aço para resistir aos esforços, se destacando o padrão de corte Anglo-Saxão. Ademais, tendo em vista que a disponibilidade de dimensões dos perfis comerciais não é muito ampla, a utilização de chapas expansoras demonstrou ser a solução ideal, já que pode-se definir o tamanho ideal em um intervalo contínuo, inferior e superior, e assim a utilização destas fez com que as restrições dos modos de colapsos se aproximassem de uma restrição ativa, aproveitando-se de forma mais eficiente o consumo do aço.

Com isso, pode-se concluir que o modelo de dimensionamento otimizado por algoritmo genético gerou excelentes resultados, pois grande parte deles apresentou resultados próximos às restrições ativas, ainda que tenham sido utilizados apenas perfis comerciais. Então o modelo pode ser utilizado em aplicações reais e proporcionar soluções com menor oneração no consumo de aço e consequentemente nos custos com os mesmos, o que de fato é de grande relevância para ser aplicado na construção civil.

Referências

- [1] Cimadevila, Francisco Javier Estévez; Gutiérrez, Emilio Martín; Rodríguez, José Antonio Vázquez – *Vigas alveoladas*. Vol 3. Madri: A Coruña: Biblioteca Técnica Universitária; 2000.
- [2] Erdal, F.; Doan, E.; Saka, M. P. – "Optimum design of cellular beams using harmony search and particle swarm optimizers". *Journal of Constructional Steel Research*, v. 67, pp. 237-247, 2011.
- [3] SCI (Steel Construction Institute) e BCSA (British Constructional Steelwork Association Limited) – *Steelwork Design Guide to BS 5950-1*. Londres, 2000.
- [4] Bezerra, Eduardo Matos – *Determinação do Momento Fletor Resistente à Flambagem Lateral com Torção de Vigas de Aço Casteladas*. 2011. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte.
- [5] Abreu, L.M.P. – *Determinação do Momento Fletor Resistente à Flambagem Lateral com Torção de Vigas de Aço Celulares*. 2011. 90 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), Belo Horizonte.
- [6] Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 8800: *Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e de Concreto de Edifícios*. Rio de Janeiro, 2008.
- [7] Silveira, E.G. – *Avaliação do Comportamento de Vigas Alveolares de Aço com Ênfase nos Modos de Colapso por Plastificação*. 2011. 165 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa (UFV), Viçosa, MG.
- [8] Veríssimo, G. de S. et al. – "Dimensionamento de Vigas Alveolares de Aço". In: *Congresso Latinoamericano da Construção Metálica*, 5., 2012, São Paulo. Anais eletrônicos. Disponível em: <http://www.abcem.org.br/construmetal>. Acesso em: 8 jul. 2019.
- [9] Sonck, D.; Belis J. – "Lateral-torsional buckling resistance of cellular beams". *Journal of Constructional Steel Research*. V.105, pp. 119-128, 2015.
- [10] Oskouei, A.V.; Fard, S.S.; Aksogan, O. – *Using genetic algorithm for the optimization of seismic behavior of steel planar frames with semi-rigid connections*. Springer-Verlag, Industrial Application, pp. 287-302, 2011.
- [11] Lubke, G.P.; Alves, E.C.; Azevedo, M.S. – "Dimensionamento Otimizado de Vigas Celulares de Aço". *Revista da Estrutura de Aço – REA*, Vol. 6, No. 1, pp. 1-20, 2017.
- [12] Wang, P.; Ma, Q.; Wang, X. – "Investigation on Vierendeel mechanism failure of castellated steel beams with fillet corner web openings". *Engineering Structures*. Ed 74. pp. 44-51. 2014.
- [13] Yossef, N. M.; Taher, S. – *Cost Optimization of Composite Floor Systems with Castellated Steel Beams*. American Society of Civil Engineers. 2018.
- [14] Erdal, F.; Dogan, E.; Saka, M. P. – "Optimum design of cellular beams using harmony search and particle swarm optimizers". *Journal of Constructional Steel Research*. v67. pp. 237-247. 2011.
- [15] Sorkhabi, R.V.; Naseri, A.; Naseri, M. – "Optimization of the Castellated Beams by Particle Swarm Algorithms Method". *APCBEE Procedia*. v9. pp. 381-387. 2014.
- [16] Kaven, A.; Shokohi, F. – "Application of grey wolf optimizer in design of castellated beams". *Asian Journal of Civil Engineering*. v17. pp. 683-700. 2016.
- [17] Hieu, N.T.; Tuan, V.A. – "Weight optimization of composite cellular beam based on the differential evolution algorithm". *Journal of Science and Technology in Civil Engineering*. v12. pp. 28-38. 2018.
- [18] Lubke, G.P. – *Dimensionamento Otimizado de vigas Alveolares de Aço*. 2017. 203 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo (UFES), Vitória, ES.
- [19] Delesques, R. – "Le Calcul des Poutres Ajourées". *Construction Métallique*. n. 4, 1969, pp. 41-51.
- [20] Alves, E.C.; Lubke, G.P. – "Dimensionamento ótimo e análise dos modos de colapso de vigas alveolares de aço". *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, Passo Fundo, v. 16, n. 1, pp. 38-64, jan. /abr. 2019.
- [21] Kohnehpooshi, O.; Showkati, H.H. – "Numerical modeling and structural behavior of elastic castellated section". *European Journal of Scientific Research*, v. 31, n. 2, pp. 306-318, 2009.

Projeto e execução da intervenção na cobertura de madeira do pavilhão polivalente da Escola Alves Martins, Viseu

Design and execution of the intervention on the timber roof of the multiuse pavilion of the Alves Martins School, Viseu

João H. Negrão

Resumo

O complexo da Escola Secundária Alves Martins, em Viseu, foi construído em 1948. Nele se inclui o pavilhão da Sala Polivalente, cuja estrutura da cobertura é constituída por um sistema de asnas duplas de madeira. Em 2017 ocorreu a rotura de um apoio de uma asna, estando outro em pré-rotura. A inspeção realizada à estrutura permitiu concluir que a causa primária do acidente foi a rotura, por tração perpendicular ao fio, de peças de madeira maciça intercaladas entre as pernas e linhas duplicadas de cada asna. Na discussão técnica subsequente, estiveram em confronto as possibilidades de substituição integral por uma cobertura metálica ou a reparação e reforço da estrutura de madeira existente, com intervenções pontuais de reparação dos apoios acidentados e reforço dos restantes, tendo-se optado por esta última solução. Este artigo pormenoriza todo o processo, desde a fase inicial de diagnóstico até à execução da solução de reparação, com ênfase especial nos aspetos estruturais, essenciais para o sucesso da intervenção.

Abstract

The Alves Martins Secondary School complex, in Viseu, was built in 1948. It includes the pavilion of the Multiuse Room, whose roof structure consists of a set of parallel double timber trusses. In 2017 the failure of one truss support occurred while an ongoing failure was observed in another one. The structural assessment led to the conclusion that the primary failure cause was tension perpendicular to the grain in the solid timber elements placed between and connected by bolts to the double rafters and the double tie-beams. In the subsequent technical discussion, the alternatives of either the full replacement of the existing trusses by steel ones or the rehabilitation of the existing timber structure, with repair and strengthening works focused on the failed supports and all the others, were considered. The latter proposal prevailed. This paper details the whole process, from the initial inspection and diagnosis stage up to the execution of the repair solution, with the emphasis on structural aspects, of utmost importance for the success of the intervention.

Palavras-chave: Asnas de madeira / Reparação / Reforço / Projeto / Execução

Keywords: Timber trusses / Rehabilitation / Design / Execution

João H. Negrão

Professor Associado
Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra
Coimbra, Portugal
jhnegrao@dec.uc.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.

NEGRÃO, J.H. – Projeto e execução da intervenção na cobertura de madeira do pavilhão polivalente da Escola Alves Martins, Viseu. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 33-42.

1 Introdução

A Escola Secundária Alves Martins foi fundada em 1849, com a designação de Liceu Central de Viseu, tendo recebido o nome atual em 1911. As instalações onde atualmente funciona foram construídas em 1948, no âmbito do programa de construções escolares do Estado Novo. A Figura 1a) é uma vista geral do complexo escolar, destacando-se com um círculo o pavilhão, representado na Figura 1b), sujeito à intervenção referida neste artigo.

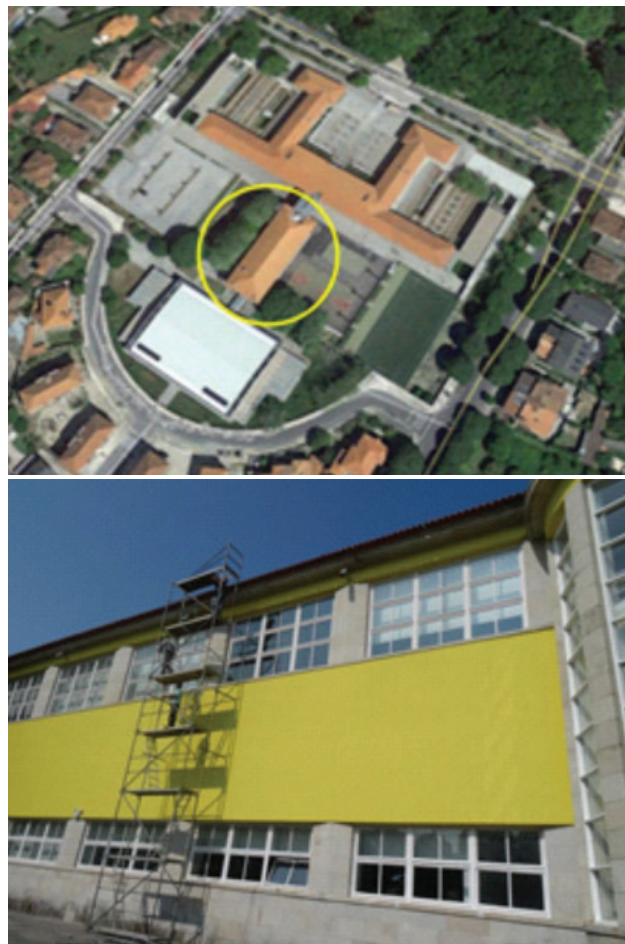


Figura 1 a) Complexo escolar (fonte: GoogleEarth); b) Pavilhão polivalente

1.1 Caracterização funcional e estrutural

O pavilhão tem dois pisos, sendo o térreo ocupado pelo refeitório escolar. No piso superior funcionou o ginásio escolar, mas a construção recente de um ginásio maior e com melhores condições permitiu desafetar o espaço daquela função exclusiva, funcionando atualmente como sala polivalente. A sua forma é retangular, com dimensões interiores aproximadas de 14 m × 20 m. O acesso é feito pelo topo Norte. No topo Sul existe um pequeno palco com boca de cena. A cobertura é de 4 águas, com inclinação a rondar os 25°.

A superestrutura e o pavimento do 1.º andar são em betão armado. Os pilares são dispostos perifericamente com espaçamento de cerca de 4 m, vão preenchido com alvenaria nos 3 m inferiores e janelas rasgadas no restante pé-direito. A cobertura é suportada por asnas principais triangulares paralelas em madeira de pinho bravo (*Pinus pinaster*, Ait), com aproximadamente 14 m de vão, apoiadas nos pilares periféricos. Na zona dos topos, as asnas são oblíquas e acompanham os espigões da cobertura, sendo a resolução das cargas mais complexa do que na zona das asnas paralelas. As 4 asnas paralelas visíveis do interior da sala (Figura 2a) têm pernas e linhas duplas, espaçadas de 10 cm, entre as quais se inserem montantes e diagonais simples. As duas asnas paralelas coincidentes com os topos, bem como as que acompanham os espigões, são constituídas por elementos simples. A secção dos elementos das pernas e linhas é de 120 mm x 240 mm. As dos montantes e diagonais têm uma largura constante de 120 mm, mas a altura é de 120 ou 200 mm, consoante o elemento. O teto da sala é constituído por um forro de madeira, horizontal numa faixa perimetral de cerca de 2 m de largura e de forma poliédrica na zona central, ver Figura 2a) e esquema da Figura 2b).

2 Inspeção e diagnóstico da estrutura de madeira

2.1 Rotura dos apoios

Em setembro de 2017, coincidindo com o início do ano escolar, foi identificada a rotura de um apoio (indicado por um círculo a vermelho na Figura 2a) numa asna de cobertura, e uma situação de pré-rotura noutra (círculo a amarelo). A existência de redistribuição de forças para outros sistemas de apoio, ainda que não expressamente concebidos para tal ou inteiramente compreendidos na inspeção subsequente, e o pronto escoramento das asnas e zonas afetadas, para mitigar os efeitos e a progressão da rotura evitaram o colapso das asnas afetadas.

A subsequente inspeção da zona acidentada revelou que a causa do acidente foi rotura perpendicular ao fio num elemento de apoio de madeira. A sequência das figuras seguintes ajuda a compreender o mecanismo de rotura verificado.

Como referido, as pernas e as linhas das asnas principais são duplas. Nos apoios, as duas pernas e as duas linhas ligam-se, cada par, a uma peça central de madeira, com dimensão igual à das duas peças ligadas e penetrando em profundidade na espessura da parede, Figura 3a). Essa ligação é realizada por dois parafusos de 24 mm de diâmetro, implicando a rotura de um parafuso a formação do mecanismo da Figura 3b). Alguns detalhes da ligação, ocultos na parede, não puderam ser observados, pelo que o esquema da figura é, quanto a eles, conjectural.

Há várias possibilidades para que tenha sido adotada esta disposição, nomeadamente: i) a insuficiência de comprimento das pernas e das linhas para realizarem o equilíbrio de forças no ponto teórico de apoio (situação esquematicamente representada na Figura 3a); ii) a insuficiência de comprimento da linha, além da secção do entalhe que recebe a perna, para evitar a rotura por corte do “taco” exterior; iii) a excentricidade do ponto de concorrência dos

eixos da(s) perna(s) e da(s) linha(s) em relação ao ponto teórico de apoio, que origina um binário que tem de ser equilibrado por flexão destas; iv) o posicionamento da carga da asna no eixo (na direção longitudinal da parede) do apoio; v) uma combinação das anteriores.

Para melhor compreensão, representa-se nas figuras seguintes a sequência de eventos que resultou na rotura representada de forma simplificada na Figura 3b), a qual concorda de forma exemplar com o registo fotográfico do acidente. Nestas figuras, as extremidades das pernas e linhas foram representadas de forma simplificada, o que não altera o mecanismo representado.

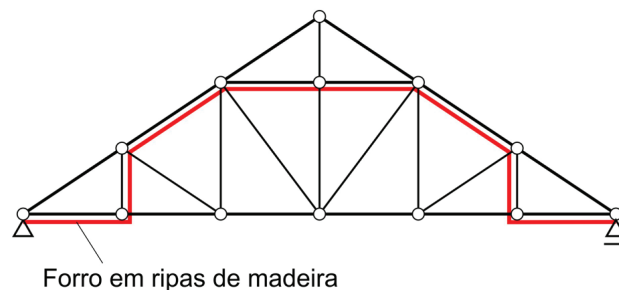


Figura 2 a) Vista interior da sala e localização dos danos; b) Corte esquemático

As Figuras 5a), b) e c) são as representações reais deste mecanismo. Na Figura 5a) pode ver-se, em primeiro plano, a peça central fraturada, com origem no furo do parafuso, igualmente visível. Na Figura 5b) observa-se o mecanismo de rotura consumado. A ligação das pernas falhou primeiro e, ao rodarem, estas causaram a rotura da ligação das linhas, situadas sob aquelas. A Figura 5c) é uma vista de topo do apoio colapsado. Não foi possível obter imagens dos apoios intactos, na fase de inspeção, porque estes se encontravam ocultos entre a cobertura e o forro inferior da sala.

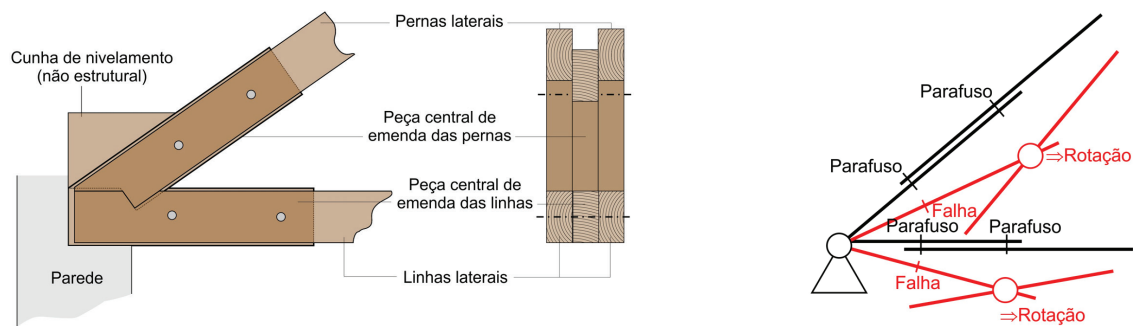


Figura 3 a) Arranjo existente nos nós; b) Mecanismo potencial

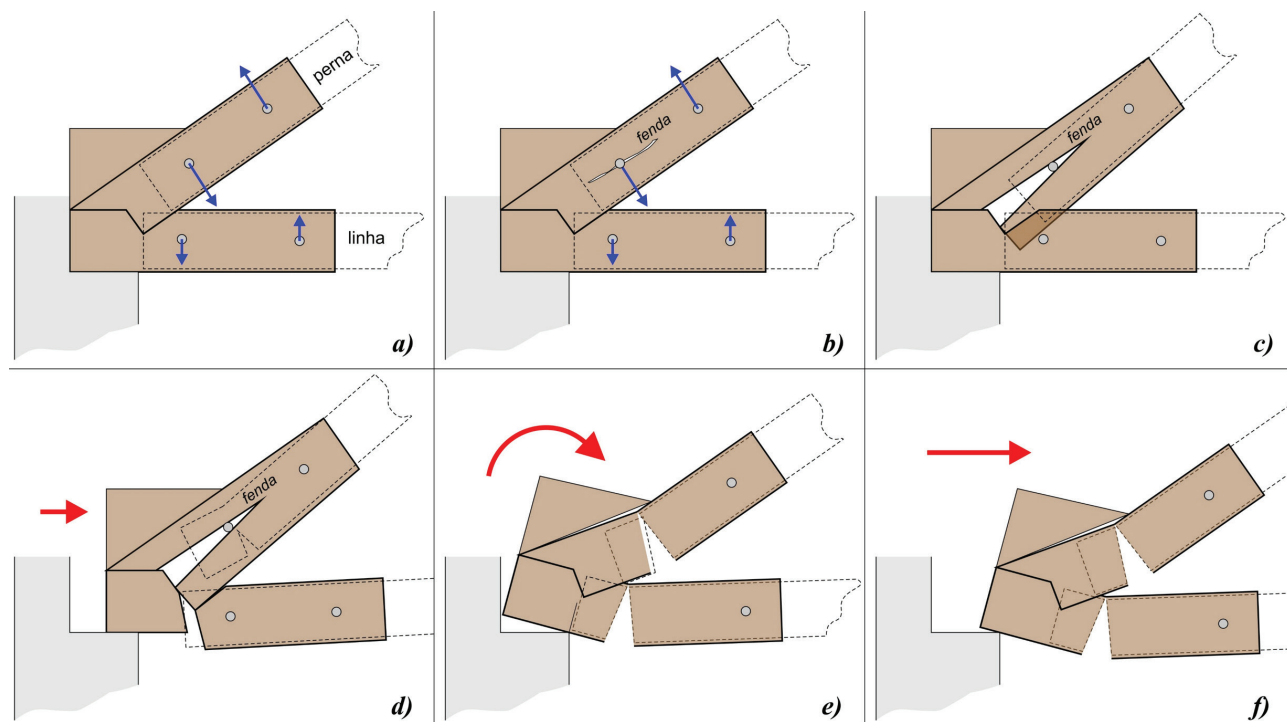


Figura 4 Sequência de eventos conducentes à rotura do apoio



Figura 5 a) Rotura da peça central b) Rotura da ligação; c) Vista de topo do apoio colapsado

2.2 Outras patologias

Para além das roturas nos apoios, ocorrências críticas que suscitaram a peritagem e subsequente obra de reparação e reforço, a inspeção estrutural revelou outras deficiências, de risco variável mas, em todo o caso, requerendo a aplicação de medidas corretivas. As mais importantes foram as roturas das emendas de tipo “raio de Júpiter” (Figura 6a) existentes em todas as linhas, em posições variáveis. Estas ocorreram por corte do dente de imbricamento das peças, segundo a superfície indicada na Figura 6b).

Embora a geometria da ligação seja genericamente correta, a altura do dente – e, por conseguinte, a área de corte daquela superfície – é demasiado pequena. Recorda-se que esta altura devia corresponder a 1/3 da das peças a unir, muito mais do que o que se observa na figura. Estas roturas, suscetíveis de causar o colapso das asnas, só não tiveram esse resultado graças à redundância proporcionada pela cavilha de estabilização contra a separação das peças, visível na Figura 6c). No entanto, a transferência, para esta, da força anteriormente transmitida pelo dente originou a sua plastificação e rotação, com a consequente abertura da ligação (Figura 6d), e ainda a rotura por tração da cunha de madeira contra

a qual a cavilha exerceu força de compressão, também visível na Figura 6c).

A inspeção no desvão situado entre o forro e a cobertura propriamente dita revelou que os elementos estruturais principais (asnas, madres e vigas de travamento, Figura 7a) se encontram em boas condições, apresentando ataques pontuais e pouco importantes por caruncho e não evidenciando apodrecimentos. Situação diferente é a dos elementos secundários, nomeadamente barrotes de apoio do forro inferior e algumas tábuas deste, boa parte dos quais se encontra fortemente deteriorada por caruncho pequeno *Anobium punctatum* (Figura 7b), sem outra hipótese de reparação que não a sua substituição. O uso de madeira com durabilidade natural inferior e/ou a ausência de tratamento preservador destes elementos serão as causas prováveis da sua degradação.

Já durante a execução da obra de reparação, foram observadas duas anomalias não detetadas na inspeção preliminar, sendo uma crítica e a outra secundária. A primeira era uma linha partida, devido à presença de um nó de grandes dimensões no elemento de madeira, reduzindo sensivelmente a secção útil da peça (Figura 8a). A outra era uma deformação excessiva da zona em consola do forro de madeira, causada por deformação da estrutura de apoio (Figura 8b).



Figura 6 a) Vista geral; b) Rotura por corte; c) Plastificação do ligador; d) Abertura da junta



Figura 7 a) Estrutura principal em boas condições; b) Elementos secundários degradados



Figura 8 a) Linha fraturada; b) Deformação excessiva no forro

3 Projeto de reparação e reforço

Numa primeira fase, anterior à disponibilização do relatório de inspeção, a Parque Escolar E.P.E., proprietária do imóvel, considerou a possibilidade de proceder à demolição da cobertura e à sua substituição por uma solução em aço. No entanto, as recomendações do relatório apontaram no sentido da reparação e reforço da estrutura existente tendo em conta, nomeadamente:

- O seu bom estado geral, apontando apenas para a necessidade de reforço dos apoios;
- A menor intrusividade e custo da reparação e reforço da cobertura existente;
- A qualidade arquitetónica e valor patrimonial da cobertura atual.

Estes argumentos prevaleceram, tendo-se optado pela recuperação da estrutura de madeira.

3.1 Reparação e reforço dos apoios

Foram realizadas a análise estrutural e a verificação da estabilidade dos elementos e segurança das secções e ligações da solução existente. Estas últimas seguiram as disposições das partes relevantes das EN 1991-1 [1] e EN 1995-1 [2]. Como se antecipava, com base no conhecimento das práticas antigas de dimensionamento de estruturas de madeira, as secções revelaram-se confortavelmente aptas a suportar os esforços induzidos pelas ações regulamentares, devidamente majoradas e combinadas. Essa expectativa não se confirmou para as ligações do dispositivo de apoio descrito na secção 2, ainda que aptas para fazer face aos valores correntes

das ações, como o confirmam os 70 anos de serviço. Por isso, considerando que a rotura observada não decorreu, ao que se sabe, de nenhum evento de intensidade excecional, admite-se que na sua origem tenha estado o efeito de longa duração, porventura associado a menor capacidade resistente daqueles apoios em particular, tenha sido por inferior qualidade da madeira ou por degradação localizada de origem biológica. Em todo o caso, é sintomático que a rotura se tenha iniciado pela fratura da peça central, a qual foi chamada a suportar forças (e tensões), perpendiculares ao fio, duplas das

correspondentes nas duas pernas/linhas que a ela se ligavam, como ilustra a Figura 4a). Por isso, a medida fundamental do projeto de reparação e reforço consistiu na substituição daquela peça, em todos os apoios, por outra com superior capacidade resistente. Considerando que, em cada apoio, existe uma peça central para as pernas e outra para as linhas, e que as duas se ligam de acordo com a representação da Figura 3a), para permitir o equilíbrio de forças horizontais, optou-se por aplicar uma peça em "V", constituída por perfis RHS (Rectangular Hollow Section) de largura igual à das

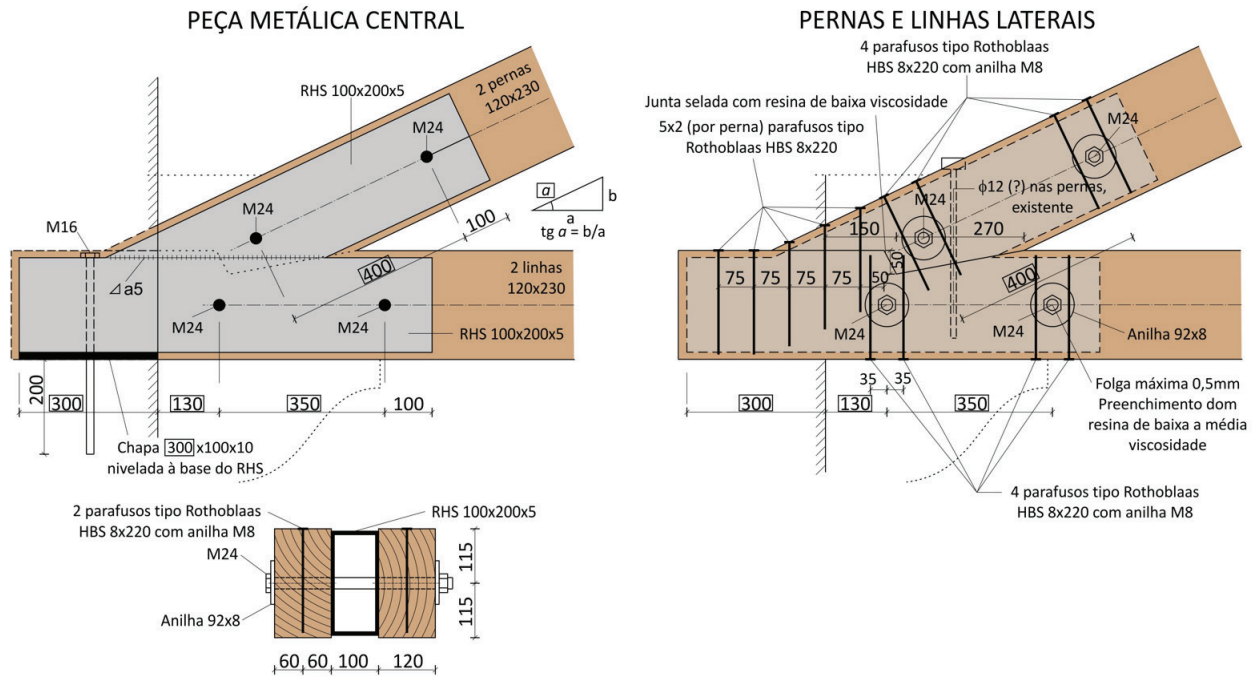


Figura 9 Solução de reparação/reforço das ligações de apoio

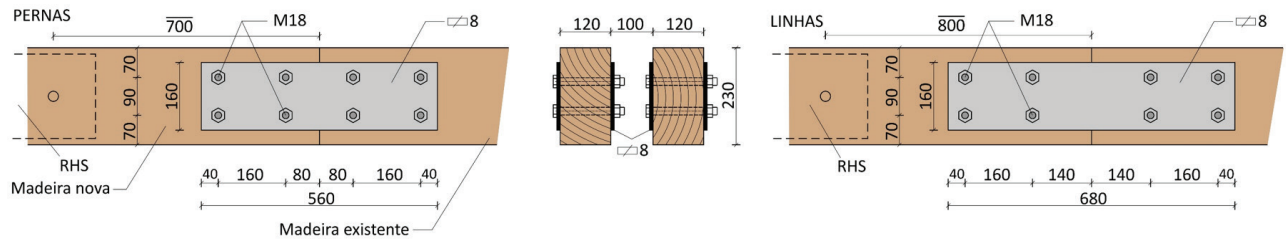


Figura 10 Emendas das pernas e linhas fraturadas

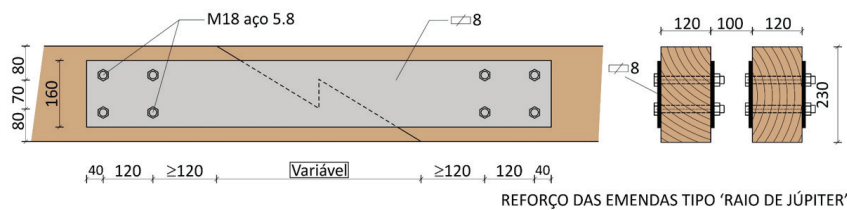


Figura 11 Emendas das ligações de tipo "raio de Júpiter"

peças centrais originais (uma vez que essa dimensão não pode ser alterada), ligando-se um ramo da peça às pernas e outro às linhas. A solução pode ver-se na Figura 9 na qual se representa, à esquerda, a peça central metálica e, à direita, o reforço das pernas/linhas situadas de cada lado daquela.

Dado o desconhecimento do estado de conservação das extremidades das linhas, que devem resistir ao impulso horizontal proveniente das pernas, a superfície de rotura potencial por corte foi reforçada por 5 parafusos de enroscar (*tirefonds*). Deve assinalar-se, no entanto, que as ligações aparafusadas pernas/linhas-peça central foram dimensionadas para suportar a totalidade do esforço axial da barra, pelo que funcionam como sistema redundante para a ligação perna-linha entalhada, que é o sistema de transferência tradicional. Do mesmo modo, para reforçar a segurança à rotura por tração perpendicular ao fio, foram inseridos 2 parafusos de cada lado dos parafusos M24 que ligam as pernas/linhas e a peça central.

Para eliminar flexibilidades iniciais e assegurar o funcionamento da ligação de acordo com o previsto desde o início do carregamento, foi injetada resina epóxi de baixa viscosidade na junta do dente frontal de contacto perna-linha e nos furos dos parafusos M24.

Nos apoios colapsados, para além da substituição da peça de madeira central, houve que substituir também os troços de pernas e linhas que sofreram danos em razão do colapso daquela peça. Pretendeu-se inicialmente realizar a ligação da madeira nova à antiga com próteses baseadas em resina epóxy e varões roscados, mas a dificuldade de execução desse trabalho em obra obrigou a recorrer à solução convencional de ligação por chapas de aço externas (Figura 10). Esta solução foi igualmente utilizada para a emenda de reparação da fratura de Figura 8a).

Para as emendas de tipo “raio de Júpiter”, utilizou-se ainda uma solução semelhante a esta, apenas com o requisito adicional de ser suficientemente longa para que os furos dos parafusos fossem executados para além do limite da zona da ligação de carpintaria (Figura 11).

4 Execução

4.1 Processo construtivo

A vantagem comparativa desta solução em relação à metálica dependia essencialmente da possibilidade de evitar o desmantelamento das asnas e, conseqüentemente, de toda a cobertura, procedendo apenas a intervenções locais nas zonas a reparar ou reforçar. A substituição das peças centrais e/ou de troços de pernas/linhas impedia o funcionamento normal das asnas. Então, para garantir a sua estabilidade, foi necessário escorar os nós mais próximos do apoio intervencionado. Assim, a carga transita diretamente da cobertura para os apoios pelas escoras da asna, mantendo-se o funcionamento de treliça na parte não escorada da asna, ainda que com uma distribuição de forças diferente e valores menores destas. A recuperação da distribuição de forças original requeria a descarga dos elementos da asna durante a reparação, o que podia conseguir-se quase integralmente procedendo ao nivelamento dos nós da linha à cota de projeto, com recurso a macacos hidráulicos, e destelhamento da cobertura, para aliviar a compressão nas escoras, proporcionando segurança e estabilidade adicionais durante o processo de execução. Prescindiu-se desta última condição na execução, tendo em conta a significativa redução do tempo de execução que assim se obtinha. O processo construtivo utilizado, formulado com vista a atingir os objetivos acabados de enumerar, consistiu então nos passos seguintes:

- 1) Colocação de prumos de escoramento sob os nós 1, 2 e 3 (Figura 12a), com um intervalo livre de 0,30 m entre o topo do prumo e a base dos nós e centrados com a asna na direção perpendicular ao plano desta;
- 2) Contraventamento dos prumos paralela e perpendicularmente ao plano da asna;
- 3) Destelhamento da cobertura na área de influência da asna a reparar (programado, mas não executado, após discussão das implicações técnicas com o empreiteiro);

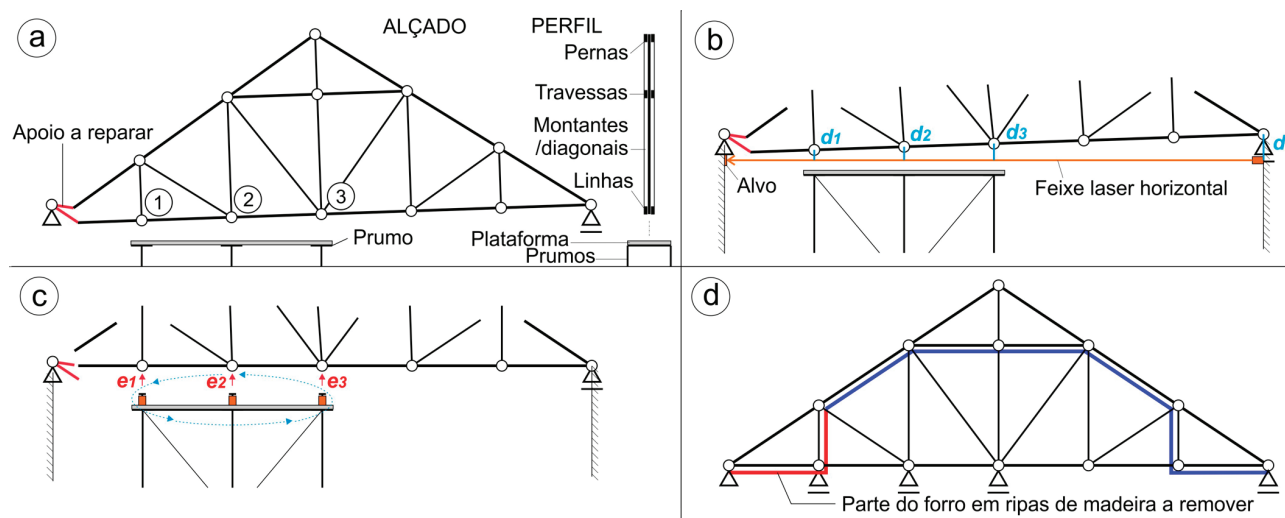


Figura 12 Processo construtivo para a intervenção de reparação



Figura 13 Execução: a) Peças metálicas; b) linha partida; c) raio de Júpiter

- 4) Nivelamento e fixação de um feixe laser e um alvo nas paredes de apoio opostas (Figura 12b). Com uma régua ou um alvo móvel graduado, medir as distâncias d_1 , d_2 , d_3 e, a partir destas, os assentamentos ($e_i = d - d_i$) dos nós 1, 2 e 3;
- 5) Com macacos hidráulicos aplicados sob os nós 1, 2 e 3, restabelecimento da horizontalidade da linha da asna, aplicando as forças de forma gradual e rotativa pelos nós, até se registarem deslocamentos iguais a $-e_i$, $i=1, 2, 3$ (Figura 12c);
- 6) Remoção do forro horizontal e vertical entre o apoio partido e o primeiro montante da asna (Figura 12d);
- 7) Início das reparações descritas na Secção 3 deste artigo.

Na Figura 13 podem ver-se, sucessivamente, as peças metálicas de emenda nos apoios, a emenda da linha partida representada na Figura 8a) e a emenda de uma ligação raio de Júpiter.

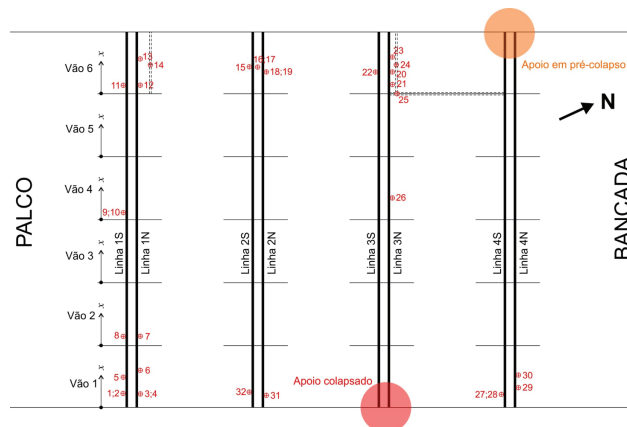


Figura 14 Programa da campanha de perfurações com Resistógrafo

4.2 Inspeção em curso de execução

Quando o forro foi removido (Figura 12d), surgiram dúvidas relativamente ao estado de conservação e nível de ataque biológico, nomeadamente caruncho, de alguns elementos. Na inspeção inicial, a informação recolhida por processos tradicionais (percussão e raspagem), conjugada com a medição do teor de água, não indicou a existência de problemas significativos a este nível, o que dispensou o recurso a meios mais sofisticados, nomeadamente o uso de Resistógrafo (Figura 15). Face à apreensão do empreiteiro no início dos trabalhos foi, não obstante, realizada a campanha de perfurações indicada na Figura 14. Para além de pontos potencialmente problemáticos, nomeadamente junto às entregas das asnas, foram feitas perfurações em posições interiores e onde a madeira não aparentava quaisquer vestígios de ataque. Procedeu-se depois à comparação dos perfis de penetração das zonas sãs e das consideradas de risco, a qual confirmou o bom estado geral das madeiras estruturais, não se exigindo, por conseguinte, nenhuma alteração do plano de execução anteriormente descrito. Os perfis não se apresentam neste artigo, por não revelarem anomalias e ocuparem um espaço significativo.



Figura 15 Perfuração com Resistógrafo

5 Conclusões

Com uma definição judiciosa do processo de reparação e reforço, conseguiu preservar-se uma estrutura de madeira de grande valor patrimonial e genericamente em boas condições de conservação, evitando a sua substituição por uma estrutura metálica que descaracterizaria o espaço e teria um custo superior ao que foi efetivamente despendido. A execução foi minimamente intrusiva e não requereu o desmantelamento da estrutura existente e a permanência em obra foi de cerca de um mês.

Agradecimentos

O autor agradece à Parque Escolar E.P.E., proprietária do imóvel, e ao ITECONS, instituto no âmbito do qual foi prestada a consultoria, a permissão para a divulgação pública deste trabalho, nomeadamente com extração de partes do relatório pericial e do projeto de reparação e reforço [3].

Referências

- [1] European Standardization Committee (CEN) – EN 1991-1-1- *Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-1 – General action – Densities, self-weight, imposed loads for buildings*, Brussels, 2002.
- [2] European Standardization Committee (CEN) – EN 1995-1-1- *Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 1-1 – General – Common rules and rules for buildings*, Brussels, 2004.
- [3] ITeCons – Documento PJT.CNS014/18: Cobertura da sala polivalente da escola Secundária Alves Martins em Viseu – Projeto de Recuperação Estrutural, 2018.

Monitorização e avaliação de ligações viga-pilar em betão de agregados leves

Monitoring and evaluation of lightweight aggregate concrete beam-to-column joints

Jónatas Valença
Ricardo do Carmo
Hugo Costa
Eduardo Júlio

Resumo

O comportamento das estruturas de betão armado é fortemente condicionado pelo desempenho das ligações viga-pilar. Assim, o dimensionamento e a pormenorização dessas ligações devem ser realizados com especial atenção, em particular quando as secções transversais são de reduzida dimensão e as taxas de armadura longitudinal são elevadas.

Neste artigo é analisado o comportamento de ligações viga-pilar, produzidas com um betão estrutural de agregados leves (BEAL) sob cargas monotónicas, com o objetivo de avaliar a influência de diferentes parâmetros no seu comportamento, como a resistência do BEAL, a taxa de armadura longitudinal e a pormenorização das armaduras. Foram ensaiadas cinco ligações até à rotura, com diferentes combinações dos parâmetros em estudo. Duas dessas ligações foram monitorizadas com maior detalhe através de fotogrametria e processamento de imagem. Os resultados realçam a importância da pormenorização nas ligações viga-pilar, verificando-se que soluções incorretas diminuem significativamente a capacidade de carga. Demonstram ainda ser recomendável que os pilares apresentem uma secção superior à das vigas, conduzindo a menor fendilhação e maior rigidez da ligação.

Palavras-chave: Ligação pilar-viga / BEAL / Pormenorização da armadura / Taxa de armadura / Fotogrametria / Processamento de imagem

Abstract

The overall behaviour of reinforced concrete (RC) frames is significantly affected by the performance of beam-to-column joints. The design and detailing of those joints are important, especially in the case of small cross sections with high longitudinal reinforcement ratios.

This paper analyses the behaviour of beam-to-column joints of lightweight aggregate concrete (LWAC) under monotonic loads, in order to evaluate the influence of LWAC strength, reinforcement ratio and rebar detailing in the joints' behaviour. Five specimens, combining different reinforcement ratios and concrete strengths, were tested until failure. Two of those joints were monitored in detail using photogrammetry and image processing. The experimental results show the importance of an adequate reinforcement detailing of the beam-to-column joint, evidencing that incorrect solutions considerably decrease the load capacity. These also show that it is highly recommended to adopt columns larger than beams, to reduce cracking and increase the joints' stiffness.

Keywords: Beam-to-column joints / LWAC / Reinforcement detailing / Reinforcement ratios / Photogrammetry / Image processing

Jónatas Valença

Investigador
CERIS, IST-ID, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
jonatas.valenca@tecnico.ulisboa.pt

Ricardo do Carmo

Professor Adjunto
CERIS, ISEC, Instituto Politécnico de Coimbra
Coimbra, Portugal
carmo@isec.pt

Hugo Costa

Professor Adjunto
CERIS, ISEC, Instituto Politécnico de Coimbra
Coimbra, Portugal
hcosta@isec.pt

Eduardo Júlio

Professor Catedrático
CERIS, IST, Universidade de Lisboa
Lisboa, Portugal
eduardo.julio@tecnico.ulisboa.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

VALENÇA, J. [et al.] – Monitorização e avaliação de ligações viga-pilar em betão de agregados leves. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 43-54.

1 Introdução

As ligações viga-pilar desempenham um papel importante no comportamento dos pórticos de betão armado sob a ação de cargas estáticas e dinâmicas [1-4]. Muitas vezes, o dimensionamento foca-se apenas nas vigas e nos pilares, não sendo dada a mesma atenção às ligações. Quando estas não são corretamente dimensionadas e pormenorizadas, a resistência e a rigidez podem ser menores do que o esperado, sendo em contrapartida maiores os deslocamentos laterais e menor a capacidade de carga dos pórticos [1-3]. Numa análise estrutural é habitual considerar-se que estas ligações são perfeitamente rígidas, o que simplifica significativamente o cálculo de esforços. No entanto, essa hipótese pode não traduzir a real rotação do nó, devido à possível fendilhação do betão e escorregamento das armaduras, e também por nessa região poderem ocorrer deformações devidas a forças de corte.

Nas estruturas de betão armado, as ligações viga-pilar são regiões de descontinuidades geométricas, denominadas regiões D [4], as quais não podem ser analisadas admitindo uma distribuição linear das extensões. O modelo de escoras e tirantes é uma boa ferramenta para analisar essas regiões [4-6]. Durante vários anos, admitia-se que a resistência das ligações era igual ou superior à do elemento estrutural menos resistente. Hoje em dia, sabe-se que esse pressuposto não é verdadeiro, pois constatou-se que a capacidade de carga de algumas estruturas estava condicionada pela resistência das ligações [7-8]. Na maioria dos regulamentos, se as ligações estiverem sob a ação de cargas monotónicas, não é exigida uma verificação explícita da sua capacidade resistente e de deformação. Assume-se que as ligações têm resistência, ductilidade e rigidez suficientes para garantir um desempenho adequado, desde que seja dada a devida atenção às disposições construtivas. As ligações viga-pilar localizadas no extremo dos pórticos são mais críticas e vulneráveis do que as ligações internas, devido à descontinuidade geométrica e às menores condições de confinamento do betão desses nós. Nestes casos, a colocação de armadura transversal dentro do nó é útil para transferir forças da face externa do nó para a face interna, ajudando assim a reduzir a fendilhação e o destacamento do betão no nó [6, 9].

O betão estrutural de agregados leves (BEAL) é caracterizado por ter um peso volúmico habitualmente entre 1200 a 2000 kg/m³. Nas últimas décadas, o desenvolvimento tecnológico permitiu produzir agregados leves artificiais com rácios densidade/ resistência reduzidos e, conseqüentemente, betões leves com elevadas resistências mecânicas. O BEAL tornou-se assim um material atrativo e competitivo para a construção estrutural moderna. A incorporação de agregados leves na matriz ligante influencia as propriedades do betão no estado fresco, compactidade e trabalhabilidade, e, no estado endurecido, as resistências à tração e à compressão, o módulo de elasticidade, os parâmetros de durabilidade e as propriedades diferidas, retração e fluência [10-11]. Comparativamente aos betões correntes, o BEAL apresenta um módulo de elasticidade menor, uma maior aproximação do comportamento linear na relação tensão-extensão (até 90% da tensão máxima), uma menor deformação pós-pico e uma rotura mais frágil. Estas diferenças afetam o comportamento das estruturas, incluindo as ligações viga-pilar. Existem alguns estudos sobre o comportamento de ligações viga-

-pilar produzidas com betões correntes, mas com BEAL esses estudos são praticamente inexistentes.

Na análise experimental das ligações viga-pilar é necessário medir com precisão os principais parâmetros e a utilização de novas tecnologias pode ser bastante útil e vantajosa na prossecução desse objetivo. Nesse âmbito, têm sido desenvolvidos métodos fiáveis de monitorização a partir do processamento de imagens dos elementos a avaliar, que permitem adquirir um volume significativo de informação de qualidade [12-14]. Nesse contexto, foram desenvolvidos e aplicados na monitorização de estruturas de betão armado, vários métodos baseados em fotogrametria e processamento de imagem. A avaliação completa das superfícies de betão permite acompanhar a evolução de vários parâmetros estruturais: a) deslocamento, curvatura e rotação de seções [15-16]; b) mapas de extensão [16]; c) padrão e largura das fendas [12, 17]; e d) extensão das armaduras [18]. Um dos novos desafios passa por desenvolver essas ferramentas para avaliar também as ligações entre elementos estruturais, permitindo assim uma monitorização mais detalhada dessa região crítica.

Neste artigo, apresenta-se um estudo experimental focado no comportamento das ligações vigas-pilares externas, produzidas com BEAL e sob a ação de cargas monotónicas para avaliar a sua resistência, deformação e rigidez. Essas ligações foram monitorizadas usando a instrumentação tradicional e o método Photo-Node [19]. Este último foi concebido para, na etapa de pós-processamento de dados obtidos por fotogrametria e processamento de imagem, calcular os principais parâmetros geométricos requeridos para a análise de ligações viga-pilar em betão armado. Os principais objetivos deste trabalho são avaliar a influência: i) da resistência do BEAL, ii) da taxa de armadura longitudinal, e iii) da pormenorização das armaduras no nó, no comportamento das ligações. Os resultados obtidos realçam a importância da pormenorização das armaduras nas ligações, pois soluções incorretas diminuem significativamente a sua capacidade de carga; e o facto de ser recomendável dimensionar pilares com maior secção do que as vigas, para reduzir a fendilhação e aumentar a rigidez da ligação.

2 Programa experimental

2.1 Produção dos provetes

Foram produzidos cinco provetes para ensaio, combinando duas taxas de armadura longitudinal com dois BEAL de diferentes resistências mecânicas (Tabela 1). Quatro desses elementos tinham a mesma secção transversal, 120 × 270 mm², para o pilar e viga (Figura 1). As restrições geométricas e as regras de pormenorização das armaduras, designadamente o espaçamento mínimo entre armaduras, levaram a que os cotovelos de amarração dos varões da viga se localizassem fora do plano dos varões do pilar (Figura 2a). Para avaliar a influência da pormenorização das armaduras no nó, nomeadamente a localização da amarração em cotovelo das armaduras da viga, a secção do pilar do elemento BC 5 foi aumentada para 220 × 270 mm². Com essa alteração, a rigidez do pilar aumentou e o cotovelo foi alinhado com a armadura da face externa do pilar (Figuras 2b e 2c).

Tabela 1 Características geométricas, áreas das armaduras e resistência do BEAL

Elemento	Pilar (mm ²)	A _s (mm ²)	A _{sw} (mm ² /m)	Peso vol. (kg/m ³)	f _{lcm,cubo} (MPa)
BC 1	120 × 270	314 (4Ø10)	712,5 (Ø6//0,08 m)	1900	33,2
BC 2	120 × 270	804 (4Ø16)	1262,5 (Ø8//0,08 m)	1910	35,3
BC 3	120 × 270	314 (4Ø10)	712,5 (Ø6//0,08 m)	1950	56,5
BC 4	120 × 270	804 (4Ø16)	1262,5 (Ø8//0,08 m)	1950	55,8
BC 5	220 × 270	804 (4Ø16)	1262,5 (Ø8//0,08 m)	1940	54,6

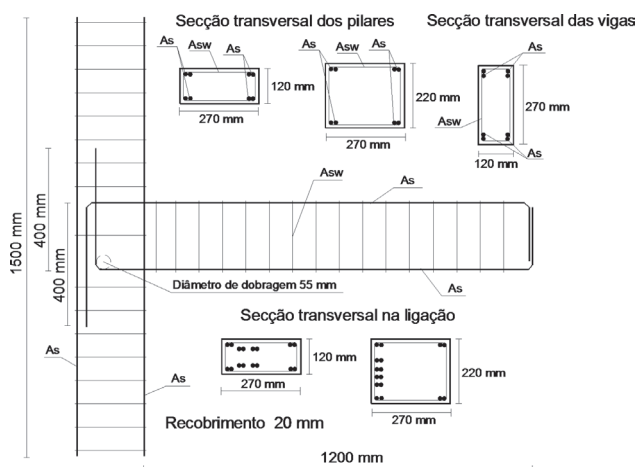


Figura 1 Pormenorização das armaduras dos elementos

Os comprimentos do pilar e da viga foram de 1500 mm e 1200 mm, respetivamente. As armaduras longitudinais de tração e compressão foram compostas por 4 varões, Ø10 ou Ø16, conduzindo a taxas de armadura longitudinal de 1,12% e 2,96%, respetivamente. A armadura transversal foi composta por estribos de dois ramos, Ø6//0,08 m e Ø8//0,08 m, dimensionada para evitar a rotura prematura por esforço transversal. Todas as armaduras foram produzidas com aço S500-SD. As duas misturas de BEAL foram formuladas e produzidas com o objetivo de se obter uma massa volumica alvo, seca em estufa, de 1900 kg/m³, mas com diferentes classes de resistências, LC 25/28 e LC 45/50, correspondendo a uma resistência média à compressão de 34 MPa e 56 MPa, respetivamente. As misturas foram formuladas pelo método proposto pelo autor [11], baseado na expressão de Feret, para definir a resistência da matriz ligante, e pelo método de Faury, para efetuar o ajuste granulométrico. A previsão da resistência do betão foi obtida através da resistência da matriz, a qual é corrigida com um coeficiente que depende da resistência e dosagem dos agregados leves. A resistência média à compressão dos BEAL, f_{lcm,cubo}, apresenta-se na Tabela 1, tendo sido caracterizada através de ensaio normalizado em quatro provetes cúbicos de 150 mm [20-21].

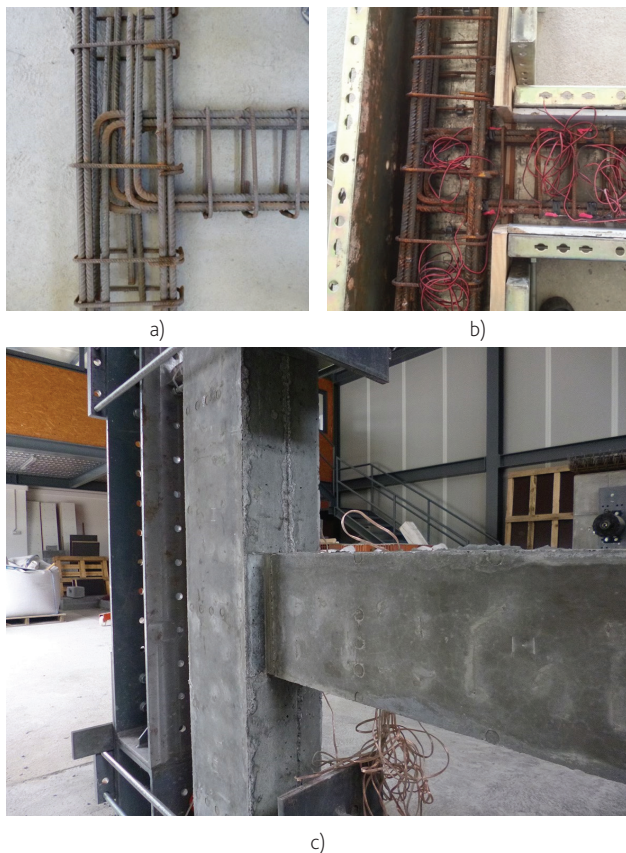


Figura 2 Produção dos elementos: a) pormenorização da armadura no nó; b) armadura com extensómetros na cofragem; c) elemento BC 5 com o pilar com maior secção transversal

2.2 Set-up de ensaio

Na Figura 3a é apresentada uma vista geral do *set-up* de ensaio. A carga monotónica foi aplicada através de um servoatuador hidráulico com capacidade máxima de 300 kN, a uma velocidade de 0,01 mm/s e através de controlo do deslocamento, permitindo assim a análise na fase pós-pico. Foram utilizados apoios semi-esféricos para permitir a rotação das secções extremas dos pilares. Entre a viga e o servoatuador hidráulico foi colocada uma rótula metálica que permite a rotação no ponto de carregamento. Além do servoatuador, que permitiu registar a força e deslocamento, foram medidas as forças de reacção e os deslocamentos com a seguinte instrumentação: i) células de carga nos apoios; ii) dois LVDTs colocados verticalmente na viga; iii) dois LVDTs colocados horizontalmente na secção crítica da viga (Figura 3b); iv) seis extensómetros afastados 100 mm, perto do nó, colocados nas armaduras tracionadas e comprimidas da viga (Figura 2b); v) grelha de alvos circulares pintada na superfície para monitorização com o método Photo-Node (Figura 3b).

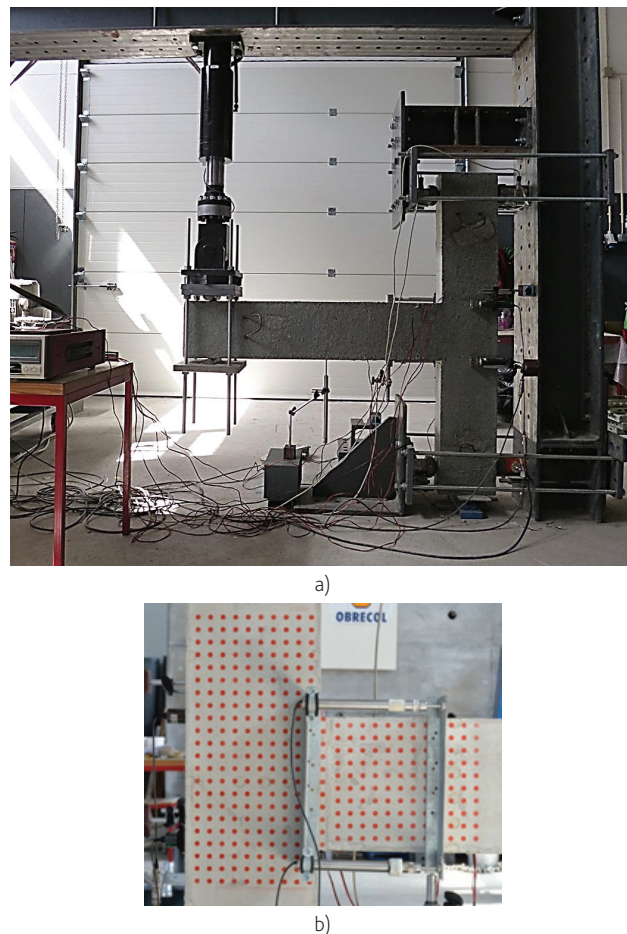
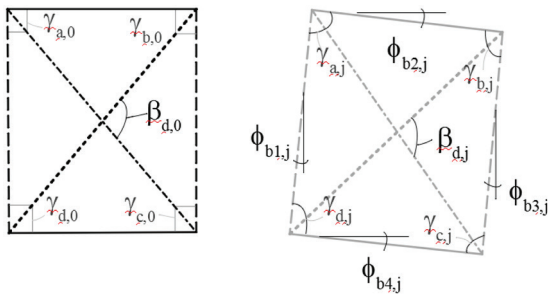


Figura 3 Set-up dos ensaios dos elementos de ligação viga-pilar extremo: a) foto geral; b) detalhe de alguns instrumentos de monitorização

2.3 Parâmetros de avaliação

O método Photo-Node permite avaliar a rotação (θ) e a distorção (γ) do nó com o aumento da carga, dois parâmetros essenciais para caracterizar o comportamento estrutural da ligação. O procedimento adotado foi o seguinte (Figura 4): i) a deformação total da ligação (ϕ_{bij}) é obtida pela variação angular dos limites do nó da ligação viga-pilar; e a variação do ângulo entre as suas diagonais (β_{d12j}) permite verificar a existência de distorção; ii) a distorção é calculada medindo a variação do ângulo dos cantos da ligação (γ_{kj}); iii) a rotação em cada limite do nó (θ_{bij}) é calculada pela diferença entre a deformação total (ϕ_{bij}) e a distorção (γ_j). Nestes ensaios em específico, a distorção vertical é desprezável, devido à restrição vertical conferida pelo pilar. O mesmo não acontece com a distorção horizontal, porque existem forças transversais nas faces inferior e superior do nó e porque nessa direção há liberdade de movimento (Figura 5).



$$\gamma_{kj} = \gamma_{kj} - \gamma_{k,0}$$

$$\phi_{bij} = \phi_{bij} - \phi_{bi,0}$$

$$\beta_{\sigma_{12,j}} = \beta_{dj} - \beta_{d,0}$$

onde:
 i é a face o nó, $i = 1, \dots, 4$
 k é o ângulo entre os limites do nó, $k = a, \dots, d$
 j é a fase do ensaio, $j = 0, \dots, n$

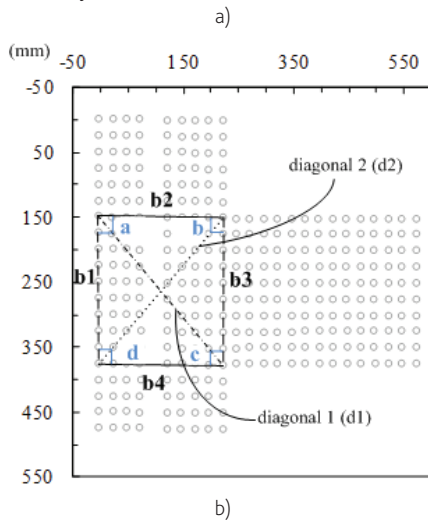


Figura 4 Rotação e distorção na ligação: a) esquema; b) deformação direta dos limites do nó (ϕ_{bij}) e das diagonais ($\beta_{\sigma_{12,j}}$), e distorção entre os limites do nó ($\gamma_{k,j}$)

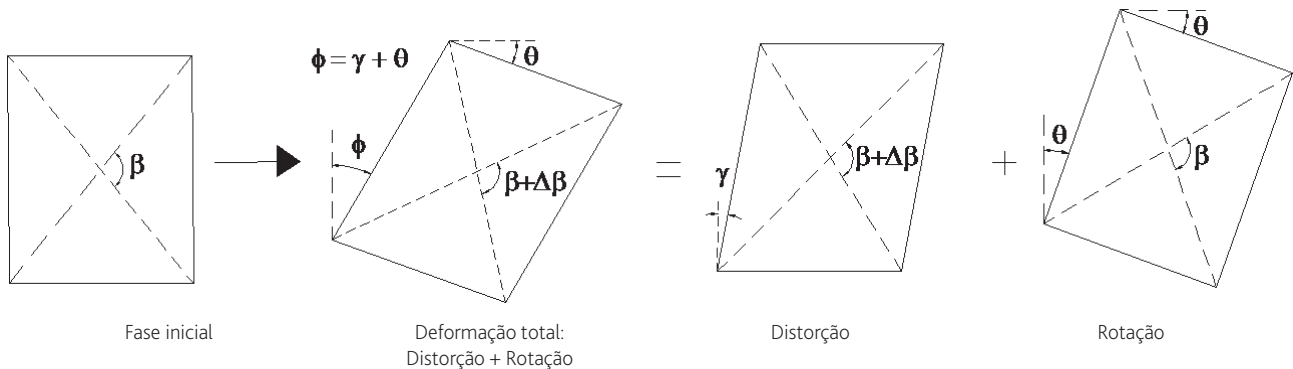


Figura 5 Rotação e distorção na ligação

Os mapas das direções principais foram também calculados, a direção principal máxima é útil para definir as áreas de fendilhação, através das áreas em tração, e a direção principal mínima para descrever o caminho da carga, neste caso das áreas em compressão. O cálculo dos campos de deformação nodal requer a geração de uma malha triangular auxiliar, e são baseados nos vetores de deslocamento, calculados diretamente a partir das coordenadas de cada alvo [15, 19].

3 Monitorização de resultados

3.1 Carga-deslocamento e momento resistente

As curvas carga-deslocamento ($F-\delta$) das várias ligações ensaiadas, correspondentes à seção localizada na extremidade livre das vigas, estão apresentadas na Figura 6. Nas duas curvas correspondentes aos ensaios BC 1 e BC 2 estão registadas, com pontos circulares, as seis fases (fase #1 a fase #6) que foram também monitorizadas através de fotogrametria e processamento de imagem. A curva $F-\delta$ típica é caracterizada por duas etapas distintas: primeiro, o deslocamento aumenta progressivamente com a aplicação da carga; de seguida o deslocamento aumenta significativamente com pequenos incrementos de carga, ou mesmo com pequena diminuição de carga. Habitualmente, as elevadas deformações na fase pós-pico significam uma rotura dúctil, mas, nestes ensaios, e apesar de as vigas terem elevadas deformações, isso não implicou que as armaduras tracionadas tenham atingido a tensão de cedência. Neste caso o deslocamento registado na extremidade da viga está essencialmente relacionado com a fendilhação e destacamento do betão na zona da ligação.

Quando a taxa de armadura de tração aumenta de 1,12% para 2,96%, a capacidade de carga da ligação aumentou 26%, quando $f_{lcm,cubo}$ é igual a 34 MPa, e 44%, quando $f_{lcm,cubo}$ é igual a 56 MPa. Quando se aumentou a resistência do BEAL à compressão e mantendo a mesma taxa de armadura de tração, também se verificou um aumento da capacidade de carga da ligação, sendo esse aumento maior no elemento com a taxa de armadura mais elevada. Esta tendência era obviamente esperada, uma vez que a

resistência à flexão é influenciada pela resistência do betão e pela área de armadura longitudinal. No entanto, neste estudo, a principal influência no comportamento da ligação foi o aumento da secção transversal do pilar e o subsequente rearranjo das armaduras dentro do nó. A capacidade de carga máxima da ligação BC 5 é quase o dobro da ligação BC 4, com um aumento de 79%, passando de 42 kN para 75 kN.

A rigidez das ligações pode ser avaliada pela inclinação da curva $F-\delta$ durante a primeira etapa. Observa-se que a rigidez da ligação tem um aumento significativo com o aumento da secção transversal do pilar, a curva da ligação BC 5 tem um declive mais elevado comparativamente com a curva da ligação BC 4. O aumento da resistência do betão também aumenta a rigidez das ligações, especialmente nos elementos com reduzidas taxas de armadura longitudinal de tração (comparação entre BC 1 e BC 3).

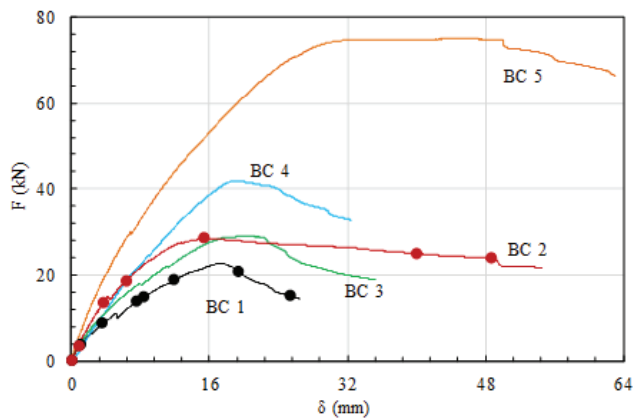


Figura 6 Curva carga-deslocamento no extremo da viga ($F-\delta$)

Na Tabela 2, o momento máximo teórico, M_{ud}^t , é comparado com o momento máximo experimental, M_{max} . O valor teórico foi calculado usando a resistência média dos materiais e as metodologias atuais de dimensionamento para seções retangulares. Os resultados mostram que apenas os elementos BC 3 e BC 5 estiveram próximos

de atingir a capacidade resistente das vigas, cerca de 90% e 98%, respetivamente. Os restantes elementos atingiram cargas consideravelmente abaixo das correspondentes ao momento máximo resistente das vigas: nos elementos BC 1 e BC 4, apenas 72% e 55%, respetivamente; e o elemento BC 2 foi aquele em que a capacidade resistente da viga foi menos explorada, apenas 38%. A Figura 7a mostra que as vigas com elevadas taxas de armadura necessitam de uma pormenorização cuidada das armaduras dentro do nó, havendo também necessidade de garantir uma área adequada de betão na zona comprimida. O comportamento das ligações ensaiadas demonstra claramente que grandes quantidades de armadura não são suficientes para garantir a resistência desejada. Nesse sentido, as ligações com elevadas taxas de armadura podem ser um problema, facto realçado pela melhoria significativa da eficiência das armaduras registada com as alterações realizadas no elemento BC 5. Os ensaios também mostram que o aumento da resistência à compressão do BEAL aumenta a carga máxima suportada, confirmando a importância do betão no comportamento das ligações (Figura 7b).

Estes resultados evidenciam a importância de evitar roturas prematuras na ligação viga-pilar, para assim alcançar a capacidade de carga prevista para a estrutura. A capacidade total das armaduras tracionadas foi explorada apenas em duas situações, BC 3 e BC 5, conforme já mencionado. O comportamento dos restantes elementos foi condicionado pelo excesso de fendas e pelo destacamento do betão comprimido. Esse facto é confirmado pela comparação da força máxima alcançada nas armaduras de tração com a força máxima possível (Figura 7c). Este último valor foi calculado usando a resistência à tração do aço e a área das armaduras, enquanto o primeiro foi calculado tendo em consideração o momento aplicado e o braço das forças internas. A força máxima disponível e atingida é substancialmente diferente nos elementos BC 2 e BC 4, ou seja, nas ligações com elevadas taxas de armadura longitudinal. Nesses casos, o aumento da secção transversal do pilar, conforme efetuado no elemento BC 5, é particularmente importante, proporcionando uma ancoragem eficaz e um aumento da área de betão na zona comprimida. Esta

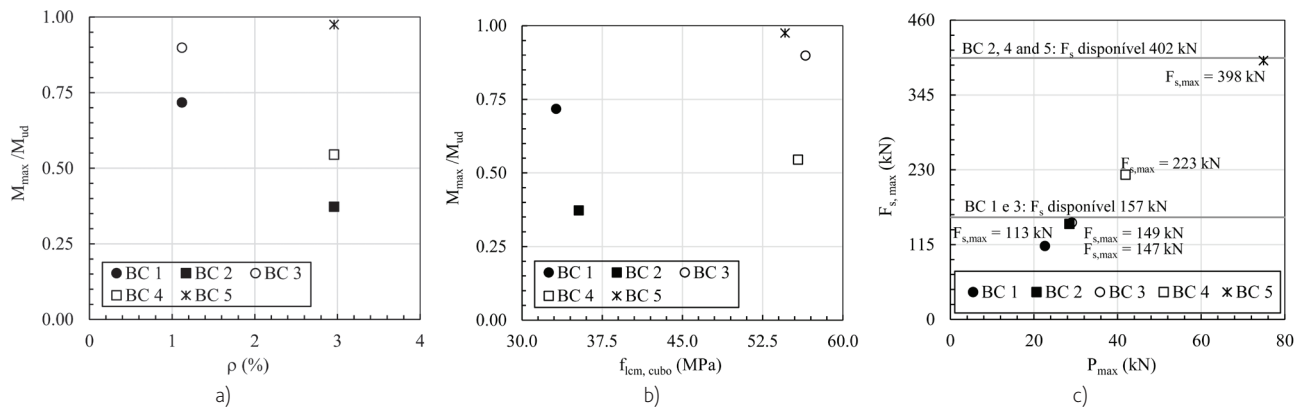


Figura 7 Relação M_{max}/M_{ud} : a) efeito da taxa de armadura longitudinal; b) efeito da resistência do betão à compressão; e c) força máxima atingida nas armaduras tracionadas

melhoria permitiu uma melhor utilização da capacidade do aço, confirmada pela força máxima alcançada, F_s .

Tabela 2 Força máxima aplicada, momento máximo e força máxima de tração atingida

Elemento	ρ (%)	P_{max} (kN)	M_{max} (kN.m)	M_{ud} (kN.m)	M_{max}/M_{ud}	$F_{s,max}$ (kN)
BC 1	1,12	22,6	24,4	34,0	0,718	113
BC 2	2,96	28,5	30,8	82,6	0,373	147
BC 3	1,12	29,0	31,3	34,8	0,899	149
BC 4	2,96	41,9	45,3	83,1	0,545	223
BC 5	2,96	74,9	80,9	83,0	0,975	398

3.2 Momento-curvatura

A curvatura nas secções varia ao longo do eixo das vigas, sendo maior nas secções mais fendilhadas e muito menor nas secções não fendilhadas. Essa variação da curvatura é muito difícil de medir experimentalmente e, geralmente, opta-se por medir a curvatura média ao longo de um determinado troço. Neste estudo, foram analisadas as secções críticas da viga, localizadas na região imediatamente adjacente à ligação, num comprimento aproximadamente igual à altura útil da secção transversal, 240 mm (Figura 8). Durante os ensaios, a curvatura média foi calculada usando os deslocamentos obtidos pelos LVDTs posicionados horizontalmente. A relação momento-curvatura é apresentada na Figura 8a. Nos elementos BC 1 a BC 3, foi também possível calcular a curvatura na secção crítica, localizada junto à face interna do pilar, usando os extensómetros colocados nas armaduras tracionadas e comprimidas (Figura 8a). Nos elementos BC 4 e BC 5, essas leituras não foram realizadas devido à perda de ligação com os

extensómetros, provavelmente durante a betonagem. A curvatura obtida por estas duas abordagens mostra diferenças significativas na fase pós-pico, em particular, no elemento BC 2. Essas diferenças ocorrem devido aos elevados deslocamentos horizontais registados, consequência das elevadas rotações da viga em relação ao pilar. Todavia, a curvatura calculada a partir dos extensómetros mostra que o aço não atingiu a tensão de cedência, contrastando com as possíveis ilações extraídas da análise da curvatura média. Verifica-se que o início das deformações plásticas apenas é observado nos elementos BC 3 e BC 5. As curvas momento-curvatura confirmam a tendência anteriormente detetada, ou seja, a capacidade de deformação das vigas diminui com o aumento da taxa de armadura longitudinal e a variação da resistência do betão tem pouca influência na deformação das vigas

3.3 Distorção e rotação

A análise da deformação do nó através do método Photo-Node é baseada nos deslocamentos de 36 alvos. As Figuras 9 e 10 mostram a configuração geométrica do nó para cada etapa analisada, tendo sido consideradas seis fases em cada um dos ensaios (fase #1 a fase #6). Este método permite definir a deformação do nó durante os ensaios experimentais com elevada discretização, resultando em informações detalhadas e confiáveis. A discretização usada permitiu identificar a deformação do nó como um corpo não rígido, dificilmente detetada de outra forma, e visível pelas várias mudanças de direção da linha que define o contorno exterior do nó (Figuras 9 e 10). Essas discontinuidades nos limites do nó são uma consequência da fendilhação do betão, e são particularmente visíveis no limite b3 (Figura 4). Essas discontinuidades, que aparecem com maior visibilidade na última fase dos ensaios monitorizada (fase #6) (Figura 6), coincidem com o aumento da largura das fendas, descritas com maior detalhe na Secção 3.4. A deformação do nó de ligação foi calculada para os quatro limites, através da medição da variação angular de retas definidas pelos quatro cantos. O ângulo entre as

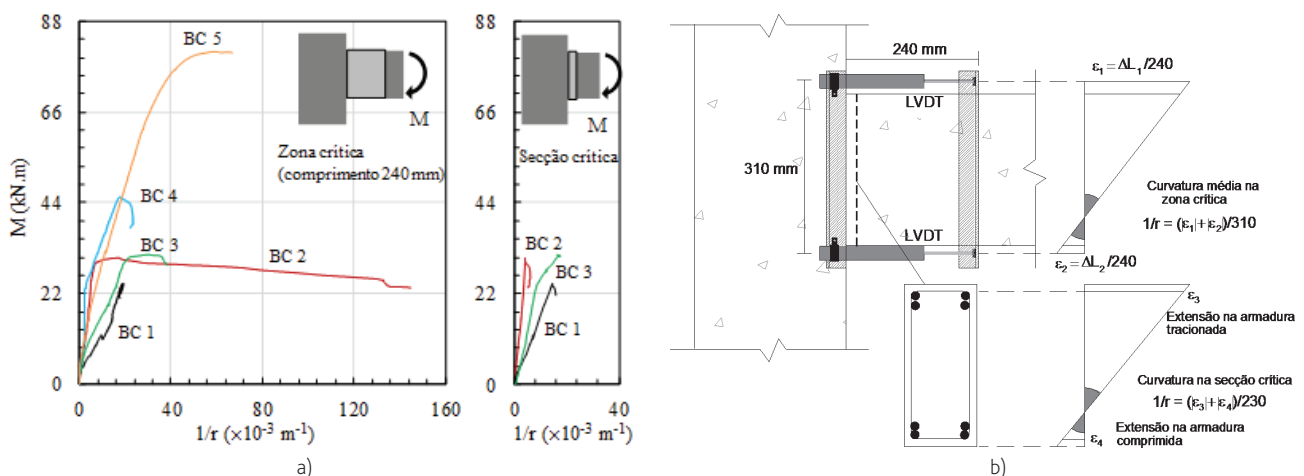


Figura 8 Curvatura: a) curva momento-curvatura ($1/r$); b) extensões e curvatura determinada a partir dos deslocamentos horizontais e extensómetros

duas diagonais, β_{d12j} , também foi calculado, e permite verificar a existência de distorção na ligação (Figura 11). Os resultados mostram um claro aumento das deformações com o aumento do momento de flexão. No entanto, essa deformação não é igual em todos os limites do nó, sendo menor nos limites horizontais e maior no limite b3. Os valores de β_{d12j} demonstram uma clara mudança na resposta dos dois ensaios na fase #4, devido à fendilhação do betão, facto confirmado pelo padrão de fendilhação que é analisado na secção seguinte.

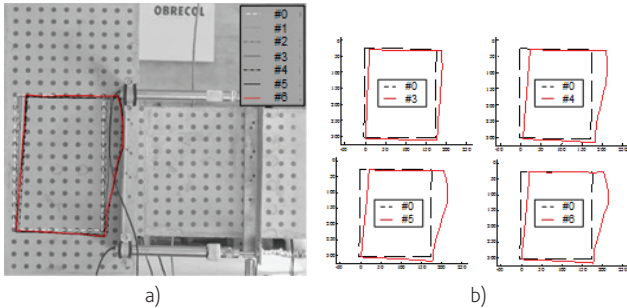


Figure 9 Ensaio BC 1 (em mm e com deslocamento aumentado 20 vezes): a) configuração deformada sobreposta na imagem da fase inicial; b) detalhe da evolução em quatro fases

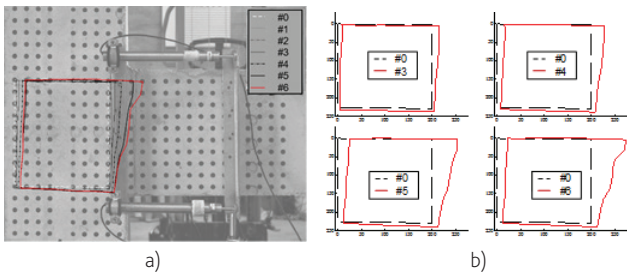


Figure 10 Ensaio BC 2 (em mm e com deslocamento aumentado 20 vezes): a) configuração deformada sobreposta na imagem da fase inicial; b) detalhe da evolução em quatro fases

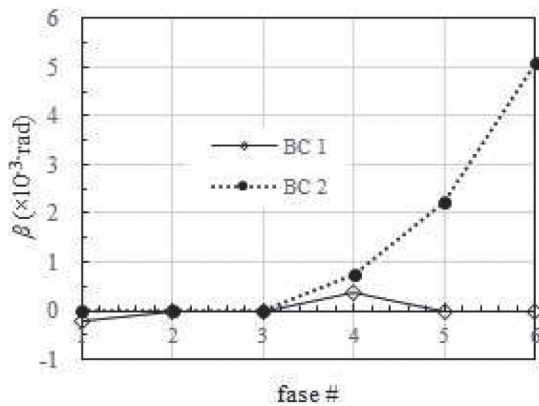


Figure 11 Distorção geral na ligação, β_{d12j}

A distorção, parcial e média, foi calculada medindo o ângulo de variação em cada canto do nó (γ_{ki}). A evolução da distorção da ligação BC 1 e BC 2 pode ser visualizada na Figura 12. Os valores reduzidos realçam a importância da precisão necessária nas medições. Os resultados também mostram diferentes comportamentos de cada canto, sendo muito baixa e permanecendo constante no canto inferior esquerdo, d (Figura 4). Esses valores corroboram as deformadas apresentadas nas Figuras 9 e 10.

A rotação foi calculada de acordo com os procedimentos apresentados na Secção 2.3, ou seja, a deformação direta dos quatro limites do nó (φ_{bij}) subtraída pela distorção (γ). Nesse caso, a distorção usada é a média de duas distorções medidas nos dois cantos de cada limite. Os valores das rotações calculados (Figura 13) permitem detetar características que passariam despercebidas usando a instrumentação tradicional (LVDTs). Em particular o facto, já referido, de a ligação não ter um comportamento de corpo rígido, pois devido à fendilhação do betão observou-se uma evolução distinta da rotação em cada limite do nó. Mais uma vez verificou-se que o limite b3 apresenta rotações mais elevadas, sendo a secção com extensões mais elevadas e onde estas mudam de direção (ver Secção 3.4). Por outro lado, o limite b1 apresenta a menor rotação. Este facto ocorre porque b1 é a face externa do nó, sem ligação a outro elemento estrutural e, conseqüentemente, a zona do nó onde as extensões e as fendas são menores. Esta análise baseada nos dados obtidos pelo Photo-Node está em linha com o que foi observado nas secções anteriores.

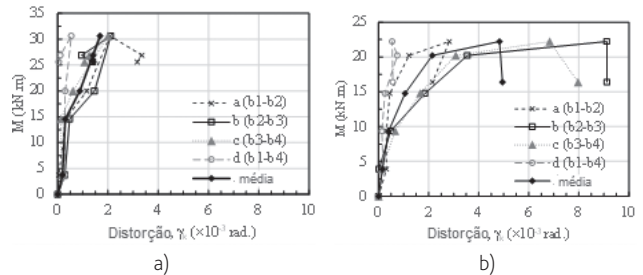


Figure 12 Distorção da ligação: a) BC 1; e b) BC 2

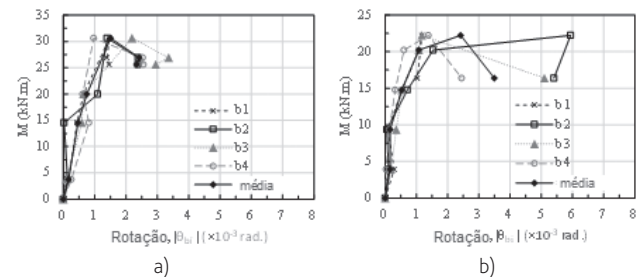


Figure 13 Rotação da ligação: a) BC 1; e b) BC 2

3.4 Padrão de fendilhação e caminho da carga

O método Photo-Node permite também avaliar a evolução do padrão de fendilhação, o qual pode ser analisado em simultâneo com o campo de extensões de tração. Permite ainda determinar

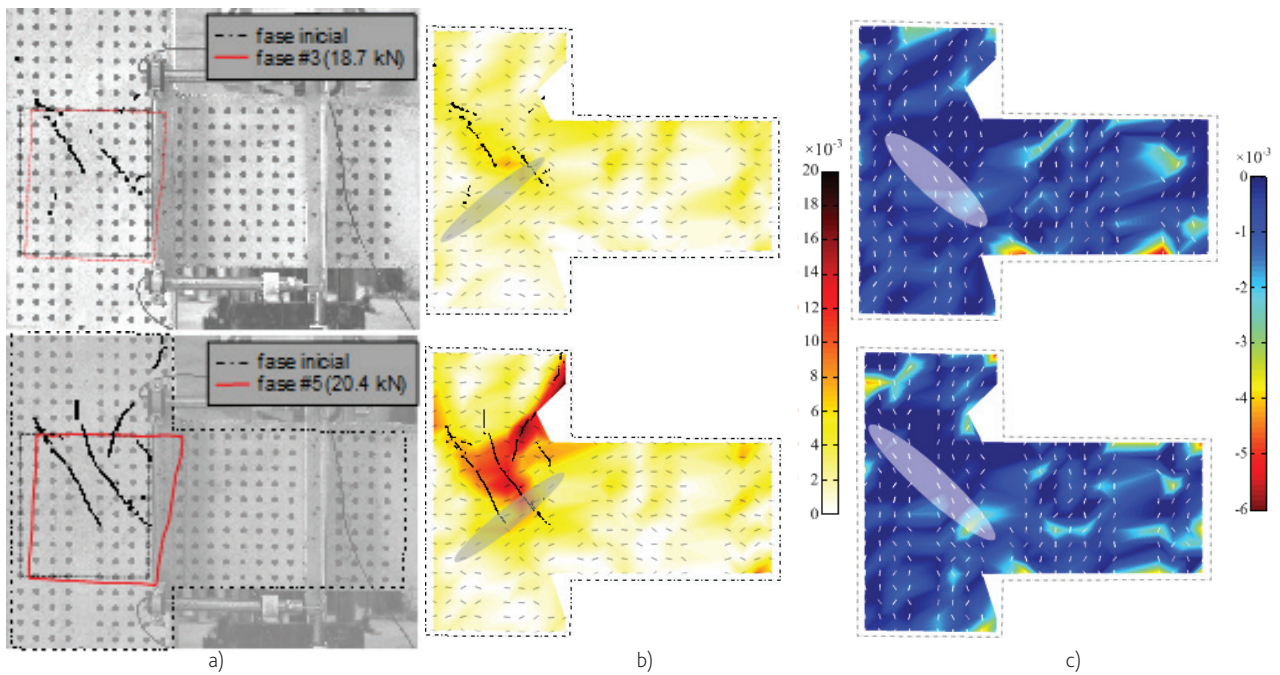


Figure 14 Ensaio BC 1: a) deformação e fendilhação; b) tração na extensão principal máxima ϵ_1 e fendilhação; c) compressão na extensão principal mínima, ϵ_3

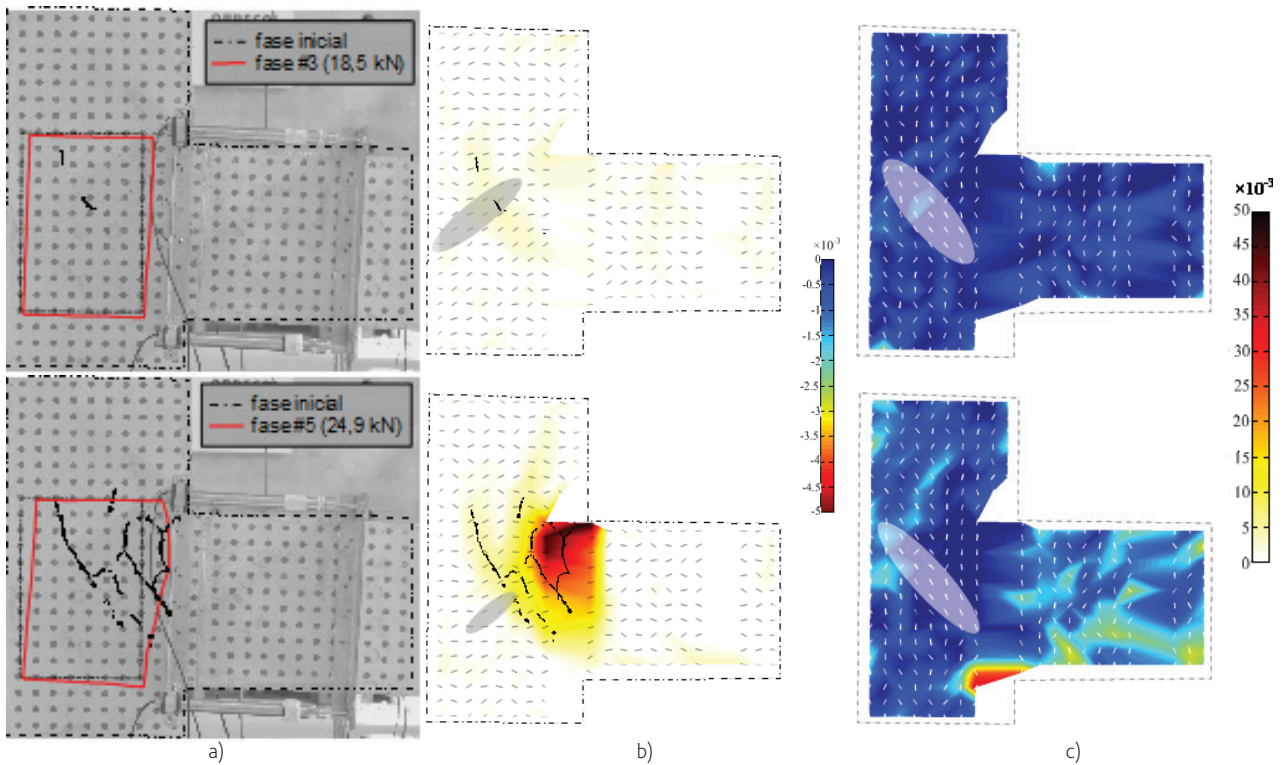


Figure 15 Ensaio BC 2: a) deformação e fendilhação; b) tração na extensão principal máxima ϵ_1 e fendilhação; c) compressão na extensão principal mínima, ϵ_3

o caminho da carga através da análise do campo de extensões de compressão. A análise conjunta dos mapas referidos auxilia a compreensão do comportamento estrutural da ligação através da localização das forças internas – extensões de compressão (escoras) e de tração (tirantes).

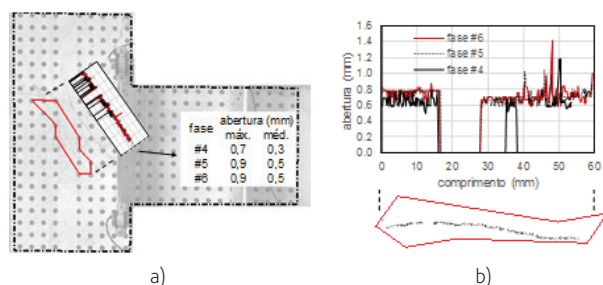


Figura 16 Evolução da largura da fenda no ensaio BC 1: a) seleção da fenda; b) abertura ao longo do seu perfil

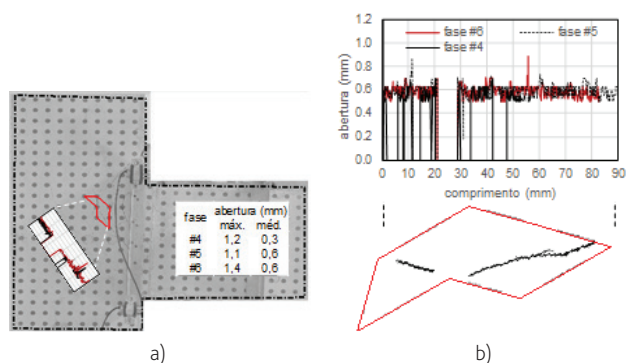


Figura 17 Evolução da largura da fenda no ensaio BC 2: a) seleção da fenda; b) abertura ao longo do seu perfil

Nas Figuras 14 e 15, a deformação do nó, o padrão de fendilhação e os mapas de tração para a extensão principal máxima, ϵ_1 , e de compressão para a extensão principal mínima, ϵ_3 , são apresentados para as fases #3 e #5 nos ensaios BC 1 e BC 2, respetivamente. A correspondente direção principal nodal é identificada nos mapas de extensão por linhas a preto e branco, para ϵ_1 e ϵ_3 , respetivamente. A análise simultânea das Figuras 14a) e 15a), que apresentam a deformação e o padrão de fendilhação, e das Figuras 14b) e 15b), que apresentam os mapas da extensão principal máxima, ϵ_1 , realça: a relação entre a localização das fendas diagonais, dentro do nó, com a diagonal das extensões de tração; e a relação entre a região em tração e as fendas, perto da zona de transição viga-pilar. Adicionalmente, a abertura das fendas pode ser avaliada ao longo de seu comprimento e em qualquer zona da superfície analisada. Como exemplo, as Figuras 16 e 17 representam a evolução da abertura de fendas selecionadas ao longo do seu comprimento. As Figuras 16a) e 17a) identificam e localizam a fenda, e registam os valores máximos e médios da sua abertura, enquanto as Figuras 16b) e 17b) apresentam a sua evolução discretizada ao longo do seu comprimento. Estes resultados permitiram verificar que a largura das fendas avaliadas não muda significativamente ao longo do seu comprimento e

durante as várias fases analisadas. O caminho da carga, ou seja, a diagonal de compressão, é visível em ambos os ensaios (a direção das linhas brancas nas Figuras 14c) e 15c). A compressão na região crítica da viga é facilmente identificada na parte inferior da ligação com o pilar (ver BC 2).

4 Conclusões

Este artigo é dedicado ao estudo do comportamento de ligações viga-pilar, produzidas com BEAL e sujeitas a cargas monotónicas. Foram ensaiadas e monitorizadas cinco ligações diferentes, variando a resistência do betão, a taxa de armadura longitudinal e a pormenorização das armaduras, para avaliar experimentalmente o comportamento das ligações, tendo-se verificado que:

- O aumento da resistência do BEAL não tem um efeito significativo no comportamento de ligações com taxas de armadura mais reduzidas. Todavia, nas ligações com taxas de armadura mais elevadas essa influência é maior, tendo-se verificado um maior aumento da carga de rotura e da ductilidade. Consta-se ainda que o aumento da resistência do BEAL permitiu explorar com maior eficiência a capacidade resistente do aço tracionado;
- A resistência das ligações com taxas elevadas de armaduras foi insuficiente para que fosse possível explorar o momento máximo resistente na viga. Esta rotura prematura da ligação está relacionada com a grande quantidade de armaduras dentro do nó, porque nestes casos é criada uma barreira de aço que divide o nó em duas partes e reduz a área de betão à compressão;
- A pormenorização adequada das armaduras na ligação viga-pilar, nomeadamente, o prolongamento da amarração das armaduras longitudinais de tração da viga até à face externa do pilar, reduz consideravelmente a fendilhação, aumenta a resistência da zona comprimida e, conseqüentemente, a capacidade de carga. A armadura transversal dentro do nó é fundamental para a transferência das forças horizontais da face externa para a interna, evitando o destacamento do betão na região externa. Estes detalhes construtivos são essenciais no modelo interno de transferência de forças entre a viga e o pilar.

Conclui-se que as ligações onde as vigas apresentam elevadas taxas de armadura longitudinal exigem não apenas um maior volume de betão à compressão como também um betão com maior resistência, para aproveitar toda a capacidade resistente das armaduras tracionadas. É importante garantir que a rotura ocorre após as armaduras tracionadas atingirem a tensão de cedência. Recomenda-se ainda, sempre que possível, ter pilares com uma secção transversal maior que as vigas, para reduzir a fendilhação, aumentar a rigidez da ligação e permitir uma melhor pormenorização da amarração das armaduras longitudinais das vigas.

Adicionalmente, importa referir que a fotogrametria e o processamento de imagem permitiram identificar e quantificar parâmetros dificilmente detetáveis com a instrumentação tradicional, tais como, a rotação e distorção do nó, a evolução do padrão de fendilhação, e o campo de extensões de tração e compressão.

Referências

- [1] Costa, R. *et al.* – “Influence of beam-column joint deformation on the behaviour of reinforced concrete frames” em *International Conference on Recent Advances in Nonlinear Models – Structural Concrete Applications*, CoRAN, 2011.
- [2] Shafaei, J. *et al.* – “Effects of joint flexibility on lateral response of reinforced concrete frames” em *Engineering Structures* 81, 2014, p 412–31.
- [3] Benavent-Climent, A. *et al.* – “Exterior wide beam–column connections in existing RC frames subjected to lateral earthquake loads”, em *Engineering Structures* 31, 2009, p 1414–24.
- [4] Schlaich, J. *et al.* – “Towards a consistent design of structural concrete” em *Journal of the Prestressed Concrete Institute* 32(3), 1987, p. 74-150.
- [5] Carmo, R.N.F.; Lopes, S.M.R. – “Bending moments in D regions of reinforced concrete beams. Structures and Buildings”, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Thomas Telford Journal 164(4), 2011, p. 239-54.
- [6] Ortiz R. *et al.* – *Strut and tie modelling of reinforced concrete short beams and beam-column joints*, Ph.D. Thesis, University of Westminster, London, 1993.
- [7] Park, R.; Paulay, T. – *Reinforced concrete structures*, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, 1975.
- [8] ACI-ASCE 352 – *Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures*. ACI 352R-02, Farmington Hills, 2002.
- [9] Taylor, H. *et al.* – “The Behaviour of In Situ Concrete Beam-Column Joints” em *Cement and Concrete Association*, London, 1974.
- [10] EuroLightCon. BE96-3942/R2 – *LWAC material properties. State-of-the-Art*: European Union-Brite EuRam III, 1998.
- [11] Costa H. – *Lightweight aggregate structural concrete: precast and strengthening of existing structures*, Ph.D. Thesis, University of Coimbra, 2012.
- [12] Valença, J. *et al.* – “Automatic concrete health monitoring: assessment and monitoring of concrete surfaces” em *Structure and Infrastructure Engineering* 10(12), 2014, p. 1547-1554.
- [13] Lei-Gang, L. *et al.* – “Grid-based photogrammetry system for large scale sheet metal strain measurement” em *Optik* 125(19), 2014, p. 5508-5514.
- [14] Valença, J.; Carmo, R.N.F.– “Evaluation of the shear transfer mechanisms in reinforced concrete beams using photogrammetry” em *Structural Concrete* (aceite).
- [15] Valença, J. *et al.* – “Automatic crack monitoring using photogrammetry and image processing” em *Measurement* 46(1), 2013, p. 433-441.
- [16] De Wilder, K. *et al.* – “Stress field based truss model for shear-critical prestressed concrete beams” em *Structures* 3, 2015, p. 28-42.
- [17] Valença, J. *et al.* – “Characterisation of concrete cracking during laboratorial tests using image processing” em *Const. & Building Materials* 28, 2012, p. 607-615.
- [18] Carmo, R.N.F. *et al.* – “Assessing steel strains on reinforced concrete members from surface cracking patterns” em *Const. & Building Materials* 98, 2015, p. 265-275.
- [19] Valença, J.; Carmo, R.N.F.– “Method for assessing beam column joints in RC structures using photogrammetric computer vision” em *Structural Control and Health Monitoring* 24(11), 2017.
- [20] CEN. EN 206-1-2007 – *Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardisation, 2007.
- [21] CEN. EN 12390 – *Testing hardened concrete*. Brussels, Belgium: European Committee for Standardisation, 2009.

Análise da resistência à punção de lajes mistas de aço e concreto

Analysis of punching shear strength of steel-concrete composite slabs

Isadora Potiguara Gotardo

Doriel Rios Gava

Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi

Resumo

Lajes mistas de aço e concreto são aquelas em que a fôrma de aço suporta as cargas antes da cura do concreto e, depois da cura, constitui parte ou toda a armadura de tração da laje. É possível a ocorrência de quatro modos de colapso nesse tipo de estrutura: plastificação de uma linha da laje devido ao momento fletor; colapso por cisalhamento longitudinal; colapso por cisalhamento vertical e punção. Esse trabalho apresenta os procedimentos para a determinação da resistência à punção de lajes mistas de aço e concreto segundo as normas europeia, americana, canadense e brasileira. Uma avaliação dos procedimentos normativos é feita com base em resultados de ensaios, realizados por outro autor, de lajes mistas sujeitas a carregamentos concentrados. Adicionalmente, a influência da área do carregamento na resistência à punção foi analisada em exemplos numéricos. Em geral, os resultados normativos foram conservadores em relação aos experimentais.

Abstract

Steel-concrete composite slabs are those in which the steel framework supports the loads before the concrete curing and, after curing, forms part or all of the tensile reinforcement of the slab. There are four modes of possible collapses in this type of structure: plastification of a slab line due to the bending moment; longitudinal shear collapse; collapse by vertical and punching shear. This work presents the procedures for determining the punching shear resistance of steel-concrete composite slabs according to European, American, Canadian and Brazilian standards. An evaluation of the normative procedures is made based on the experimental results, done by other authors, of composite slabs subject to concentrated loads. Additionally, the influence of the loading area on the punching shear resistance was analyzed by numerical examples. In general, normative results were conservative comparing with the experimental ones.

Palavras-chave: Punção / Lajes mistas de aço e concreto / Procedimentos normativos

Keywords: Punching shear / Steel-concrete composite slabs / Normative procedures

Isadora Potiguara Gotardo

Engenheira Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória, Brasil
isadora.poti@gmail.com

Doriel Rios Gava

Engenheiro Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória, Brasil
doriel.rios@gmail.com

Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani

Professora Associada, Departamento de Engenharia Civil
Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória, Brasil
afcalenzani@gmail.com

Lorenzo Augusto Ruschi e Luchi

Professor Associado, Departamento de Engenharia Civil
Centro Tecnológico, Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória, Brasil
lorenzo@rl.eng.br

Aviso legal

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

Legal notice

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

GOTARDO, I.P. [et al.] – Análise da resistência à punção de lajes mistas de aço e concreto. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 55-64.

1 Introdução

O sistema de lajes mistas com fôrma de aço incorporada, conhecida como *steel deck*, consiste em uma chapa metálica capaz de suportar o peso do concreto fresco e a sobrecarga de construção até antes da cura do concreto. Após a cura do concreto, a fôrma passa a trabalhar incorporada à laje como parte resistente reduzindo ou substituindo a armadura positiva.

Segundo Widjaja [1], os estudos sobre lajes mistas de aço e concreto foram iniciados em 1966, na Iowa State University sob patrocínio do American Iron and Steel Institute (AISI). As pesquisas em busca de conceber recomendações para elaboração de projeto serviram de base para a American Society of Civil Engineers (ASCE) trazer uma padronização de projeto para lajes mistas, em 1992. Essas recomendações tratavam de estados-limites últimos referentes à atuação dos esforços de momento fletor e cortante. Atualmente, o Steel Deck Institute (SDI), junto ao American National Standards Institute, traz recomendações para projeto de lajes mistas, com última atualização em 2017.

Johnson [2] afirma que com o avanço dos procedimentos de projetos e da ampla gama de aços perfilados disponíveis na Europa, não demorou a aparecer a primeira norma inglesa a respeito de projetos de pisos mistos, em 1982. Mais tarde, vieram os eurocódigos, com EN 1994-1-1, tratando de todos os elementos mistos. Atualmente, a EN 1994-1-1 foi revisada, com a versão vigente de 2004.

As estruturas mistas surgiram de fôrma notável no Brasil, na década de 1960, porém só houve uma padronização em 1986 pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) com a NBR 8800, que ainda assim só tratava do dimensionamento de vigas mistas, Sieg [3]. Somente na década de 1990, o Brasil começou a utilizar *steel deck* na construção civil. Atualmente, a norma vigente é a NBR 8800:2008 [4], que faz referências a diversas normas internacionais, como a ANSI/ASCE 3-91 [5], EN 1994-1-1 [6] e a norma canadense do Canadian Sheet Steel Building Institute (CBSSBI S2-2002) [7].

A partir do início da utilização de estruturas mistas no Brasil, várias pesquisas experimentais começaram a ser realizadas, difundindo assim a tecnologia. Vellasco *et al.* [8] apresentam um estudo relevante a respeito de lajes mistas quanto à relação de cisalhamento entre a interface aço *versus* concreto, e concluem que esse sistema estrutural é promissor em estruturas de habitação de cunho popular, demonstrando assim sua importância, tanto no mercado quanto para pesquisas futuras.

Quanto ao dimensionamento, Queiroz *et al.* [9] definem que os estados limites a serem verificados em uma laje mista são: plastificação da seção por momento fletor; cisalhamento longitudinal, cisalhamento vertical e punção (em caso de cargas concentradas). Punção é o colapso causado por uma carga pontual elevada, como uma roda de veículo carregado, por exemplo. Rackham *et al.* [10] exemplificam que para consideração dos esforços de punção, deve ser considerado o valor máximo admissível por eixo de veículo. Este estado limite deve ser verificado considerando um perímetro crítico onde está passível de ocorrer a falha.

São necessários avanços nos procedimentos normativos já conhecidos, visando a atualização das formulações de verificação dos estados-limites. Neste contexto, propôs-se estudar neste

artigo os procedimentos de dimensionamento à punção em lajes mistas segundo as normas EN 1994-1-1:2004; ANSI/SDI C-2017 e CSSBI S3-2008 e NBR 8800:2008 e proceder a avaliação desses procedimentos por meio dos resultados experimentais de Freire [11]. Freire [11] realizou ensaios até a ruptura em duas lajes mistas com continuidade e desenvolveu modelos numéricos no programa ADINA de elementos finitos para simular as condições dos ensaios. Os resultados numérico e experimental foram confrontados com os resultados da EN 1994-1-1 [6]. Verificou, ao final de seu trabalho, que os valores calculados para resistência à punção, através da norma e do software, foram muito próximos aos da carga última experimental.

2 Procedimentos normativos

Neste artigo foi realizado um estudo comparativo entre os procedimentos normativos de dimensionamento à punção, considerando as normas brasileira, americana, europeia e canadense, utilizando-se o protótipo ensaiado na pesquisa de Freire [11] e três outros modelos de laje com fôrma típica brasileira e armadura de tela distintas. Os procedimentos normativos supracitados são descritos sucintamente a seguir.

2.1 Norma Brasileira NBR 8800 [4] – Projeto de Estruturas de aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios

Segundo a NBR 8800 [4], a força resistente à punção, $V_{p,Rd}$, pode ser expressa pela equação:

$$V_{p,Rd} = u_{cr} d_1 \tau_{Rd} \quad (1)$$

com:

$$d_1 = \frac{d_f + t_c}{2} \quad (2)$$

$$\tau_{Rd} = 0,13 k_p (100 \rho_f f_{ck})^{1/3}, \text{ sendo que} \quad (3)$$

$$\tau_{Rd} \geq 0,3 \frac{0,21 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{1,4}, \text{ com } \tau_{Rd} \text{ e } f_{ck} \text{ em megapascal (MPa)}$$

$$k_p = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} \leq 2,0 \quad (4)$$

$$\rho = \sqrt{\rho_f \rho_s} \leq 0,02 \quad (5)$$

onde u_{cr} é o perímetro crítico, d_f é a distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da fôrma; t_c é a altura da laje de concreto acima do topo da fôrma e ρ_f e ρ_s são as taxas de armadura nas direções longitudinal e transversal à fôrma, respectivamente, dadas por:

$$\rho_f = \frac{A_f + A_{st}}{d_f (b_p + 2h_r + 3d_f)} \quad (6)$$

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{t_c (b_1 + 2h_r + 3d_f)} \quad (7)$$

onde A_f é a área da seção da fôrma, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_f)$, expressa em milímetros quadrados; A_s é a área da armadura longitudinal, referente à largura $(b_p + 2h_r + 3d_f)$; A_{st} é a área da armadura transversal, referente à largura $(b_1 + 2h_r + 3d_f)$; h_r é a altura do revestimento da laje e b_1 e b_p são dimensões mostradas na Figura 1.

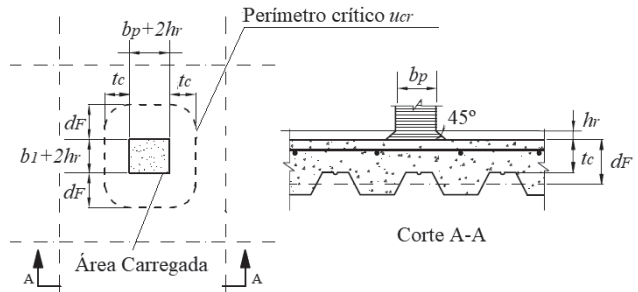


Figura 1 Perímetro crítico para punção. Fonte: NBR 8800 [4]

O coeficiente de ponderação de resistência no Estado Limite Último da norma brasileira é de 1,4, valor referente a condições desfavoráveis de carregamentos.

2.2 Norma Americana ANSI/SDI [5] – Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs

O ANSI/SDI [5] trata a punção como o efeito de uma carga concentrada, que causa o colapso fora da periferia da ação da carga, definida como perímetro crítico. A norma ainda traz o método dos Estados-Limites (LRFD) e das Tensões Admissíveis (ASD), sendo tratado aqui o dos Estados-Limites. A resistência à punção, V_{pr} , pode ser definida por:

$$V_{pr} = 0,043 (2 + \frac{4}{\beta_c}) \phi_v \sqrt{f'_c} b_o h_c \leq 0,332 \phi_v \sqrt{f'_c} b_o h_c \quad (8)$$

onde b_o é o perímetro da seção crítica, h_c a espessura de concreto acima do topo da fôrma, β_c a proporção entre o maior e menor lado da carga concentrada, ϕ_v é igual a 0,75 e f'_c representa a resistência específica a compressão do concreto.

Para cargas concentradas, a largura crítica não deve ser superior a $0,5 h_c$, portanto considera-se nas Figuras 2 e 3:

$$b_e = b_2 + \frac{h_c}{2} \quad (9)$$

$$w = b_3 + \frac{h_c}{2} \quad (10)$$

onde b_e e w são as larguras efetivas nas direções perpendicular e paralela às nervuras da fôrma, respectivamente, e b_2 e b_3 representam as dimensões da área carregada nas direções perpendicular e paralela às nervuras, respectivamente.

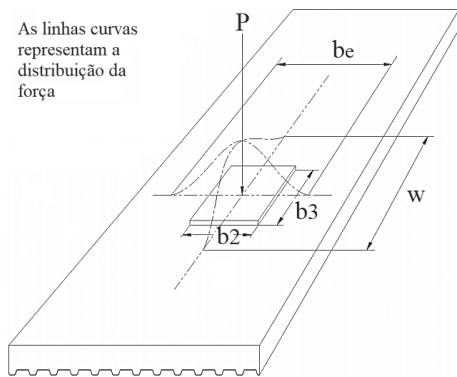


Figura 2 Perímetro crítico para a punção. Fonte: adaptado de ANSI/SDI [5]

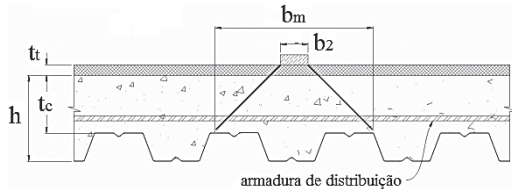


Figura 3 Perímetro crítico para a punção. Fonte: adaptado de ANSI/SDI [5]

Na Figura 3 b_m representa a largura projetada da área carregada perpendicular às nervuras, medida no topo da fôrma, h é a altura total da laje, excluindo o revestimento, t_c é a espessura do concreto acima da fôrma e t_t é a espessura do revestimento acima do concreto estrutural da laje.

O coeficiente de ponderação da norma americana é de 0,75, valor representado por ϕ_v , utilizado para minorar a resistência característica do concreto.

2.3 Norma Europeia EN 1994-1-1 [6] – Design of Composite Steel and Concrete Structures

De acordo com Johnson [2], a EN 1994-1-1 [6] não faz nenhuma menção à consideração das fôrmas na resistência à punção, portanto, o resultado é conservador.

A EN 1994-1-1 [6] prescreve a consideração da formulação de sistemas de concreto para resistência à punção conforme a EN 1992-1-1, definindo apenas um perímetro crítico diferente. A resistência à punção pela EN 1992-1-1 é estimada por:

$$v_{RD,c} = C_{RD,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} \geq v_{min} \quad (11)$$

com:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (12)$$

$$C_{RD,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}, \text{ com } \gamma_c = 1,5 \quad (13)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0,02 \quad (14)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (15)$$

onde:

ρ_{ly} e ρ_{lz} são as taxas de aço em y e z, respectivamente, considerando uma laje dentro da largura da ação da força mais $3d$ de cada lado.

$$\rho_{ly} = \frac{A_{s,y}}{(b_p + 6d)d_y} \quad (16)$$

$$\rho_{lz} = \frac{A_{s,z}}{(a_p + 6d)d_z} \quad (17)$$

A força resistente à punção pode ser determinada:

$$V_{RD} = v_{RD} c_p d \quad (18)$$

Hicks [12], a partir da EN 1994-1-1 [6], define o perímetro crítico, c_p , como na Figura 4.

O coeficiente de ponderação da resistência característica do concreto da norma europeia é igual a 1,5, representado nas equações pela divisão por γ_c .

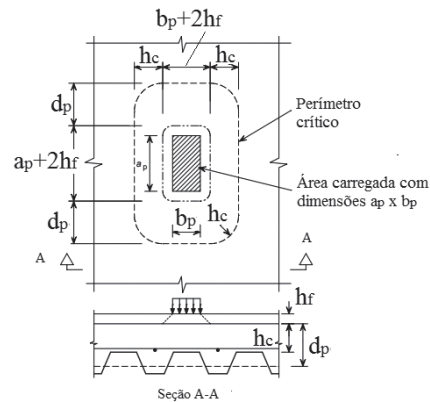


Figura 4 Perímetro crítico para punção. Fonte: adaptado de Hicks [12]

2.4 Norma Canadense CSSBI-S3 [7] – Criteria for the Design of Composite Slab

De acordo com a CSSBI-S3 [7], o colapso deve ser verificado em perímetro crítico fora da periferia da carga, porém afastado uma distância não superior a metade da altura de concreto (h_c). Assim, a resistência à punção é dada por:

$$V_{pr} = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) 0,2 \phi_c \lambda \sqrt{f'_c} b_o h_c \quad (19)$$

onde b_o é o perímetro da seção crítica, h_c é a espessura de concreto acima do topo da fôrma, β_c é a proporção entre o maior e menor lado da carga concentrada, ϕ_c é igual a 0,65, f'_c representa a resistência específica a compressão do concreto e λ equivale a 1,00 para concreto estrutural de densidade normal, 0,85 para concreto estrutural de baixa densidade e 0,75 para concreto estrutural leve.

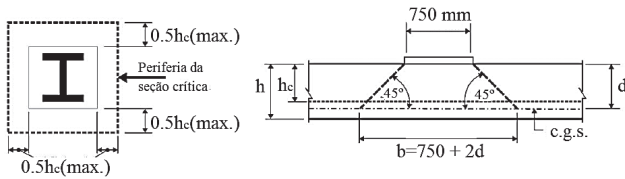


Figura 5 Perímetro crítico para punção. Fonte: adaptado de CSSBI S3 [7]

O coeficiente de ponderação da resistência característica do concreto da norma canadense é igual a 0,65, representado nas fórmulas pela multiplicação por ϕ_c .

3 Metodologia

O objetivo geral da pesquisa é avaliar os procedimentos normativos para obter o valor da resistência à punção prescrito pelas normas, tendo como referência os resultados de Freire [11] e análises complementares.

3.1 Descrição do experimento de Freire [11]

Freire [11] ensaiou duas lajes mistas com chapas perfiladas de aço até o colapso, submetidas a carregamentos concentrados, sendo as lajes contínuas. De modo a verificar a compatibilidade de resultados, estudou modelos numéricos, referentes as lajes em questão, no software de elementos finitos ADINA, além de calcular as resistências finais das lajes segundo a EN 1994-1-1 [6].

As lajes mistas ensaiadas por Freire [11] foram projetadas com uma chapa de aço de 0,75 mm de espessura de classe S320 ($f_y = 320$ MPa) e resistência característica à compressão do concreto de 38 MPa, com uma altura total de 120 mm, comprimento de 2,3 e 5 metros. As lajes foram simplesmente apoiadas em vigas metálicas, sem o uso de conectores. Também se utilizou armadura de reforço de 8 mm a cada 20 cm. Os ensaios foram feitos para carregamentos concentrados de 100 x 100 mm, 200 x 200 mm e 300 x 300 mm.

As dimensões do sistema podem ser vistas na Figura 6 e na Tabela 1, onde A_p representa a área da seção da chapa perfilada, A_c a área de concreto na seção e b laje a largura da laje mista.

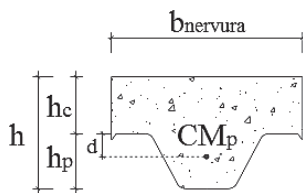


Figura 6 Seção da laje mista

Tabela 1 Propriedades geométricas da laje mista

H_c	H_p	b nervura	A_p	A_c	d	b laje	L vão
[m]	[m]	[m]	[m ² /nervura]	[m ² /nervura]	[m]	[m]	[m]
0,06	0,06	0,205	$2,13 \times 10^{-4}$	$1,23 \times 10^{-2}$	0,0266	2,3	1,5

Não há revestimento na laje sob a face superior do concreto estrutural e no interior da laje há uma tela soldada, com $A_s = 251,33$ mm²/m em cada direção, com altura útil longitudinal e transversal $d_y = 54,4$ mm e $d_z = 55,0$ mm, respectivamente. Segundo o fabricante, a área de fôrma para uma largura de 1000 mm é de 1039 mm². A Figura 7 mostra fotos dos ensaios realizados.

Foi considerada uma carga concentrada relativa ao eixo de roda de um veículo carregado, com diferentes áreas de atuação 100 x 100; 200 x 200; 300 x 300, a fim de verificar como se comportam as formulações em situações mais críticas e mais brandas. Neste artigo foram verificadas as áreas carregadas de 50 x 50; 100 x 100; 150 x 150 e 200 x 200 mm, visto que pelos resultados obtidos por Freire [11], para o carregamento de 200 x 200, a ruptura se deu devido ao cisalhamento longitudinal e não por punção.

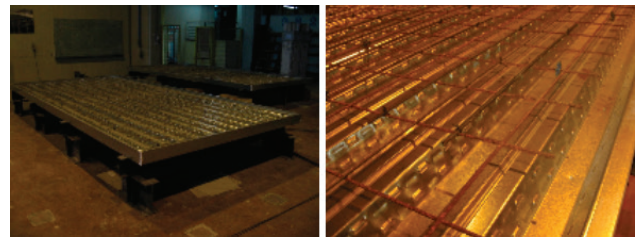


Figura 7 Ensaios realizados por Freire [11]

3.2 Análise paramétrica

A fim de se comparar a influência dos parâmetros envolvidos no cálculo das resistências à punção das lajes mistas, foram realizadas análises complementares, utilizando-se uma fôrma usual brasileira, com três malhas de telas soldadas de diferentes bitolas, 5 mm, 6,3 mm e 8 mm, a cada 0,2 metros. Para a tela de 5 mm modificou-se a resistência característica à compressão do concreto, com valores de 30, 38 e 50 MPa.

A laje mista é considerada em steel deck MF-75 de 0,8 mm de espessura e aço ZAR 280 ($f_y = 280$ MPa) e concreto de $f_{ck} = 38$ MPa, com uma altura de 150 mm, como se pode ver na Figura 8.

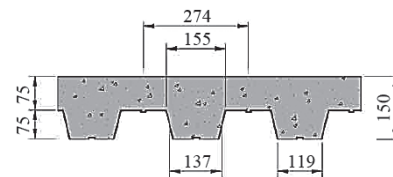


Figura 8 Seção da laje mista

Com um vão isostático de 3000 mm, foi considerada uma carga concentrada relativa ao eixo de roda de um veículo carregado, com

distância de 1000 mm ao apoio mais próximo, com diferentes áreas de atuação desta carga.

No interior da laje há armadura de reforço em cada direção, com altura útil das armaduras longitudinal e transversal igual a 65,8 mm e 70 mm, d_y e d_z , respectivamente. Segundo o fabricante a área de fôrma para uma largura de 1000 mm é de 1112 mm² e o centro de gravidade está a 37,49 mm da face inferior da fôrma.

4 Resultado e discussões

4.1 Sobre os protótipos de Freire [11]

De acordo com as formulações apresentadas no item 2, as resistências à punção normativas das lajes mistas ensaiadas por Freire [11] foram calculadas e podem ser vistas na Tabela 2 e no gráfico da Figura 9.

Conforme os resultados, pode-se notar que a norma brasileira e a europeia apresentam um perímetro crítico igual para todas as áreas de carregamentos consideradas, porém, quanto à resistência, a europeia é mais conservadora, com resultados menores que os da norma brasileira. Isso ocorre porque a EN 1994-1-1 [6] não considera a contribuição de resistência da fôrma no cálculo da resistência à punção, já a norma brasileira considera. Outra diferença que explica a maior resistência por parte da norma brasileira é o fato de que a altura útil considerada por essa é a média entre a distância do topo da laje ao centro geométrico da fôrma e a altura de concreto acima da fôrma, portanto é maior do que a considerada na norma europeia, que faz uma média relativa à profundidade efetiva das armaduras das telas em cada direção da laje mista. Há um ponto em comum entre as duas normas, que é a consideração da contribuição da taxa de armadura das telas para controle de fissuração

Já as normas americana e canadense possuem o mesmo perímetro crítico para todas áreas de carregamentos e consideram apenas o concreto no cálculo, dispensando a contribuição de qualquer armadura e fôrma. A norma americana é mais conservadora do que a canadense, que é a única das normas que fornece considerações a respeito da densidade do concreto.

A norma americana apresenta resultados mais conservadores que a

brasileira e a norma canadense foge mais dos padrões de resultados se mostrando pouco rigorosa para áreas pequenas, e menos ainda para áreas maiores, quando comparada aos resultados das outras normas. A norma que se mostrou mais conservadora de todas foi a europeia, com valores menores às outras em todas as situações consideradas.

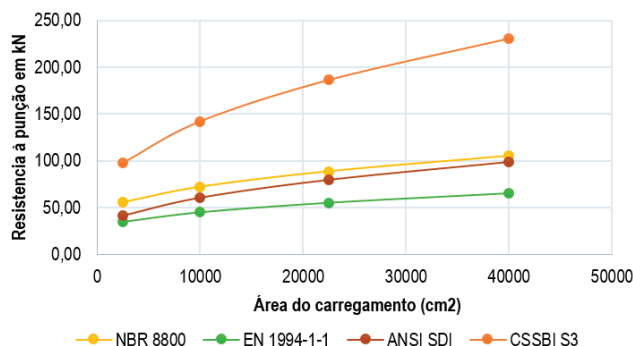


Figura 9 Gráfico Resistência à Punção × Área da Carga

A Tabela 3 apresenta os valores de resistência característicos à punção, calculados através das normas e o valor experimental obtido por Freire [11], com as diferenças percentuais relativas entre esses valores. Comparando os resultados apresentados, nota-se que a norma que mais se aproximou da carga experimental, para área carregada do ensaio, foi a brasileira, com grau de conservadorismo de aproximadamente 28 %, seguida da americana.

Freire [11] também realizou o cálculo da resistência a punção por meio da EN 1994-1-1 [6], e a força resistente encontrada foi de 99 kN. Nota-se que esse valor não coincide com o calculado para este trabalho, de 45,12 kN. Essa diferença se deveu ao fato de que Freire [11], ao calcular o esforço resistente ao puncionamento pela norma europeia, considerou a contribuição da chapa de aço, que a norma não abrange. Além disso, não foi considerada a contribuição na resistência da malha de armadura, o que levou à utilização de uma profundidade efetiva (d) igual a 86,8 mm (altura útil até o centro geométrico da forma), muito maior do que a considerada para esse estudo, onde se utilizou da média entre as alturas relativas da malha (d_y e d_z) igual a 54,7 mm, que é o requerido pela

Tabela 2 Perímetro crítico (c_p) e força resistente de cálculo à punção (V_{Rk}) para cada área de carga concentrada

Áreas de carregamento	EN 1994-1-1		ANSI /SDI		CSSBI S3		NBR 8800	
	c_p (mm)	V_{Rk} (kN)	c_p (mm)	V_{Rk} (kN)	c_p (mm)	V_{Rk} (kN)	c_p (mm)	V_{Rk} (kN)
50 × 50	683,2	34,9	440	41,99	440	97,64	683,2	56,05
100 × 100	883,2	45,12	640	61,07	640	142,03	883,2	72,45
150 × 150	1083,2	55,34	840	80,16	840	186,41	1083,2	88,86
200 × 200	1283,2	65,55	1040	99,24	1040	230,80	1283,2	105,3

Tabela 3 Força resistente característica à punção (V_{Rk}) para cada área de carga concentrada

Ensaio $V_{Rk(exp)}$ (kN)	Procedimentos normativos V_{Rk} (kN)				Diferença percentual $V_{Rk} / V_{Rk(exp)}$ (%)			
	EN 1994-1-1	ANSI /SDI	CSSBI S3	NBR 8800	EN 1994-1-1	ANSI /SDI	CSSBI S3	NBR 8800
100	45,12	61,07	142,03	72,45	0,45	0,61	1,42	0,72

EN 1994-1-1 [6]. A altura útil contribui diretamente para o cálculo da resistência, fazendo assim, portanto, ocorrer uma maior diferença entre os cálculos pelo procedimento normativo nesta pesquisa e na pesquisa referida.

Percebe-se também que a norma canadense se apresenta insegura para o dimensionamento, visto que a resistência calculada é maior do que a carga de ruptura. A EN 1994-1-1 [6] se mostrou conservadora com uma diferença de aproximadamente 55 % da carga experimental. Portanto, os resultados normativos, com exceção da norma canadense, se mostraram muito conservadores se relacionados ao valor experimental.

4.2 Sobre os modelos de laje com fôrma brasileira MF-75

Neste item são calculadas as resistências normativas à punção, variando as características das telas de armadura em uma laje com fôrma de aço MF-75. Os resultados podem ser vistos nas Tabelas 4 a 6 e Figura 10.

A partir dos dados obtidos nota-se que há um ganho na resistência à punção da laje mista, conforme se aumenta a área de aço das telas, apenas para as normas brasileira e europeia, visto que as normas americana e canadense não levam em consideração a contribuição dessa parcela, desencadeando diferenças percentuais significativas entre as normas estudadas.

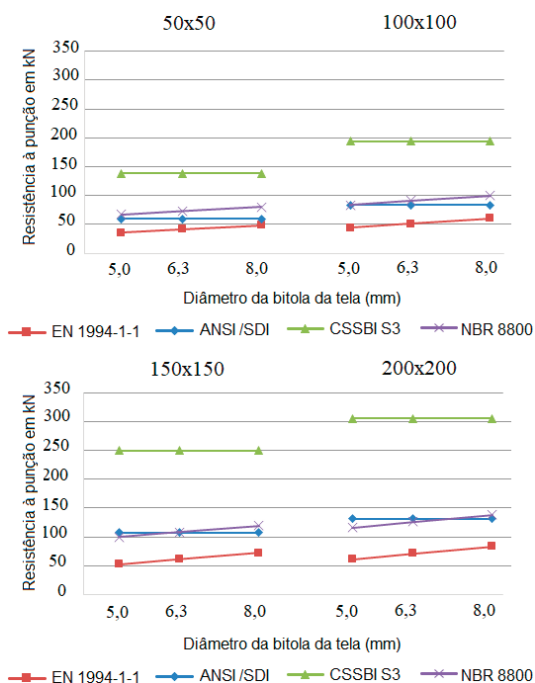


Figura 10 Gráficos de Resistência à Punção × Diâmetro da bitola da malha para cada área de carregamento

Tabela 4 Esforço resistente à punção (kN) para malha de ϕ 5,0 mm a cada 0,2 metros

Áreas	EN 1994-1-1		ANSI /SDI		CSSBI S3		NBR 8800	
	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)
50 × 50	820,96	35,42	500	59,64	500	138,70	820,96	67,20
100 × 100	1020,96	44,04	700	83,50	700	194,18	1020,96	83,58
150 × 150	1220,96	52,67	900	107,35	900	249,66	1220,96	99,95
200 × 200	1420,96	61,30	1100	131,21	1100	305,14	1420,96	116,32

Tabela 5 Esforço resistente à punção (kN) para malha de ϕ 6,3 mm a cada 0,2 m

Áreas	EN 1994-1-1		ANSI /SDI		CSSBI S3		NBR 8800	
	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)
50 × 50	820,96	41,32	500	59,64	500	138,70	820,96	73,15
100 × 100	1020,96	51,38	700	83,50	700	194,18	1020,96	90,97
150 × 150	1220,96	61,45	900	107,35	900	249,66	1220,96	108,79
200 × 200	1420,96	71,51	1100	131,21	1100	305,14	1420,96	126,62

Tabela 6 Esforço resistente à punção (kN) para malha de ϕ 8,0 mm a cada 0,2 m

Áreas	EN 1994-1-1		ANSI /SDI		CSSBI S3		NBR 8800	
	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)	c_p (mm)	V_{Rd} (kN)
50 × 50	820,96	48,45	500	59,64	500	138,70	820,96	80,18
100 × 100	1020,96	60,25	700	83,50	700	194,18	1020,96	99,71
150 × 150	1220,96	72,05	900	107,35	900	249,66	1220,96	119,25
200 × 200	1420,96	83,86	1100	131,21	1100	305,14	1420,96	138,78

No caso da EN 1994-1-1, quando se aumenta a bitola da armadura de tela, diminui-se a diferença percentual das resistências obtidas com relação à norma americana (de 40,6 a 18,7 %) e à norma canadense (de 79,9 a 65 %).

Já para a NBR 8800, com o aumento da bitola da malha, as resistências à punção vão se aproximando daquelas obtidas através da CSSBI S3 (de 61,9 a 42,19 %), enquanto a diferença percentual também diminui, até certo ponto, se comparados aos resultados da ANSI SDI (de 25,6 a 5,45 %).

Com relação às normas NBR 8800 e EN 1994-1-1, percebe-se que a norma europeia é muito mais conservadora para todos os casos, com diferenças médias nas resistências de 53 % para malha de 5 mm, 56 % para malha de 6,3 mm e de 60 % para malha de 8 mm. Os resultados, portanto, se assemelham aos obtidos para fôrma S320.

De modo a verificar a influência da fôrma para a resistência, apresenta-se a Tabela 7.

Os resultados demonstram ganho na resistência na ordem de aproximadamente 27 % com a mudança de fôrma para todas as normas em questão. Apesar de apenas a norma brasileira levar em consideração a área da fôrma como contribuição na resistência, o aumento da altura da fôrma MF-75 de 30 centímetros em relação à S320 foi o fator responsável pelo ganho na resistência.

Quanto à mudança na resistência característica à compressão do concreto, pode-se ver os resultados obtidos para resistência à punção na Tabela 8 a seguir, e nos gráficos da Figura 11.

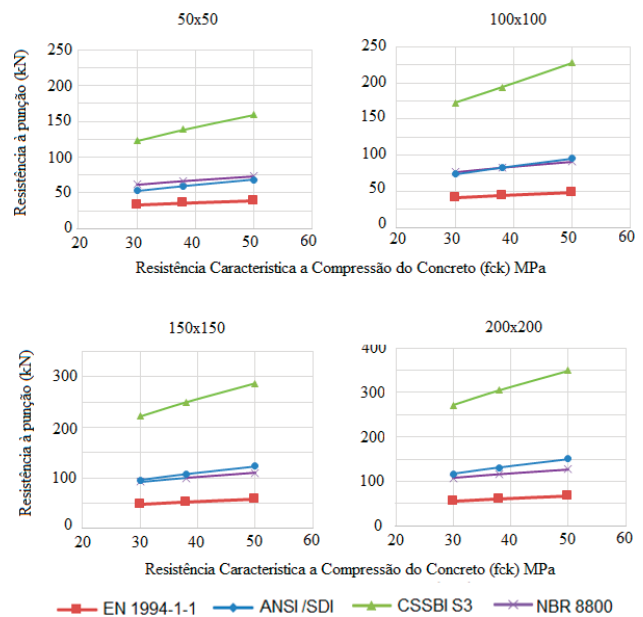


Figura 11 Esforço resistente à punção (kN) para variação da resistência característica do concreto

Pode-se ver, por meio da Tabela 8, que a resistência à punção cresce à medida em que se aumenta a resistência à compressão do concreto,

Tabela 7 Diferenças dos esforços resistentes para as fôrmas S320 e MF-75

Fôrma	Resistência à punção (kN) com malha $\Phi 8,0$ mm e carga 100x100			
	EN 1994-1-1	ANSI /SDI	CSSBI S3	NBR 8800
S320	45,12	61,07	142,03	72,45
MF-75	60,25	83,50	194,18	99,71
Diferença %	0,75	0,73	0,73	0,73

Tabela 8 Esforço resistente à punção (kN) para variação da resistência característica do concreto

Procedimento normativo	Resistência característica do concreto (f_{ck})	Área de influência			
		50 x 50	100 x 100	150 x 150	200 x 200
EN 1994-1-1	30	32,73	40,71	48,68	56,66
	38	35,42	44,04	52,67	61,30
	50	38,81	48,26	57,72	67,17
ANSI /SDI	30	53,00	74,19	95,39	116,58
	38	59,64	83,5	107,35	131,21
	50	68,41	95,78	123,14	150,51
CSSBI S3	30	123,24	172,53	221,83	271,12
	38	138,7	194,18	249,66	305,14
	50	159,1	227,74	286,38	350,02
NBR 8800	30	62,11	77,24	92,38	107,51
	38	67,2	83,58	99,95	116,32
	50	73,64	91,58	109,52	127,46

para todos os casos de carregamentos e todas as normas estudadas. No caso da EN 1994-1-1 e da NBR 8800 esse incremento fica entre 8,2 a 9,5 %, sendo que houve incrementos maiores para a segunda mudança do f_{ck} , de 38 MPa para 50 MPa, visto que a diferença no incremento é maior em relação à anterior de 30 MPa para 38 MPa. Já no caso das normas ANSI/SDI e CSSBI S3 o incremento representou uma parcela mais significativa, variando de 12 a 14,7 %.

Os gráficos da Figura 11 reafirmam o que foi visto na tabela, e percebe-se que o padrão de resultados é mantido, com a norma CSSBI S3 sendo a menos conservadora de todas, as normas ANSI/SDI e NBR 8800 tendo valores similares e a EN 1994-1-1 se mostrando bastante conservadora quando comparada às demais. Por fim, nota-se que há um padrão de crescimento da resistência à punção, visto que os gráficos têm inclinações similares independentemente da mudança de área de influência da carga, e que conforme essa aumenta, a resistência também cresce.

5 Conclusão

Observando as expressões de cálculos e os resultados obtidos, a NBR 8800 e a EN 1994-1-1 consideraram um maior número de parâmetros nos procedimentos normativos de determinação da resistência à punção, sendo a NBR 8800 mais precisa ao considerar a influência da fôrma e a EN 1994-1-1 mais conservadora ao propor um roteiro de cálculo similar ao de sistemas de concreto armado convencional. De maneira a aprimorar o dimensionamento pela EN 1994-1-1, pode-se utilizar a área da fôrma como contribuinte na resistência, uma vez que o resultado da NBR 8800 foi o que mais se aproximou do experimental.

A altura da fôrma se mostrou ser um parâmetro de grande influência, visto que houve ganho de até 27 % na resistência quando a laje mista era 30 centímetros mais alta. Além disso, a tela de armadura utilizada para reforço, ou para controle de fissuras, tem uma influência significativa na resistência à punção segundo as normas europeia e brasileira, porém não é considerada nas demais normas.

As normas ANSI/SDI e a CSSBI S3 consideram como contribuinte na resistência apenas o concreto. No aspecto geral, a norma europeia é a mais conservadora dentre todas. A norma canadense apresentou resultados inseguros, visto que a resistência calculada ultrapassou a carga de colapso experimental, com resultados superiores para todas as análises que foram realizadas.

Houve diferenças significativas quanto ao cálculo da resistência à punção utilizando a EN 1994-1-1 nesta pesquisa e no trabalho de Freire [11]. Essa diferença se deveu pois a o autor considerar a área de fôrma como parte contribuinte da resistência, quando o procedimento normativo não faz essa consideração e ainda utilizou a altura útil da laje mista como sendo altura até o centro geométrico da fôrma, ao invés de considerar as alturas referentes à posição da armadura da tela. Esta pesquisa fez considerações apenas baseadas no que o código sugere.

Quanto a mudança na resistência característica de compressão do concreto, percebe-se que conforme esse parâmetro aumenta, aumentou-se também a resistência à punção, sendo que nas normas ANSI/SDI e a CSSBI S3 esse fator tem uma influência maior do que nas demais.

Referências

- [1] Widjaja, B.R. – *Analysis and Design of Steel Deck – Concrete Composite Slabs*. Dissertation: Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, Virginia, 1997.
- [2] Johnson, R.P. – *Composite Structures of Steel and Concrete: beams, slabs, columns and frames for buildings*. 3. Ed. Blackwell Scientific Publications, UK, 2004.
- [3] Sieg, A.P.A. – *Estudo de um sistema de laje com fôrma de aço incorporada*. Dissertação: Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2015.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas – *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. NBR 8800:2008. Rio de Janeiro, 2008.
- [5] American National Standards Institute / Steel Deck Institute – *Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs*. ANSI/SDI C-2017. USA, 2017.
- [6] EUROCODE 4 – *Design of composite steel and concrete structures*. European Committee for Standardization: British Standards Institution, 2004.
- [7] Canadian Sheet Steel Building Institute – *Criteria for the Design of Composite Slab*. CSSBI S3-2008. Ontario, Canadian, 2008.
- [8] Vellasco, Pedro Colmar Gonçalves da Silva et al. – *Modelagem de Estruturas de Aço e Mistas*. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014. 343 p.
- [9] Queiroz, G.; Pimenta, R. J.; Martins, A.G. – *Manual de Construções em aço: Estruturas mistas – Vol 1.2*. ed. Centro Brasileiro da Construção em Aço. Rio de Janeiro, 2012.
- [10] Rackham, J.W.; Couchman, G. H.; Hicks, S.J. – "Composite slabs and beams using steel decking: Best Practice for Design And Construction". *SCI Publication, n. 13* Revised Edition. The Steel Construction Institute and The Metal Cladding & Roofing Manufacturers Association. UK, 2009.
- [11] Freire, J.T. – *Análise do comportamento de lajes mistas sujeitas a cargas concentradas. Ensaios experimentais e modelação numérica*. Instituto Superior Técnico – Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, 2008.
- [12] Hicks, S. J. – EN 1994 – Eurocode 4: *Design of Composite steel and concrete Structures: Composite Slabs*. Brussels, 2009.

Análise sísmica de um viaduto no México com interação solo-estrutura

Seismic analysis of a viaduct in Mexico considering soil-structure interaction

Cláudia Coelho
António Arêde
Pedro Delgado
José Barbosa

Resumo

De modo a prevenir e minimizar os riscos sísmicos das estruturas, existe a necessidade crescente de compreender os sismos e a forma como estes afetam as construções. Essa necessidade aumenta quando se estudam projetos em zonas de grande sismicidade, como é o caso do México. Assim, o presente estudo, elaborado em parceria com o GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, pretende analisar as várias abordagens de cálculo inerentes ao dimensionamento e avaliação de estruturas sísmo-resistentes, sendo o principal objetivo compará-las e avaliar a adequabilidade de cada uma delas ao caso de estudo. São essas abordagens a análise dinâmica linear ou espectral, a análise estática não-linear, também designada análise *pushover*, e a análise dinâmica não linear ou *time-history*. Simultaneamente será levado a cabo um estudo detalhado ao nível dos parâmetros que afetam o amortecimento proveniente da interação solo-estrutura.

Abstract

In order to prevent and minimize the seismic risk of structures, there is a growing need to understand earthquakes and how that phenomenon affects construction. That need increases when projects are located in regions with large seismicity, such as Mexico. Therefore, the present paper, which was developed in partnership with GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia, has as a final goal to study and compare the variety of calculation methods available on Eurocode 8 to design and evaluate earthquake resistant structures, using a real case study.

The methods approached are linear dynamic analysis, also known as spectral analysis, non-linear static analysis, also recognized as pushover analysis, and non-linear dynamic analysis, well-known as time-history analysis. Simultaneously to the seismic analyses, it is developed a detailed study of the parameters that affect the damping of soil-structure interaction.

Palavras-chave: Cálculo sísmico / Pontes / Lei não-linear do solo / Análise *pushover* / Análise dinâmica não-linear

Keywords: Seismic design / Bridges / Non-linear models of soil / Pushover analysis / Non-linear dynamic analysis

Cláudia Coelho

Mestre em Engenharia Civil, área de especialização de Estruturas
Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
Porto, Portugal
csmnpc@outlook.com

António Arêde

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

Pedro Delgado

Professor Adjunto
PROMETHEUS, Instituto Politécnico de Viana do Castelo
CONSTRUCT-LESE
Viana do Castelo, Portugal
pdelgado@estg.ipv.pt

José Barbosa

Diretor de Departamento de Infraestruturas & Transportes,
Estruturas e Pontes
GEG – Gabinete de Estruturas e Geotecnia
Porto, Portugal
jose.barbosa@geg-engineering.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.

COELHO, C. [et al.] – Análise sísmica de um viaduto no México com interação solo-estrutura. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 65-76.

1 Introdução

Dada a importância das pontes e viadutos na sociedade atual, nomeadamente no setor socioeconómico, torna-se, cada vez mais, essencial aprofundar o conhecimento do comportamento típico dessas obras de arte quando sujeitas a ações sísmicas. Só assim é possível dominar e otimizar métodos de análise sísmica e consequente dimensionamento das estruturas, garantindo melhor qualidade na construção e aumentando a durabilidade e segurança das mesmas.

O México, na confluência de quatro placas tectónicas, é uma das regiões sísmicamente mais ativas do mundo. Historicamente, o sismo que mais marcou o país ocorreu em 1985, tendo provocado milhares de perdas humanas e o colapso de centenas de edifícios. Assim, em regiões com grande intensidade sísmica, é de extrema importância acautelar, em fase de projeto, eventuais falhas estruturais que possam ocorrer para que se possa antecipar, prevenir e minimizar danos causados por ocorrências sísmicas. Na sequência dessa necessidade, o presente estudo pretende comparar, nas secções críticas do modelo analisado, os resultados obtidos através das três abordagens de cálculo sísmico regulamentadas que mais frequentemente se utilizam: a análise dinâmica linear ou análise espectral, a análise estática não linear ou análise *pushover*, e a análise dinâmica não linear, também conhecida como análise *time-history*. Essas secções críticas, no viaduto em estudo como na maioria das obras de arte desta natureza, encontram-se nos pilares e, para levar a cabo as comparações, foram analisados esses elementos no que respeita a esforços, deslocamentos e ductilidade.

A partir dessas análises, é o objetivo final deste estudo avaliar o impacto de utilizar uma análise dinâmica não linear no dimensionamento sísmico do caso de estudo relativamente a uma análise espectral, sendo esta última uma análise simplificada frequentemente utilizada em projeto. É ainda realizada, na fase da modelação, uma análise relativa ao amortecimento material hysterético introduzido no caso de estudo pelo solo de fundação, sendo considerado para tal um modelo multilinear representativo do solo cuja utilização é ainda escassa. Assim, será analisado o comportamento cíclico do solo, os parâmetros que influenciam esse comportamento, e de que modo esses parâmetros influenciam o amortecimento hysterético proveniente da interação solo-estrutura [1-4].

2 Caso de estudo

2.1 Solução estrutural

O viaduto em estudo está incluído no projeto de uma autoestrada que liga Cardel a Poza Rica, no estado de Veracruz, no México, e consiste numa obra de arte regular, com três vãos relativamente pequenos, tendo os vãos extremos 20 metros de comprimento e o vão central 24 metros. O tabuleiro é composto por vigas prefabricadas pré-esforçadas do tipo AASHTO com 1,6 metros de altura, espaçadas de 2,172 metros na direção transversal do viaduto, totalizando uma largura do tabuleiro de 13,6 metros, como representado na Figura 1. Essas vigas encontram-se ligadas monoliticamente aos pilares através de carlingas, cuja secção transversal é uma secção

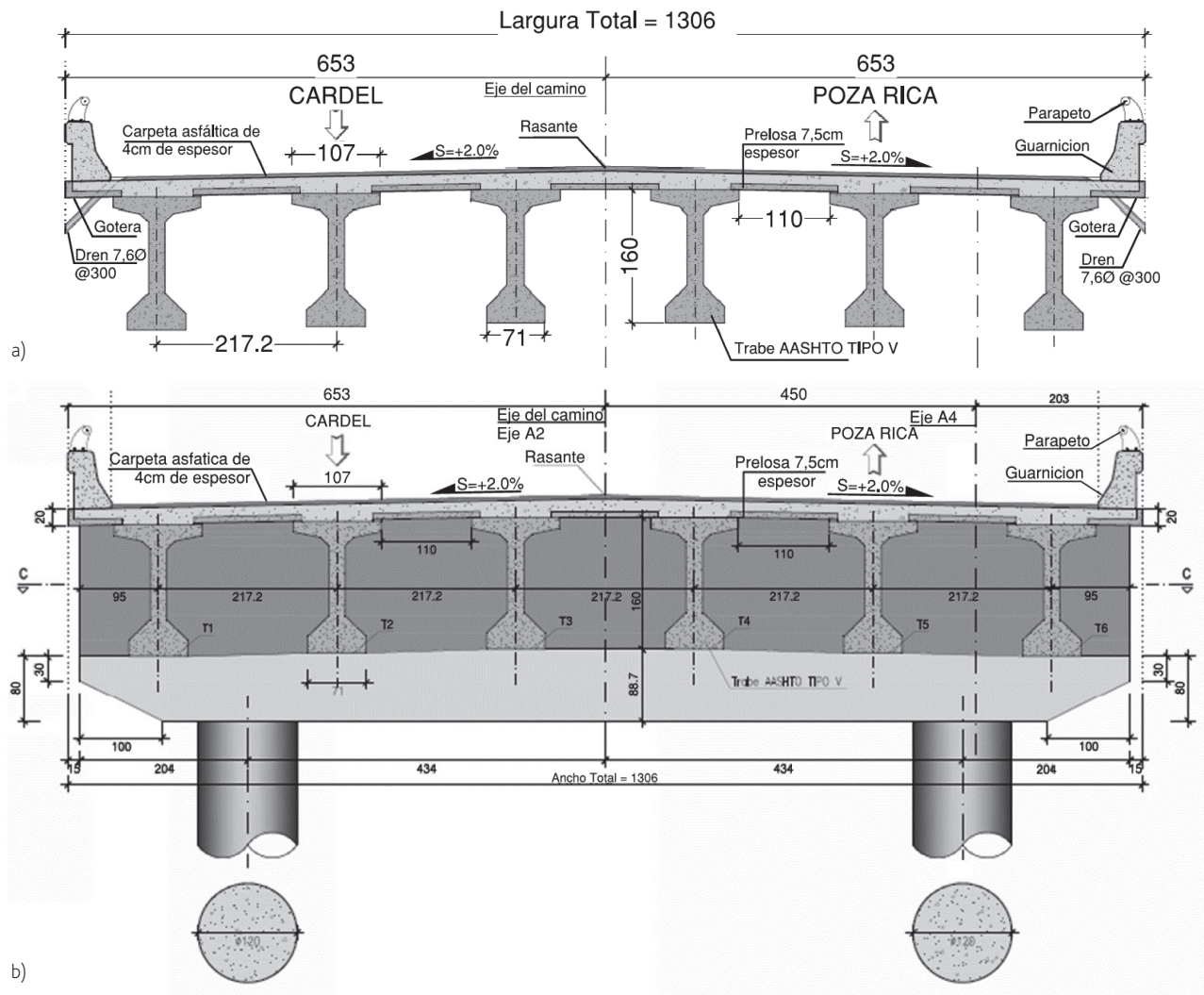


Figura 1 Corte transversal do tabuleiro numa: a) secção do vão; b) secção dos pilares [5]

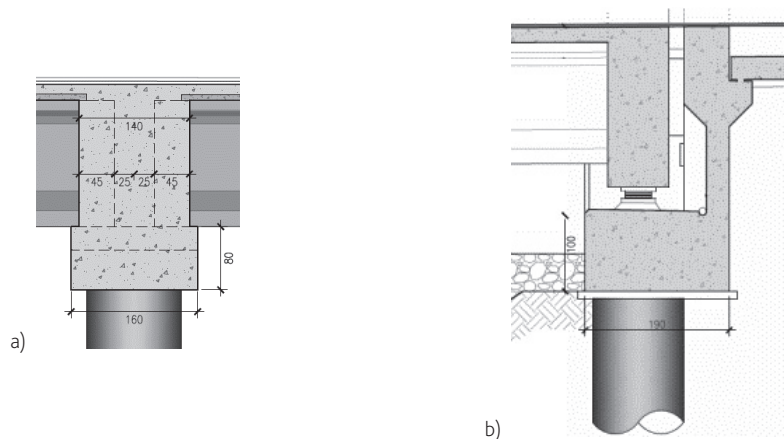


Figura 2 a) Secção transversal da carlinga que liga monoliticamente o tabuleiro e os pilares [5]; b) Aparelhos de neoprene e teflon e viga de apoio dos encontros que funciona como maciço de encabeçamento para as estacas [5]

em T invertido, representada na Figura 2a. A laje é constituída por lajetas prefabricadas que se encontram entre as longarinas com 7,5 centímetros de espessura e por uma camada adicional betonada *in situ*, totalizando 20 centímetros de espessura. O tabuleiro encontra-se apoiado nos encontros através de aparelhos de apoio constituídos por neoprene e teflon que permitem deslocamentos na direção longitudinal e os impedem na direção transversal. Os aparelhos de apoio permitem ainda rotações em torno do eixo na direção transversal. Esses aparelhos de apoio, representados na Figura 2b, estão incluídos em encontros de tipo cofre, constituído por um muro de testa e dois muros laterais, de betão armado, e estão assentes em estacas de diâmetro de 1,2 metros com recurso a uma viga de dimensões de 1,9 metros de largura por 1,0 metro de altura.

Os pilares-estaca têm secção circular com 1,2 metros de diâmetro e alturas de elevação variáveis entre 5,4 e 6,3 metros, estando as estacas enterradas a profundidades de 15 metros. Estes elementos incluem, ao longo do seu comprimento total, três secções distintas no que respeita à armadura, estando essas secções representadas na Figura 3. A primeira secção, apresentada na Figura 3a, corresponde aos pilares, ou seja, à zona dos pilares-estaca que se encontra entre a superfície do terreno e o tabuleiro. A segunda secção, representada na Figura 3b, inicia-se na interface entre o pilar e a estaca e prolonga-se ao longo de 5 metros em profundidade. Por fim, a última secção,

representada em 3c, estende-se até à base das estacas dos pilares. As estacas dos encontros estão, tal como as dos pilares-estaca, com a base assente a 15 metros de profundidade e são divididas, ao longo do fuste, por quatro secções distintas, como se pode observar na Figura 4. As três primeiras secções, representadas em 4a, 4b e 4c, prolongam-se ao longo de 2+2+4 metros (até aos 8 metros de profundidade), sendo que a última secção se inicia nos 8 metros de profundidade e prolonga-se até à base da estaca, estando esta representada na Figura 4d.

2.2 Cenário geológico-geotécnico

O solo de fundação na zona do viaduto em estudo é constituído por quatro tipos de solo. A primeira camada de solo, de aproximadamente 1 metro de espessura, é composta por terra vegetal, caracterizada por um solo negro abundante em matéria orgânica. O segundo tipo de solo encontrado é uma cama de solo aluvionar, caracterizado por areias grossas com camadas alternadas por areias siltosas e com uma espessura variável entre 2 e 6 metros. A terceira camada de solo, onde as estacas estarão assentes, é um cascalho de dimensões médias/grandes e matriz areno-argilosa que se estende até aos 26 metros de profundidade. Por fim, a 26 metros de profundidade, encontra-se uma rocha branda que consiste na alternância de arenitos e siltitos [6].

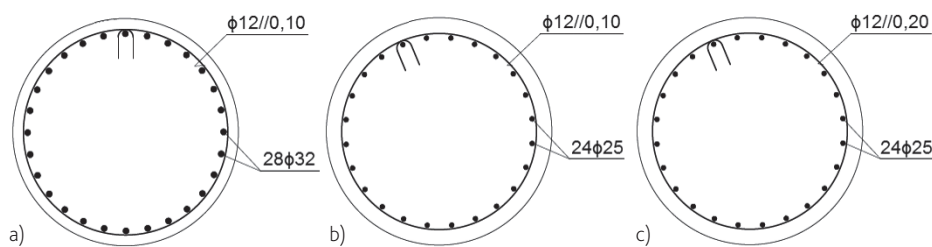


Figura 3 Seção transversal dos pilares-estaca: a) entre o tabuleiro e a superfície do terreno; b) primeiros 5 metros em estaca; c) restantes 10 metros em estaca [5]

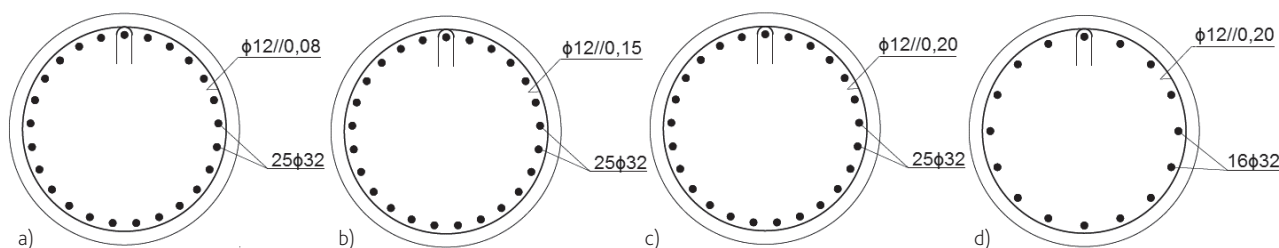


Figura 4 Seção transversal das estacas dos encontros: a) nos primeiros 2 metros de profundidade; b) entre os 2 e os 4 metros de profundidade; c) entre os 4 e os 8 metros de profundidade; d) nos restantes 7 metros de profundidade [5]

3 Modelação numérica

3.1 Modelo de grelha em SeismoStruct

Para a modelação numérica do viaduto em estudo, optou-se por recorrer a um modelo de grelha realizado no programa de cálculo automático de estruturas *SeismoStruct*, baseado em elementos finitos de barra que, no seu conjunto, simulam o comportamento do tabuleiro. Nesse modelo, o tabuleiro é simulado por seis alinhamentos longitudinais, cuja secção consiste numa secção retangular equivalente à secção das vigas prefabricadas, cujas características inerciais são idênticas à secção real e cujo módulo de elasticidade foi manipulado, tendo-se utilizado um valor de 22 GPa, de modo a que o conjunto de barras tenha o mesmo comportamento que a secção real do tabuleiro. Transversalmente, a tabuleiro é modelado com recurso a 33 elementos de barra, nos quais se incluem: 29 barras cuja secção é de $2 \times 0,2 \text{ m}^2$ e cuja função é simular a rigidez de flexão do tabuleiro nessa direcção; 2 barras que simulam as carlingas dos pilares, ou seja, os elementos que ligam monoliticamente o tabuleiro e os pilares-estaca; 2 elementos representativos das vigas de apoio dos encontros. É ainda importante mencionar que as diferenças de posição dos centros de gravidade dos vários elementos são tidas em conta recorrendo a *offsets*. Os pilares-estaca, assim como as estacas dos encontros, são modelados por barras contínuas de secção circular com 1,2 metros de diâmetro.

3.2 Análise modal

De modo a conhecer as características dinâmicas do caso de estudo, foi realizada uma análise modal à estrutura. Na Tabela 1 apresentam-se os valores da massa considerada no decorrer da análise e as frequências obtidas para os dois primeiros modos de vibração, correspondentes às duas direcções principais do viaduto que serão estudadas.

Tabela 1 Considerações e resultados da análise modal

Massa (t)	Modo de vibração	Frequência (Hz)
1826.145	1 (Longitudinal)	0,8
	2 (Transversal)	2,39

3.3 Modelo não-linear do solo

A capacidade de plastificação dos solos, caracterizada pelas curvas tensão (p) – deformação (y), é já um tema relativamente conhecido, assim como as curvas de histerese típicas dos solos que se baseiam no mesmo conceito, exemplificadas na Figura 5. No entanto, essas curvas apenas caracterizam adequadamente o comportamento linear de solos granulares. Como sugerem W. Cofer e S. Modak [7], a fraca capacidade de determinados solos retornarem à sua posição original após deformados, e a influência desse parâmetro no comportamento não-linear do solo são temas com elevada importância ainda pouco explorados.

Ao impor um determinado deslocamento num solo com determinada coesão, este não tem a capacidade elástica de

recuperar a sua posição inicial, dando origem a uma folga na qual o elemento estrutural se pode movimentar sem que o solo ofereça muita resistência. Esse fenómeno, representado na Figura 6a, dá origem a curvas de histerese como a representada em 6b e influencia largamente a quantificação do amortecimento histerético proveniente do solo aquando de uma ocorrência sísmica. Mais ainda, se o solo em estudo tiver coesão muito elevada, ou seja, capacidade de retorno à sua posição primária aproximadamente nula, as curvas de histerese características do mesmo terão a forma exemplificada na Figura 7.

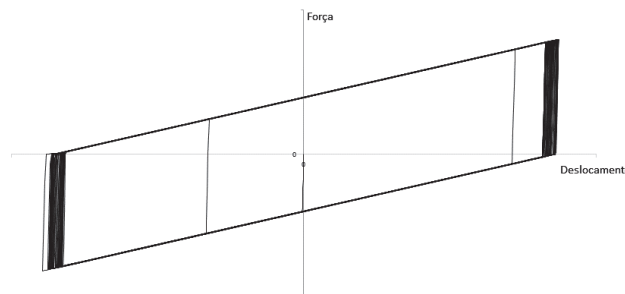


Figura 5 Curva de histerese de um solo não coesivo

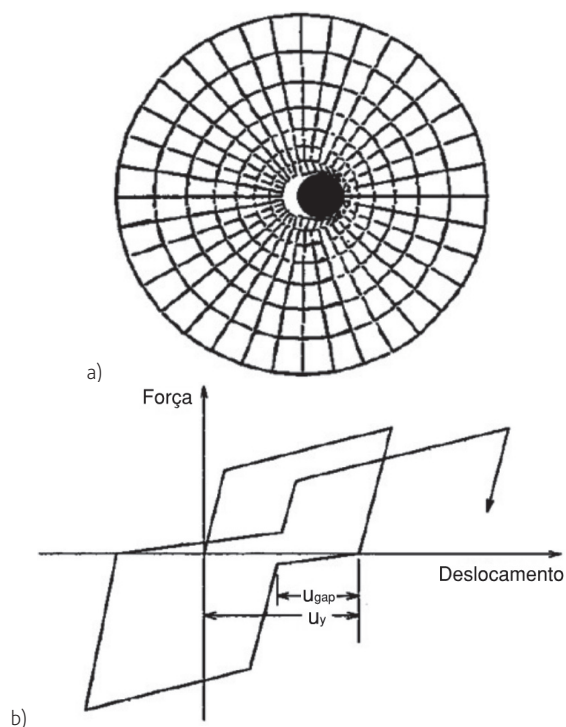


Figura 6 a) Gap formada por deformação plástica do solo [7]; b) Curva de histerese de um solo medianamente coesivo, considerando a formação parcial da folga [7]

De modo a melhor quantificar o amortecimento efetivo do caso de estudo foi necessário determinar qual a lei de comportamento do solo mais adequada. Consequentemente, foi indispensável aprofundar o estudo da influência da formação dessa folga no

fator de amortecimento histerético. Para além disso, não sendo conhecida a rigidez pós-cedência do solo, e sendo esse um parâmetro que influencia largamente o amortecimento histerético proveniente do solo de fundação, tornou-se necessário também estudar qual o valor adequado ao solo em estudo. Assim, realizou-se um estudo paramétrico de um modelo não-linear característico do solo, o qual é focado em duas características específicas do mesmo – a rigidez da folga e a rigidez pós-cedência, doravante HS e $\%EI3P$, respetivamente. A rigidez da folga, parâmetro que mede a resistência lateral do solo a movimentos na zona da folga, ou seja a rigidez mobilizada pelo atrito lateral entre o elemento estrutural e o solo, é apresentada como uma percentagem da força de plastificação do solo. A rigidez pós-cedência, por sua vez, é apresentada como uma percentagem da rigidez inicial.

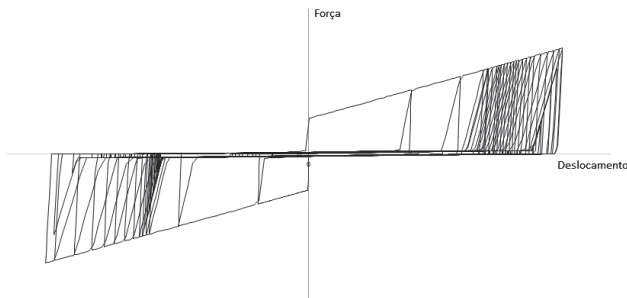


Figura 7 Curva de histerese de um solo muito coesivo, considerando formação total da folga

3.3.1 Princípios de base para o estudo

De modo a melhor compreender a influência direta dos parâmetros em estudo, aplicou-se a um modelo simplificado uma ação dinâmica, traduzida numa lei de deslocamentos. Essa lei de deslocamentos foi obtida com base na resposta de um sistema de um grau de liberdade amortecido, no qual ocorre fenómeno de ressonância e teve em consideração o coeficiente de comportamento adotado em projeto e o deslocamento de cedência do solo em estudo.

O modelo simplificado, representado na Figura 8a, é composto apenas por um elemento de barra de rigidez desprezável, encastrado na base e apoiado no topo por um apoio deformável. O apoio deformável restringe os movimentos e rotações em todas as direções exceto o movimento horizontal na direção do eixo x . Nesta direção, a restrição é modelada com recurso a um elemento mola caracterizado pela curva força-deslocamento representada na Figura 8b, e pretende simular o solo em estudo.

No modelo multilinear utilizado para levar a cabo o estudo de sensibilidade aqui apresentado, o parâmetro HS é caracterizado como sendo parte da força de plastificação característica do solo. O parâmetro $\%EI3P$, por sua vez, é considerado como parte da rigidez inicial do solo.

De modo a levar a cabo o estudo de sensibilidade mantiveram-se fixos os valores apresentados na Figura 8 e fizeram-se variar os valores de HS e $\%EI3P$.

O estudo do parâmetro HS foi feito fixando-se $\%EI3P$ num valor

desprezável de 0,1% e considerando para o parâmetro em estudo os valores de 0,1%, 10%, 20% e 50%. Para o estudo da rigidez pós-cedência fixou-se o parâmetro HS em 0,1% e foram adotados os mesmos valores de 0,1%, 10%, 20% e 50% para $\%EI3P$.

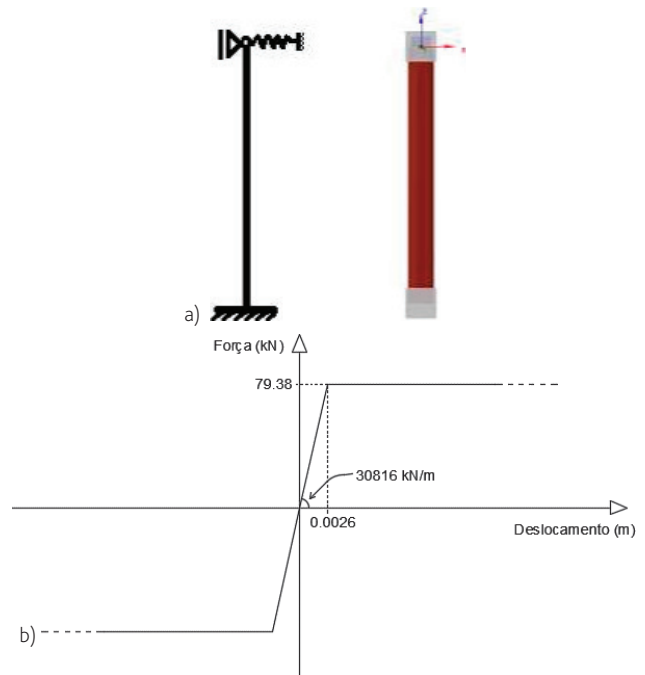


Figura 8 a) Representação gráfica do modelo simplificado; b) Curva p-y adotada no apoio deformável do modelo simplificado

3.3.2 Conclusões

Os resultados, no que respeita à relação ξ_{hist} (amortecimento histerético) – μ (parâmetro de ductilidade) de cada uma das combinações de valores, apresentam-se em seguida, na Figura 9, onde o parâmetro de ductilidade expressa a razão entre o deslocamento máximo e o de cedência.

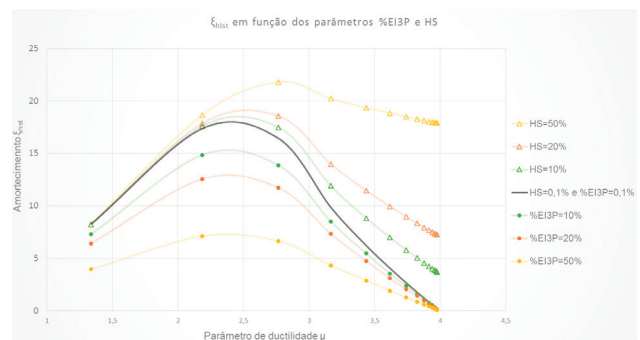


Figura 9 Curvas de relação entre o amortecimento histerético ξ_{hist} e o parâmetro de ductilidade μ para as combinações de parâmetros estudadas

Como era de esperar, pode verificar-se que quanto maior a rigidez da folga, maior será o amortecimento proveniente do solo já que é maior a energia dissipada por ciclo. No entanto, através de uma análise aprofundada dos resultados do estudo que foi omitida neste texto, verifica-se que, para os vários valores de HS , a variação do amortecimento é baixa nos primeiros ciclos de dissipação de energia, que são os que melhor caracterizam o amortecimento global do solo, exceto no caso de $HS = 50\%$. Assim sendo pode concluir-se que, para valores realistas da rigidez da folga, o amortecimento se mantém na mesma ordem de grandeza.

No que respeita à rigidez pós-cedência, observa-se que, com o aumento do parâmetro, diminui consideravelmente o amortecimento histerético proveniente do solo. O resultado é plausível sendo que, quanto maior a rigidez pós-cedência do solo num determinado ponto, mais rápido se conclui o processo de plastificação dessa secção, absorvendo então forças superiores para um valor limitado do deslocamento. Tendo em conta o estudo de sensibilidade e as referências bibliográficas [2, 6, 7], considerou-se por fim que seria adequado para o caso de estudo um valor de rigidez da folga de 20% da força de plastificação do solo e um valor de rigidez pós-cedência de 10% da rigidez inicial.

4 Análises sísmicas

4.1 Bases para as abordagens de cálculo sísmico

4.1.1 Análise dinâmica linear elástica por espectros de resposta

Para a realização da análise espectral, o primeiro passo é obter, segundo a regulamentação em vigor no México (Norma SCT [8]), o espectro de resposta elástico correspondente à localização do viaduto, tendo em conta a sua importância e o seu solo de fundação. No que respeita à localização e à classe de importância, o viaduto em estudo encontra-se na zona sísmica B do México, e é uma estrutura classe de importância A. O solo de fundação, por sua vez, pode incluir-se no grupo de solos tipo II. Assim sendo, seguindo o descrito na secção 4 da norma SCT [8], o espectro de resposta a aplicar na realização da análise espectral do caso de estudo, e que foi utilizado em projeto para análise e dimensionamento dos elementos estruturais, é o representado na Figura 10.

O segundo passo a tomar na realização de uma análise espectral é adotar um coeficiente de comportamento q que se adequa à estrutura. Os valores obtidos através do espectro acima representado serão afetados pelo coeficiente de comportamento adotado de modo a ter em conta a não linearidade material do caso de estudo. Segundo a norma SCT [8], um coeficiente q de 4 é adequado se se verificarem as seguintes condições:

- Estruturas cuja superestrutura forma um pórtico dúctil com os elementos da infraestrutura, sejam estes de betão armado, pré-esforçado ou aço estrutural.
- Para o cálculo de esforços transmitidos pela superestrutura à infraestrutura, quando a primeira se apoia em dispositivos neoprene.

- Para o cálculo de esforços gerados pela superestrutura sobre elementos formados por pórticos dúcteis.

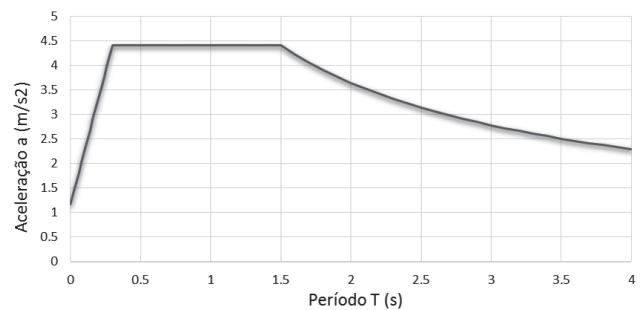


Figura 10 Espectro de resposta utilizado em projeto, obtido a partir da norma SCT

Sendo que todas as condições acima descritas são, efetivamente, aplicáveis ao caso de estudo, o valor de q adequado à análise é 4.

A análise foi levada a cabo afetando as ações de coeficientes de segurança regulamentados na norma mexicana SCT e aplicando a ação sísmica nas duas direções principais de translação do viaduto, considerando uma componente do sismo a atuar na sua totalidade numa direção, e outra componente de apenas 30% da ação na direção ortogonal à primeira.

4.1.2 Análise estática não linear – Análise *pushover*

A análise *pushover* consiste em impor incrementos de força na estrutura em estudo e registar, para cada um deles, a deformação sofrida – ou vice-versa – fornecendo as curvas de capacidade da estrutura, sendo essas curvas que relacionam o corte basal total com o deslocamento num determinado nó de controlo, previamente escolhido. A análise permite verificar se, para a carga de dimensionamento, a estrutura se comporta como terá sido idealizada ao nível de esforços, ductilidade e formação de rótulas plásticas.

No âmbito deste estudo foram analisadas duas situações principais, nas direções principais do viaduto, sendo que a análise consiste em aplicar, para cada uma das situações, incrementos de força de igual valor no topo de cada um dos quatro pilares. Para cada uma das situações foram analisadas várias relações de resultados, considerando vários nós de controlo, no entanto, no presente documento serão apenas apresentados os resultados relativos às duas análises principais nos quais se relacionam o corte basal total para a direção em análise e os deslocamentos no topo de um pilar e de uma estaca dos encontros.

Refira-se ainda que a análise estática não linear aqui realizada se limita à avaliação da curva de resposta estrutural monotónica com vista à sua comparação com a resposta cíclica (posteriormente apresentada, na secção 4.1.3), não se procedendo aqui à quantificação da exigência de deformação (*target displacement*) compatível com o espectro de resposta sísmico.

Para que os resultados da análise *pushover* sejam comparáveis com os das ações de dimensionamento obtidas através da análise espectral, esta deve ser levada a cabo com a estrutura verticalmente

solicitada pelas ações correspondentes ao peso próprio e restantes cargas permanentes, majoradas de um coeficiente de segurança de 1,3, obedecendo ao regulamento pelas normas mexicanas. As ações aplicadas apresentam-se na Tabela 2.

Tabela 2 Ações verticais aplicadas à estrutura (em kN)

Elemento	Carga aplicada (kN)
Vigas prefabricadas + Laje + Barreira de Segurança	10111,6
Carlingas Pilares	2722,67
Pilares + Estacas	2202,78
Restantes Cargas Permanentes	2987,52
	$\Sigma = 18024,6$

4.1.3 Análise dinâmica não linear

A análise dinâmica não linear, ou análise *time-history*, é um procedimento 'passo a passo' e é considerada a análise sísmica mais adequada por não assumir quaisquer simplificações, considerando o comportamento não linear real dos materiais, e sendo capaz de considerar a degradação da estrutura, ao longo da análise, assim como eventuais variações de massa. A análise permite então não só determinar esforços e deslocamentos nos elementos estruturais pertencentes a uma estrutura sujeita a uma ação sísmica real, mas também localizar zonas dúcteis na estrutura e analisar os danos estruturais causados por um evento sísmico.

O Eurocódigo 8 [9] fornece orientação na aplicação de análises *time-history* e preconiza que as ações a aplicar à estrutura no decorrer da análise devem ser acelerações ao nível do solo variáveis ao longo do tempo, ou seja, acelerogramas, idealmente provenientes de registos reais. Os registos devem ter origem em eventos sísmicos com magnitude, distância à origem e mecanismos consistentes com os que definem a ação sísmica de dimensionamento, determinada através do espectro de resposta. Segundo o regulamento, idealmente devem ser considerados sete pares de acelerogramas correspondentes aos registos de sete sismos, nas duas direções principais em estudo, sendo que a resposta da estrutura deve ser caracterizada pelas médias da totalidade das respostas.

Por não existir informação sísmica viável na zona do viaduto analisado, os registos utilizados no presente estudo foram recolhidos de várias zonas do mundo onde o tipo de solo se assemelha ao solo de fundação do caso de estudo. Os sete acelerogramas adotados foram selecionados de uma base de dados de acordo com a correspondência do espectro médio obtido a partir dos sete registos com o espectro de resposta elástico, de acordo com a referência [10]. Segundo o EC8 [9], a variação de acelerações espectrais, quando confrontado o espectro médio obtido e o espectro regulamentar, não deve ser superior a 10% num intervalo de períodos entre 0,27 e 27, sendo T o período fundamental da estrutura na direção em estudo. Na Figura 11 apresentam-se os espectros individuais de cada

registo sísmico, o espectro médio obtido através dos catorze espectros individuais (sete em cada direção) e, ainda, o espectro alvo (espectro regulamentado) e o respetivo limite de 10% de variação.

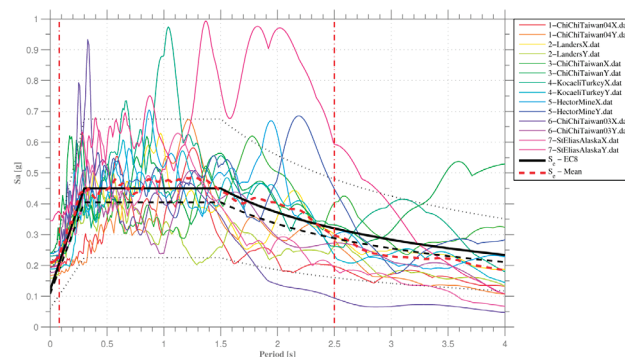


Figura 11 Espectros de resposta corrigidos correspondentes a cada um dos registos, espectro médio obtido através dos 14 registos, e espectro alvo [10]

4.2 Apresentação dos resultados das análises sísmicas

4.2.1 Direção longitudinal

Como já foi referido anteriormente, uma vez que os aparelhos de apoio localizados nos encontros permitem deslocamentos do tabuleiro relativamente às estacas na direção longitudinal, nessa direção, os pórticos dos pilares-estaca absorvem a totalidade da ação sísmica. Por essa razão, na direção mencionada, optou-se por adotar o topo do pilar mais deformado ao longo das análises como nó de controlo representado nas curvas resultantes das análises *pushover* e *time-history*. Assim sendo, apresentam-se na Figura 12, não só as curvas obtidas através dessas análises mas também o valor de corte basal expectável obtido através da análise espectral.

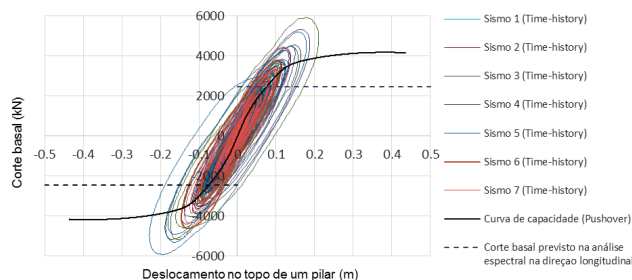


Figura 12 Direção longitudinal: Sobreposição das curvas de força-deslocamento obtidas através das análises *pushover* e *time-history*, com indicação do corte basal previsto na análise espectral

Conhecendo a rigidez inicial da estrutura na direção em estudo e comparando, para cada registo sísmico, o valor de corte basal obtido em regime não linear e o corte basal que seria atingido em regime linear para os mesmos deslocamentos, foi possível obter

um coeficiente de comportamento para cada um dos sismos, apresentados na Tabela 3. Fazendo a média dos sete coeficientes obtidos, foi possível determinar o coeficiente de comportamento q real da estrutura, cujo valor é 1,32.

Tabela 3 Coeficiente de comportamento real obtido em cada sismo na direção longitudinal

Sismo	Força máxima (kN)	Deslocamento (m)	Força em regime linear elástico (kN)	Coeficiente de comportamento q
1	3863,52	0,108	4897,84	1,27
2	4287,86	0,125	5668,80	1,32
3	5933,85	0,177	8027,02	1,35
4	5338,79	0,162	7346,76	1,38
5	5931,66	0,192	8707,27	1,47
6	4631,57	0,128	5804,85	1,25
7	4444,13	0,119	5396,70	1,21
				$q_{\text{médio}} = 1,32$

4.2.2 Direção transversal

4.2.2.1 Efeitos nos pilares

No que respeita à análise do efeito da ação sísmica nos pilares do viaduto, os resultados são apresentados da mesma forma que na secção 4.2.1 – as curvas apresentadas relacionam o corte basal direcionado para os pilares com o deslocamento no topo do pilar mais deformado, para as várias análises.

À semelhança da secção anterior, apresentam-se na Figura 13 a sobreposição das curvas de *time-history* obtidas para os sete registos sísmicos e a curva de capacidade obtida na análise *pushover*.

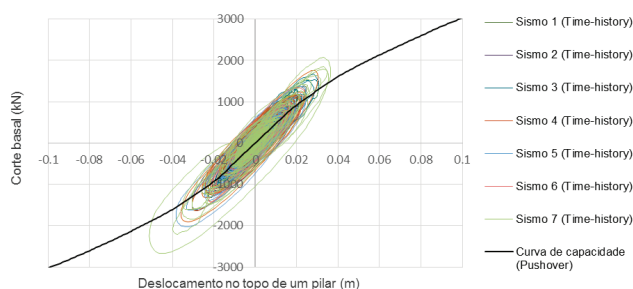


Figura 13 Direção transversal: Sobreposição das curvas de força-deslocamento no topo de um pilar obtidas através das análises *pushover* e *time-history*

4.2.2.2 Efeitos nas estacas dos encontros

Como já havia sido mencionado, é para as estacas dos encontros que é direcionada a maior parte do corte basal a que a estrutura está sujeita na direção em estudo, sendo que estas têm uma capacidade de dissipação de energia muito superior à encontrada nos pilares, resultante do amortecimento proporcionado pelo solo de aterro.

Na Figura 14 encontra-se a sobreposição das 7 curvas obtidas através da análise *time-history*, a curva obtida pela análise *pushover* e, por fim, o corte basal previsto na análise espectral.

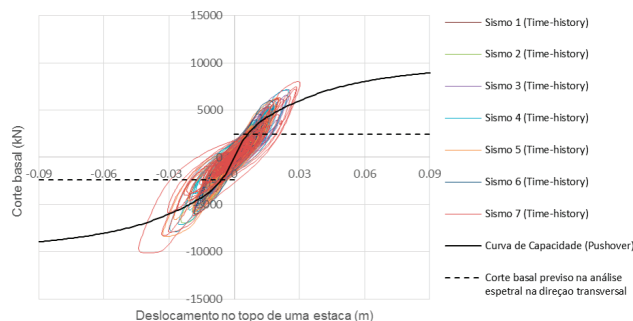


Figura 14 Direção transversal: Sobreposição das curvas de força-deslocamento numa estaca dos encontros obtidas através das análises *pushover* e *time-history* com indicação do corte basal obtido em projeto

Utilizando a mesma metodologia de determinação do coeficiente de comportamento já exposta anteriormente, apresentam-se na Tabela 4 os coeficientes de comportamento calculados para cada um dos sete registos na direção transversal.

Tabela 4 Coeficiente de comportamento real obtido em cada sismo na direção transversal

Sismo	Força máxima (kN)	Deslocamento (m)	Força em regime linear elástico (kN)	Coeficiente de comportamento q
1	6146,35	0,0197	10014,24	1,63
2	6972,77	0,0234	11895,09	1,71
3	7140,08	0,0252	12810,10	1,79
4	7887,49	0,0275	13979,27	1,77
5	8419,13	0,0316	16063,46	1,91
6	6038,76	0,0182	9251,74	1,53
7	10152,12	0,0397	20180,99	1,99
				$q_{\text{médio}} = 1,76$

Comparando os coeficientes de comportamento obtidos nas duas direções principais do viaduto pode observar-se que a sobrerresistência é superior na direção transversal, o que era expectável já que, na direção longitudinal, não se considera a possibilidade de plastificação do solo e que a respetiva resposta evolui sempre em regime linear.

4.2.3 Síntese de resultados

Na presente secção apresenta-se uma síntese dos resultados obtidos no que respeita a esforços de corte, flexão e deslocamentos obtidos nas várias análises. Na Figura 15 apresentam-se os esforços e deslocamentos obtidos nas direções longitudinal e transversal para as várias análises. Note-se que os deslocamentos relativos à análise *pushover* correspondem aos deslocamentos obtidos no limite de convergência do programa de cálculo, ou seja, à capacidade de deformação da estrutura.

Como se pode verificar comparando os valores obtidos através das várias análises levadas a cabo, incluída a análise espectral utilizada no projeto, existem diferenças notórias não sendo estas, no entanto, indicativas de qualquer deficiência de segurança ou desempenho. Os motivos para a discrepância de resultados podem ser divididos em dois grupos.

O primeiro grupo correspondente a princípios inerentes ao cálculo realizado. Em primeiro lugar, a abordagem de cálculo que consiste na análise espectral considera o sismo a atuar na sua totalidade numa direção principal e apenas 30% do mesmo sismo a atuar na direção ortogonal à primeira. Por outro lado, os acelerogramas utilizados na análise dinâmica não linear são pares de registos reais que relacionam e, portanto, são aplicados integralmente em ambas as direções. É natural que, por essa razão, se obtenham valores diferentes dos parâmetros em estudo nas duas análises. Em segundo lugar, note-se que, aquando da realização da análise linear dinâmica, é considerado um coeficiente de comportamento de modo a ter em conta a capacidade de dissipação de energia do sistema estrutural que é igual para toda a estrutura, inclusive para o solo de fundação em todas as zonas envolvidas pelo mesmo, já que toda a ação é afetada do coeficiente de comportamento. Na realização das análises não lineares, por sua vez, foi considerado que não existia dissipação de energia por parte do solo de fundação exceto na zona de aterro que envolve os primeiros metros das estacas dos encontros. Assim sendo, é natural que nesta última análise a capacidade de plastificação global do sistema estrutural seja menor, levando a valores superiores de esforços.

O segundo grupo está associado à própria não-linearidade dos materiais no caso de estudo. Naturalmente, considerando a não-linearidade real dos materiais em cada zona do viaduto, variáveis ao longo do tempo, ao invés de considerar que estes se mantêm em regime linear elástico e que a ductilidade da estrutura é idêntica em todos os pontos da mesma, obtêm-se valores mais próximos dos que se irão verificar no decorrer de uma ação sísmica real. Para além de a perda de rigidez implicar deslocamentos superiores, é importante salientar que essa degradação implica também variações dos modos de vibração fundamentais do sistema estrutural, alterando assim o seu modo de resposta a vibrações, algo que não é considerado nem na análise espectral, nem na análise *pushover*.

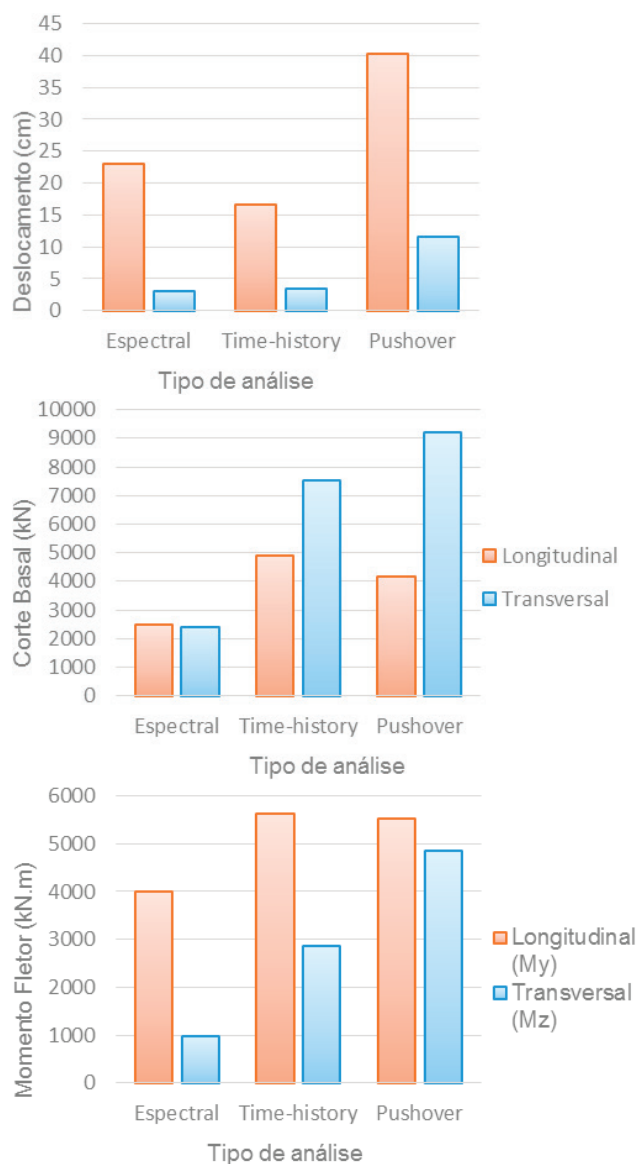


Figura 15 Valores de deslocamento, corte basal e momento fletor obtidos através das análises estudadas

5 Conclusões

Começando pela não-linearidade do solo, no presente trabalho inovou-se nos modelos multilíneares representativos do solo envolvente à estrutura considerando a formação de uma folga (*gap*), que diminui significativamente o amortecimento material proveniente do mesmo. Simplificadamente, foram estudados dois dos parâmetros que mais influenciam a curva histerética característica de um determinado solo e foram apresentados os resultados obtidos para vários parâmetros, dando a compreender a influência que cada um deles tem na capacidade dissipativa global de uma estrutura fundada num determinado solo. Note-se,

no entanto, que os valores por fim adotados são baseados em referências bibliográficas, nas quais é estudado um solo siltoso e que poderão não se aplicar a outros tipos de solo, cujas características de deformação se diferenciam das encontradas no solo em estudo. Este é um tema ainda pouco explorado e é considerado, pelos autores, carente de um estudo mais aprofundado.

No que respeita à comparação entre valores obtidos através das diferentes abordagens de cálculo, claramente se compreende que existem diferenças notórias nos resultados das duas análises para dimensionamento (análise linear por espectro de resposta preconizada pelos regulamentos e análise dinâmica não linear), especialmente nas estimativas de esforços e deslocamentos. No entanto, segundo os resultados observados ao longo deste trabalho, verifica-se, através da análise dinâmica não linear, que a estrutura oferece uma apreciável sobrerresistência relativamente ao previsto. Ou seja, apesar dos resultados distintos, pode concluir-se que o dimensionamento realizado com base nas análises espectrais regulamentadas garante segurança e desempenho estrutural, e que o viaduto em estudo se encontra estruturalmente preparado para enfrentar uma ação sísmica, garantindo a segurança dos utilizadores e sem que ocorram danos graves. Ao comparar o comportamento do sistema estrutural observado na análise estática não linear com o comportamento registado na análise espectral observa-se uma elevada sobrerresistência, associada às duas direções principais do viaduto. No entanto, confrontando os valores da análise *pushover* com os da análise dinâmica não linear, essa sobrerresistência não é tão elevada como a verificada na comparação anterior, podendo esta baixa sobrerresistência ser devida aos elementos de amortecimento considerados na análise *time-history*.

Estes estudos permitem também confirmar a elevada importância que o coeficiente de comportamento apresenta quando se opta por realizar uma análise simplificada. Dado que esse tipo de análise admite uma determinada capacidade de formar rótulas plásticas e de dissipar energia, a escolha do coeficiente de comportamento é muito importante, já que, caso o coeficiente adotado se distancie do real, pode levar a danos superiores aos previstos e mais dispendiosos, ou a dimensionamentos pouco económicos. No caso de estudo, como se pôde observar, o coeficiente de comportamento real mostrou-se inferior ao adotado em projeto. No entanto note-se que o facto de o coeficiente de comportamento ser superior aos coeficientes de comportamento determinados através das análises aqui abordadas não significa que a segurança estrutural não esteja garantida já que a estrutura apresenta uma elevada sobrerresistência relativamente ao previsto, como já foi mencionado. Assim sendo, um coeficiente q mais próximo do real poderia ter levado a um dimensionamento económico, mas é importante voltar a referir que o caso de estudo se considera apto para manter o seu funcionamento estrutural durante uma ocorrência sísmica, não só garantindo segurança como também controlando os danos causados pela ação.

Referências

- [1] Chopra, A. – *Dynamics of Structures*, Pearson Education, 2007.
- [2] Sivaselvan, M.; Reinhorn, A. – "Hysteretic Models for Deteriorating Inelastic Structures". *Journal of Engineering Mechanics*, Julho de 2001.
- [3] CEN, EN 1998-2: Eurocode 8 – *Design of structures for earthquake resistance – Part 2: Bridges*, 2005.
- [4] Azevedo, P. – *Análise de diferentes abordagens para o cálculo sísmico de viadutos no México*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2015.
- [5] GEG, MD-CPR-T1-PE-EST-PTE1.14 – *Memória Descritiva Projeto Ejecutivo Puente PTE1.14*, 2015.
- [6] GEG, *Dictámen geológico-geotécnico*, 2015.
- [7] Coffey, W.F.; Modak, S. – *Determination of Rheological Parameters of Pile Foundations for Bridges for Earthquake Analysis*. Washington State Transportation Center (TRAC), 1997.
- [8] Secretaría de Comunicaciones y Transporte, SCT – "Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares", documento N.PRY. CAR.6.01.005/01, Sismo, 2001.
- [9] CEN, EN 1998-1: Eurocódigo 8 – *Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*, 2010.
- [10] Araújo, M.; Macedo, L.; Marques, M.; Castro, J.M. – "Code-based record selection methods for seismic performance assessment of buildings". *Earthquake Eng Struct. Dyn.*, 45: 129–148. doi: 10.1002/eqe.2620, 2016.

Modelação do comportamento sísmico de edifícios prefabricados de betão armado

Seismic assessment of reinforced concrete precast industrial buildings

Nádia Batalha
Romain Sousa
Hugo Vitorino
Humberto Varum
Paulo Fernandes
Hugo Rodrigues

Resumo

Os edifícios prefabricados de betão armado (BA) são muito comuns no parque industrial português. O comportamento destes edifícios durante sismos recentes na Europa revelou um desempenho sísmico, por vezes, insatisfatório tanto ao nível dos elementos estruturais como não-estruturais. Um dos aspetos que gera maior preocupação nesta tipologia de edifícios diz respeito à capacidade das ligações viga-pilar e, como tal, a avaliação dos seus diferentes mecanismos e metodologias de análise é de elevada importância.

Por forma a identificar as principais vulnerabilidades deste tipo de estruturas em Portugal foi desenvolvido um estudo paramétrico tendo como base um modelo numérico representativo deste tipo de edifícios. Os resultados de análises dinâmicas não lineares permitiram avaliar o impacto que diferentes propriedades estruturais, quer de carácter geral quer ao nível mais específico da ligação viga-pilar, representam no comportamento sísmico destes edifícios, nomeadamente no que respeita à contribuição das componentes de atrito e do efeito de ferrolho na resistência das ligações viga-pilar.

Abstract

Precast reinforced concrete (RC) buildings are very common in the Portuguese industrial park. The behavior of these buildings during recent earthquakes in Europe has shown an unsatisfactory seismic performance at both structural and non-structural elements. One of the most concerning issues in this typology of structures is related with the capacity of beam-to-column connections and, therefore, the assessment of the different mechanisms and methodologies of analysis is of paramount importance. In order to identify the main vulnerabilities of this type of structures in Portugal, a parametric study was carried out based on a representative numerical model of this type of buildings. The results of nonlinear dynamic analysis allowed the evaluation of the importance that different structural properties, both at the general building level and at the beam-to-column connection, have on the seismic behavior of this typology of buildings, namely in what respects the contribution of the friction and dowel effect of the beam-to-column connections.

Palavras-chave: Edifícios prefabricados / Betão armado / Desempenho sísmico /
/ Ligação viga-pilar / Análise dinâmica

Keywords: Precast buildings / Reinforced concrete / Seismic performance /
/ Beam-to-column connections / Dynamic analysis

Nádia Batalha

Estudante de Doutoramento
CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto
Porto, Portugal
up201809163@fe.up.pt

Romain Sousa

Investigador Auxiliar
Instituto Politécnico de Leiria
Leiria, Portugal
romain.r.sousa@ipleiria.pt

Hugo Vitorino

Estudante de Doutoramento
Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro
Aveiro, Portugal
hugo.vitorino@ua.pt

Humberto Varum

Professor Catedrático
CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto
Porto, Portugal
hvarum@fe.up.pt

Paulo Fernandes

Professor Coordenador
CERIS, ESTG, Instituto Politécnico de Leiria
Leiria, Portugal
paulo.fernandes@ipleiria.pt

Hugo Rodrigues

Professor Adjunto
RISCO-ESTG, Instituto Politécnico de Leiria
Leiria, Portugal
hugo.f.rodrigues@ipleiria.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.

BATALHA, N. [et al.] – Modelação do comportamento sísmico de edifícios prefabricados de betão armado. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488 (março 2020) 77-88.

1 Introdução

Quando submetidas a eventos sísmicos de elevada intensidade, as estruturas prefabricadas em betão armado (BA) revelaram um desempenho sísmico pouco satisfatório, apresentando danos ao nível dos elementos estruturais e não estruturais [1]. Mesmo em eventos sísmicos de curta e moderada duração estas estruturas apresentaram altos níveis de danos estruturais, como descrito por Romão *et al.* [1] com base em observações de campo após o terremoto de Lorca em 2011.

Após o terremoto de 2012 em Emilia Romagna (Itália), cerca de metade das estruturas prefabricadas existentes exibiram danos significativos [2], [3]. Os danos mais recorrentes verificam-se na base dos pilares, nomeadamente as rótulas plásticas (Figura 1a) e a perda do suporte das vigas (Figura 1b). A perda do suporte das vigas está diretamente relacionada com a deficiente ligação viga-pilar, que por sua vez está também na origem do destacamento do betão na zona dos cachorros onde apoiam as vigas [2], [4].



a) Rótula plástica na base do pilar



b) Dano devido à falta de suporte de vigas

Figura 1 Exemplos de danos estruturais em edifícios de BA prefabricados

Os diversos relatos de danos em estruturas pré-fabricadas apontaram para a necessidade de desenvolver metodologias consistentes para a modelação, análise e avaliação de construções existentes. Diferentes autores propuseram novas soluções de modelação com recurso a macromodelos (e.g., [5], [8]) e a modelos numéricos mais refinados (e.g., [9], [11]). O uso de modelos refinados tende a

oferecer resultados mais precisos, dada a capacidade de considerar os diferentes mecanismos envolvidos. No entanto, esses modelos são computacionalmente exigentes e, portanto, inadequados para aplicações comuns de engenharia ou análises de risco sísmico.

Ao nível das ligações viga-pilar destacam-se os trabalhos de Casotto *et al.* [5] e Magliulo *et al.* [8], focados no estudo da ligação viga-pilar sem ferrolhos, enquanto Clementi *et al.* [6] apresentam uma análise mais detalhada sobre a importância dos ferrolhos. O macroelemento adotado no presente trabalho segue o modelo proposto por Sousa *et al.* [12], que permite simular explicitamente a contribuição da componente de atrito e do efeito de ferrolho no comportamento global da ligação.

2 Caracterização do comportamento estrutural das ligações viga-pilar

2.1 Principais mecanismos de resistência horizontal

Na Europa, as ligações viga-pilar mais comuns em edifícios prefabricados de BA incorporam ferrolhos de aço, tipicamente com placas de neoprene entre os dois elementos de betão [13]. Neste tipo de ligação, o mecanismo de transferência de forças é assegurado essencialmente pelo efeito do ferrolho e por atrito entre os materiais de interface, betão-betão ou betão-neoprene.

A resistência assegurada pelo ferrolho depende principalmente da dimensão e material do mesmo, mas também da sua posição e condições de confinamento do betão que envolvem os ferrolhos. Se estes estiverem instalados numa região bem confinada e suficientemente afastada das extremidades, a rotura acontece por cedência do ferrolho e esmagamento do betão envolvente. Por outro lado, se estas condições não estiverem asseguradas, a rotura pode ocorrer por destacamento do betão que envolve o ferrolho.

Ao longo dos últimos anos, diversos modelos foram deduzidos a partir de ensaios experimentais de forma a quantificar a capacidade destas ligações (e.g. [14], [17]). Destes importa destacar o modelo empírico proposto por Vintzeleou e Tassios [18], segundo o qual a resistência é estimada com base no diâmetro do ferrolho, das características mecânicas do betão e do aço, e de um parâmetro K que depende do tipo de carregamento e nível de confinamento. Alternativamente, Fischinger *et al.* [17] apresentam um modelo fenomenológico para estimar a capacidade destas ligações em termos de forças e deformações. Esta proposta representa a primeira aproximação à modelação numérica do comportamento dos ferrolhos proposta em Sousa *et al.* [12] e que se encontra descrita mais detalhadamente na secção seguinte.

Relativamente à componente de atrito, a força desenvolvida na interface dos dois elementos depende essencialmente do coeficiente de atrito (μ) e do nível de esforço axial a atuar na superfície de contacto. Por sua vez, de acordo com Magliulo *et al.* [19], o coeficiente de atrito depende essencialmente do esforço axial e da velocidade de escorregamento. Com base na análise de vários ensaios experimentais, Magliulo *et al.* [19] estabeleceram uma relação entre a tensão de compressão e o coeficiente de atrito entre

o betão e o neoprene. Os coeficientes estimados a partir destas equações estão em linha com os propostos em PCI [20] e variam essencialmente entre 0,1 e 0,5, para carregamentos convencionais. Estes valores representam uma redução significativa quando comparados com os valores esperados entre superfícies de betão, que tipicamente variam entre 0,5 e 1,2, dependendo da rugosidade da superfície de contacto e do nível de esforço axial [21].

2.2 Proposta de modelação do comportamento da ligação viga-pilar

Dada a relativa importância das ligações no comportamento global das estruturas prefabricadas de betão armado, o modelo numérico incorpora um elemento que permite simular a contribuição dos diferentes mecanismos, nomeadamente dos ferrolhos, do atrito e da placa de neoprene (Figura 2). As propriedades e o arranjo de cada um destes mecanismos seguem o modelo proposto por Sousa *et al.* [12], e consiste num elemento *zero-length* que compreende diferentes molas axiais, alinhadas em série ou em paralelo, dependendo da maneira como os diferentes mecanismos são ativados na interface entre os pilares e as vigas. Estas molas são definidas nas duas direções horizontais principais, enquanto que as rotações segundo os três eixos principais são libertadas. Na direção vertical é admitida uma elevada rigidez.

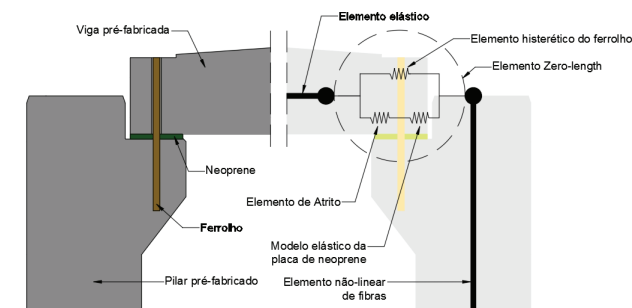


Figura 2 Ligação viga-pilar em edifícios prefabricados de betão armado: configuração típica (esquerda) e esquema do modelo numérico adotado (direita)

O modelo numérico do edifício foi desenvolvido na plataforma de análise estrutural OpenSees [22], e a modelação da componente de atrito foi realizada através da incorporação do modelo de atrito "velNormalFrcDep" no elemento *zero-length* "flatSliderBearing". Esta opção permite ajustar o coeficiente de atrito em função do nível de esforço axial instalado na interface da ligação, permitindo, por outro lado, considerar a flexibilidade da placa de neoprene ao fazer coincidir a rigidez inicial do modelo de atrito com a rigidez lateral da placa de neoprene (Figura 3).

Relativamente à contribuição dos ferrolhos a simulação foi realizada através de um modelo histerético trilinear. Os pontos que definem a envolvente do modelo, bem como as regras de degradação e ciclos de descarga/recarga foram definidos tendo em consideração os estudos apresentados por Sousa *et al.* [12]. O modelo adotado e os respetivos parâmetros foram previamente validados através da comparação com ensaios experimentais tendo revelado uma

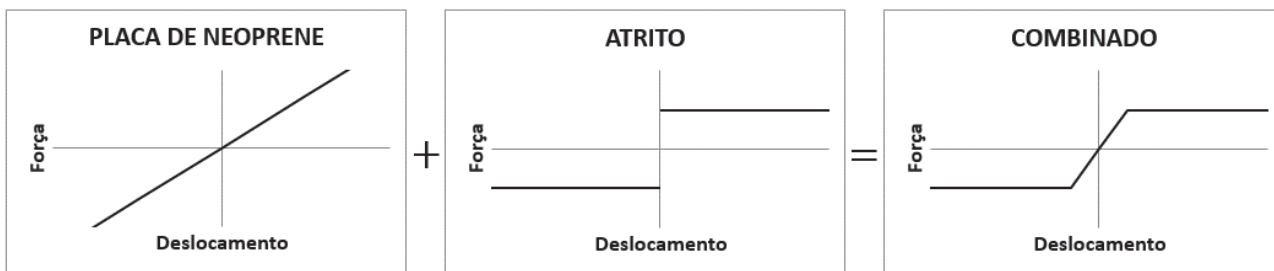


Figura 3 Combinação da componente da placa de neoprene e da componente de atrito

aproximação bastante satisfatória em termos de resistência máxima, capacidade de deformação e energia histerética dissipada, como ilustrado no exemplo apresentado na Figura 4.

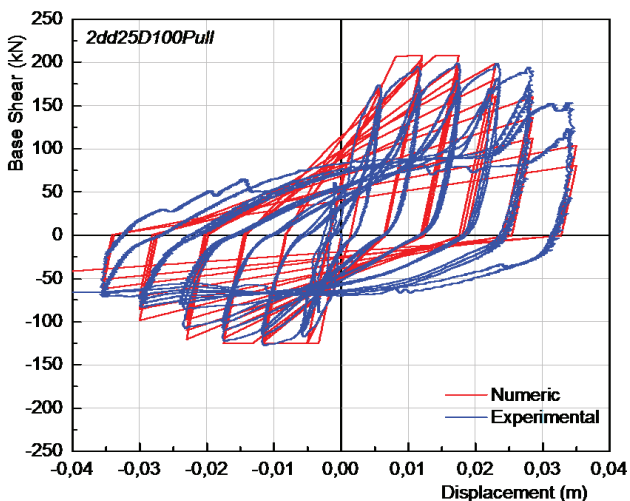


Figura 4 Comparação entre resposta experimental e numérica de uma ligação viga-pilar sujeita a cargas cíclicas [12]

3 Estudo paramétrico

3.1 Descrição do caso de estudo

O edifício industrial prefabricado de betão armado em análise apresenta uma estrutura constituída por um piso com uma área de $180 \times 175 \text{ m}^2$ e 12 m de altura (Figura 5). O edifício possui 5 vãos na direção X com 35 m de comprimento cada e 15 vãos na direção Y com 12 m de comprimento cada. Os pilares têm uma secção retangular de $0,70 \times 0,50 \text{ m}^2$, enquanto as vigas são pré-esforçadas com uma secção variável I, segundo o vão mais longo (Figura 6), e secção retangular segundo o menor vão com uma secção de $0,50 \times 0,45 \text{ m}^2$. Ao nível dos materiais foi considerada a classe de resistência C40/50 e S500 NR-SD, para o betão e para o aço, respetivamente. Ao nível das ligações viga-pilar, a viga é ligada mecanicamente ao pilar através de 2 ferrolhos de aço com

diâmetro de 0,024 e 0,020 m nas vigas ao longo da direção X e Y, respetivamente. A ligação viga-pilar é feita com recurso a cachorros na direção X assente em 0,35 m e na direção Y as vigas são assentes em 0,25 m diretamente no topo de cada pilar. Estes ferrolhos são betonados em conjunto com o pilar, e são posteriormente ligados à viga em negativos, que são posteriormente preenchidos com uma argamassa adequada.

Tipicamente, é assumido que estas ligações não restringem as rotações entre os dois elementos, e a transferência de forças horizontais entre a viga e o pilar é essencialmente garantida por atrito e pelos ferrolhos [13].

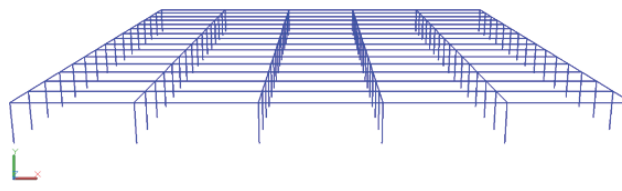


Figura 5 Modelo numérico espacial do edifício em estudo

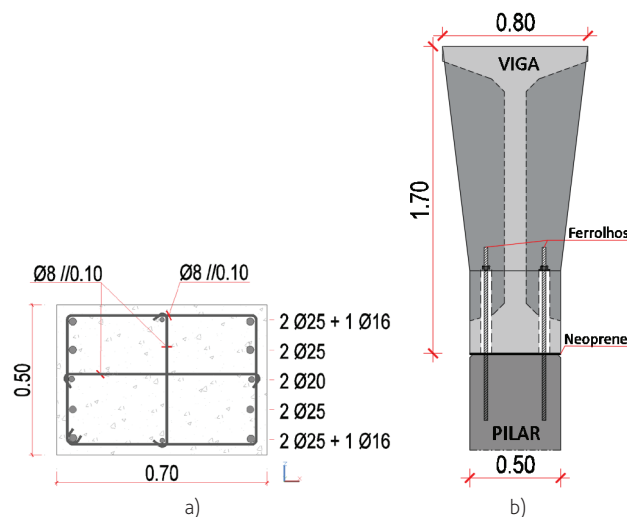


Figura 6 Detalhes da secção transversal dos pilares (a) e vigas longitudinais (b)

Por fim, foi considerada uma carga vertical distribuída ao longo das vigas com um valor de 0,65 kN/m², que inclui o peso próprio da cobertura e dos elementos de betão armado.

3.2 Modelação numérica

Os modelos numéricos 3D foram definidos na plataforma de análise estrutural OpenSees [22] e submetidos a uma análise incremental dinâmica (IDA). Dada a elevada resistência das vigas e as suas condições de apoio (idealizadas como simplesmente apoiadas), não é expectável que sejam particularmente vulneráveis à ação sísmica pelo que estas foram modeladas com elementos elásticos. Por outro lado, os pilares foram modelados através de elementos não lineares de plasticidade distribuída com formulação em forças, assumindo uma ligação encastrada na base dos mesmos.

A interação da estrutura principal com os painéis de revestimento não foi tida em consideração uma vez que, de acordo com Brunesi *et al.* [23], a interação destes com a estrutura principal é principalmente relevante durante a fase de resposta elástica.

Relativamente aos materiais, o betão foi modelado com o modelo *Concrete 01*, proposto por Kent-Scott-Park em Kent and Park [24], enquanto o aço foi simulado através do modelo *Steel 02* proposto por Menegotto & Pinto [25]. Os parâmetros adotados neste modelos são apresentados nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1 Parâmetros para modelar o betão *Concrete 01* no software OpenSees

	Betão não confinado		Betão confinado	
Tensão de compressão (MPa)	f_{pc}	48	f_{pc_c}	62,4
Extensão na resistência máxima	eps_{c0}	0,0035	eps_{c0_c}	0,005
Tensão de compressão residual (MPa)	f_{pcu}	9,6	f_{pcu_c}	50,7
Extensão última	eps_U	0,018	eps_{U_c}	0,025

Tabela 2 Parâmetros para modelar o aço *Steel 02* no software OpenSees

Tensão de cedência (MPa)	F_y	550
Módulo de elasticidade (MPa)	E_s	200×10^3
"Strain-hardening ratio"	b_s	0,01
Parâmetros para controlo da transição entre regime elástico e inelástico	R_o	18
	$cR1$	0,925
	$cR2$	0,15

Como descrito na secção anterior, as ligações viga-pilar foram modeladas à imagem do modelo apresentado por Sousa *et al.* [12]. Os parâmetros da ligação considerados para a componente de atrito (*velNormalFrcDep*) e da placa de neoprene, incorporados no elemento *flatSliderBearing*, são indicados na Tabela 3.

Tabela 3 Parâmetros considerados na definição do elemento *flatSliderBearing*

Placas de Neoprene		
Módulo de corte [MPa]	G	1
Área de apoio [m ²]	A_{pad}	0,08
Espessura [m]	t	0,02
Rigidez de corte	K	GA_{pad}/t
Atrito		
	$aSlow$	$0,445/(A_{pad}^{-0,163})$
	$nSlow$	0,837
	$aFast$	$aSlow$
	$nFast$	$nSlow$
Parâmetros que definem a lei que estabelece a relação entre carga axial, velocidade e coeficiente de atrito	$alpha0$	0
	$alpha1$	0
	$alpha2$	0
	$maxMuFat$	$0,49/\mu$

Por sua vez, a contribuição dos ferrolhos foi modelada assumindo uma relação força-deslocamento trilinear através do material *Hysteretic*. Este material genérico é definido por seis pares força-deslocamento, juntamente com cinco parâmetros que permitem ajustar a resistência em função do número e amplitude dos ciclos de carga imposta. Estes parâmetros foram determinados através das expressões e parâmetros propostos por Sousa *et al.* [12] e encontram-se resumidos na Tabela 4.

Tabela 4 Parâmetros considerados na modelação dos ferrolhos através do elemento *Hysteretic*

Propriedades dos ferrolhos		
Módulo de elasticidade ferrolho (MPa)	$E_{s,dowel}$	200 000
Tensão de cedência (MPa)	$F_{Y,dowel}$	550
Tensão última (MPa)	$F_{U,dowel}$	660
Tensão de compressão do betão (MPa)	F_c	48
Ligação das vigas alinhadas segundo a direção X		
Número de ferrolhos		2
Diâmetro dos ferrolhos (mm)	d_p	24
Parâmetro do modelo proposto por Fischinger <i>et al.</i> [17]	β_p	0,025
Rotação máxima dos ferrolhos	$rot_{max,P}$	0,4
Recobrimento segundo X (mm)	$dd_{p,X}$	150
Recobrimento segundo Y (mm)	$dd_{p,Y}$	140
Ligação das vigas alinhadas segundo a direção Y		
Número de ferrolhos		2
Diâmetro dos ferrolhos (mm)	d_s	20
Parâmetro do modelo	β_s	0,030
Rotação máxima dos ferrolhos	$rot_{max,S}$	0,4
Recobrimento segundo X (mm)	$dd_{s,X}$	80
Recobrimento segundo Y (mm)	$dd_{s,Y}$	150
Propriedades do modelo <i>Hysteretic</i>		
Coefficiente de confinamento	KConf	2,4
Parâmetros de ajuste do modelo proposto por Fischinger <i>et al.</i> [17]	γ_y	3,5
	γ_{spal}	1,1
	γ_u	6
Parâmetros que definem as leis de degradação, descarga e recarga do modelo trilinear	pinchX	0,5
	pinchY	0,5
	damage1	0
	damage2	0,06
	beta	0,01

3.3 Definição da ação sísmica

Para realizar as análises dinâmicas foram seleccionados 20 acelerogramas relativos a eventos sísmicos reais [26]. Destes registos, 10 são do Tipo 1 e 10 do Tipo 2, e a média das acelerações espectrais segue aproximadamente o espectro de resposta proposto no Eurocódigo 8 para a região de Lisboa e tipo de solo A (Figura 7). Para realizar a IDA, cada um destes registos foi escalado em 10 intensidades com incrementos de intensidade de 0,1 g medidos em termos de PGA, considerando um limite inferior de 0,1 g e um limite superior de 1 g. Os sismos Tipo 1 e Tipo 2 foram escalados de igual forma.

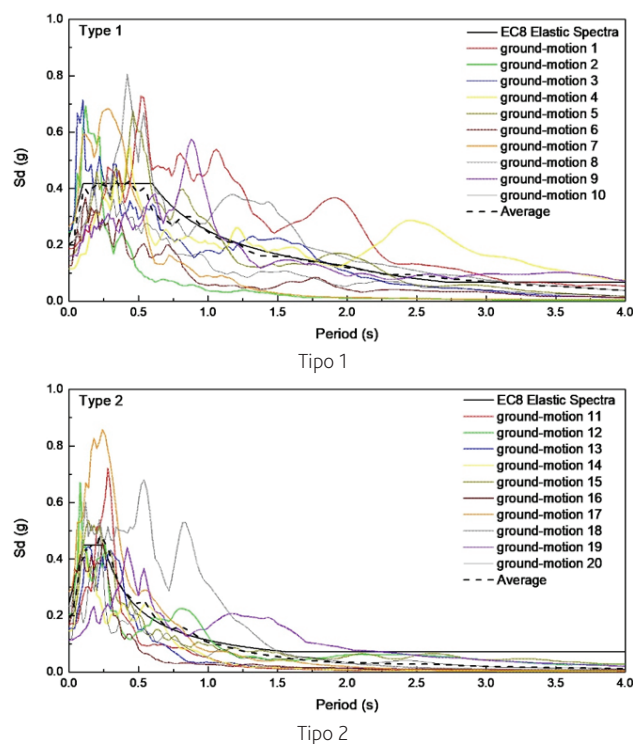


Figura 7 Espectro de resposta elástico das acelerações do solo utilizadas

3.4 Parâmetros analisados

Para avaliar o desempenho sísmico da estrutura, foi realizado um estudo paramétrico focado na resposta das ligações viga-pilar, nomeadamente na importância relativa da contribuição dos ferrolhos, neoprene e atrito. Cada variante do modelo foi nomeada de acordo com as propriedades listadas na Tabela 5. Como modelo original (na tabela referido como modelo tipo) foi considerado o modelo DFNC. Todos os outros modelos considerados foram construídos a partir desse.

Tabela 5 Lista de propriedades consideradas nos diferentes modelos

Modelo	Altura pilares [m]	Número/Diâmetro ferrolhos [mm]		Atrito	Espessura neoprene [mm]
		X Dir.	Y Dir.		
PC	12	Ligação rotulada			
DFNC (modelo tipo)	12	2 Ø24	2 Ø20	sim	20
DC	12	2 Ø24	2 Ø20	NC	NC
FNC	12	NC	NC	sim	20
DFNC6	6	2 Ø24	2 Ø20	sim	20

NC Não considerado

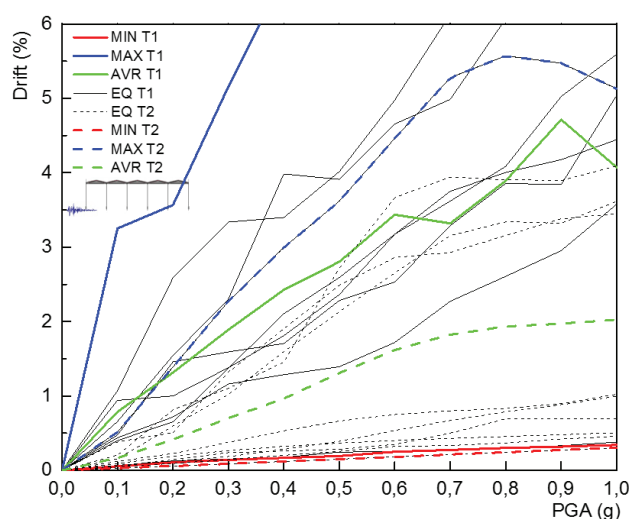
4 Análise dos resultados

Nas secções seguintes, os resultados são apresentados em termos de deformações máximas ao nível dos pilares, bem como em termos de coeficiente sísmico global. Para cada um destes parâmetros de resposta, é indicada a resposta para cada registo sísmico (cor preta) bem como a envolvente máxima e mínima, e a curva média, a azul, vermelho e verde, respetivamente.

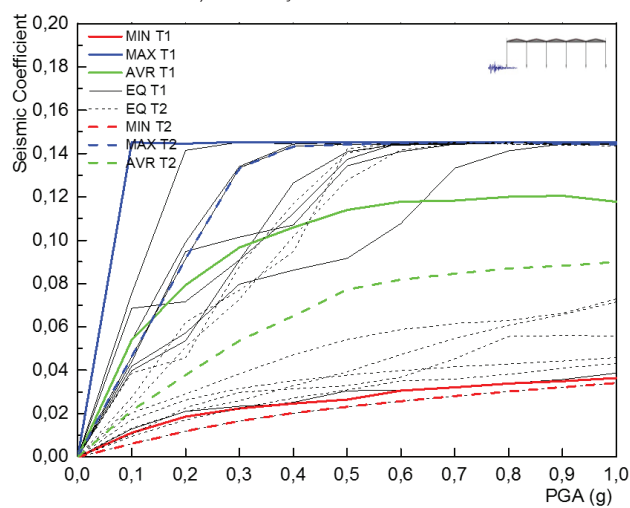
4.1 Comparação 2D da resposta estrutural para diferentes espectros de resposta

A seguinte abordagem consiste numa primeira análise que tem como objetivo a comparação da resposta estrutural do modelo 2D face a diferentes espectros de resposta. Os espectros de resposta considerados na análise foram espectros de sismos tipo 1 e tipo 2, nomeadamente sismos afastados e próximos, respetivamente, segundo a classificação preconizada no Eurocódigo 8.

Uma primeira análise dos resultados, que podem ser consultados na Figura 8, indica que para iguais níveis de acelerações máximas ao nível da base (PGA¹), a deformação relativa dos pilares e as forças desenvolvidas ao nível da base são maiores quando a estrutura é submetida a registos sísmicos característicos de um espectro de resposta do tipo 1. Este efeito está essencialmente relacionado com o facto de, para períodos de vibração próximos do período de vibração fundamental da estrutura ($T = 2,27s$), as ordenadas espectrais dos sismos do tipo 1 serem superiores àquelas observadas para os sinais do tipo 2 (Figura 7). Por esta razão, os resultados apresentados nas secções seguintes referem-se apenas à resposta medida para os registos sísmicos do tipo 1. De referir que o mesmo se aplica para o modelo com pilares de 6 metros de altura (DFNC6), tendo um período de vibração fundamental de 0,79 segundos.



a) Deformação relativa máxima



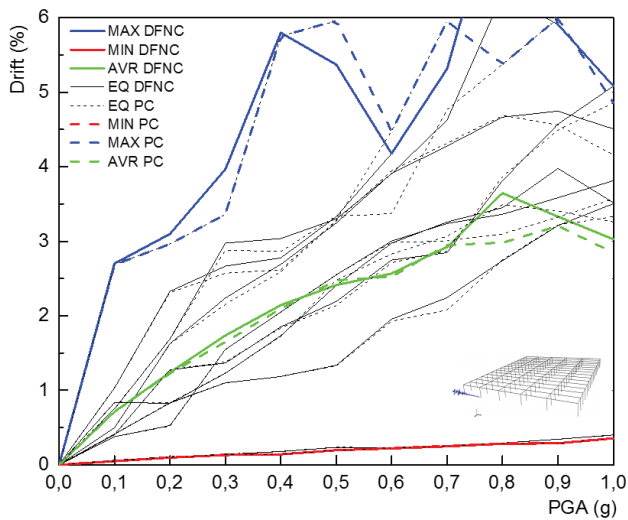
b) Coeficiente sísmico

Figura 8 Comparação da resposta estrutural para registos sísmicos compatíveis com o espectro de resposta do Tipo 1 e 2 para o modelo tipo (DFNC) na direção X

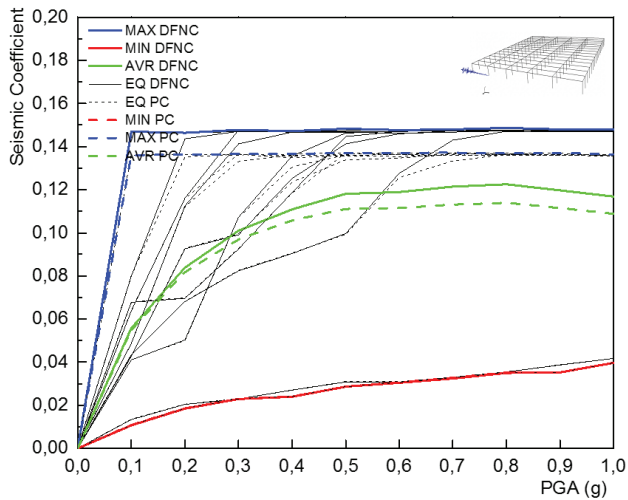
4.2 Avaliação da consideração de um modelo simplificado com ligação rotulada

Quando se compara o modelo com todas as componentes da ligação (DFNC) com o modelo com ligações rotuladas (PC) verifica-se que a resposta estrutural não é muito divergente. Na Figura 9 estão representadas as deformações relativas dos pilares e os coeficientes sísmicos para os modelos DFNC e PC, segundo a direção X. A baixa diferença observada ao nível das forças e das deformações revela que as ligações se encontram devidamente dimensionadas uma vez que garantem uma resistência e rigidez capazes de suportar ações sísmicas elevadas com um baixo nível de deformações.

¹ Do inglês Peak Ground Acceleration



a) Comparação de deformações relativas dos pilares



b) Comparação de coeficientes sísmicos

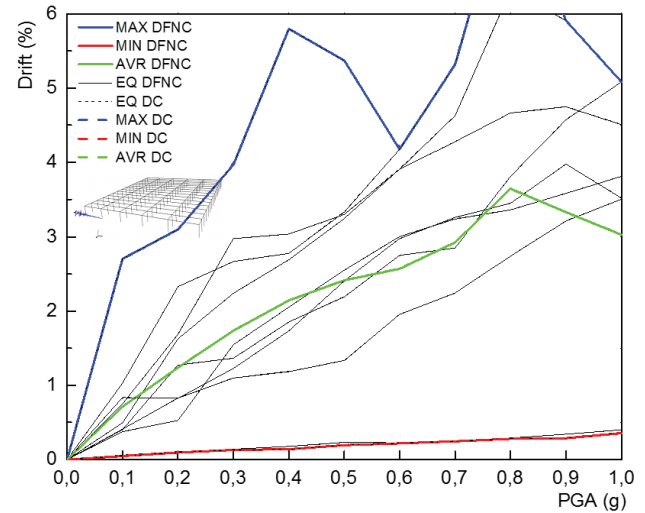
Figura 9 Resposta dos modelos com ligação DFNC e com ligação rotulada segundo a direção X

4.3 Avaliação da contribuição da componente de atrito

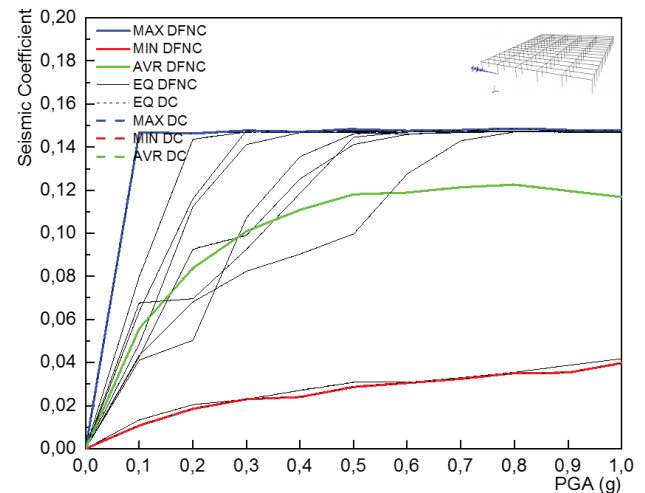
Na presente secção, o modelo com todas as componentes (DFNC) é comparado com o modelo apenas com ferrolhos (DC). Os resultados apresentados na Figura 10 demonstram que não existem diferenças entre os dois modelos.

Apesar de estudos anteriores apontarem para uma contribuição da componente do atrito de cerca de 25% da resistência global

da ligação [12], tais valores não são observados, dada a elevada flexibilidade horizontal dos pilares, comparativamente à rigidez assegurada pelos ferrolhos. Como tal, neste caso, a resposta sísmica do edifício é controlada pela flexibilidade dos pilares.



a) Comparação de deformações relativas dos pilares



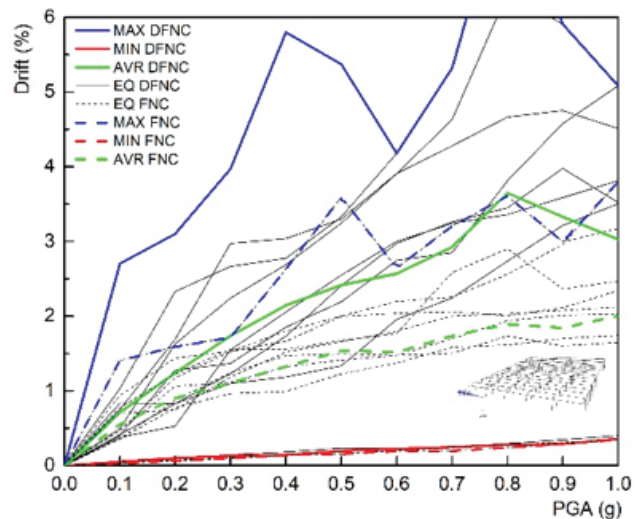
b) Comparação de coeficientes sísmicos

Figura 10 Resposta dos modelos com ligações DC e DFNC segundo a direção X

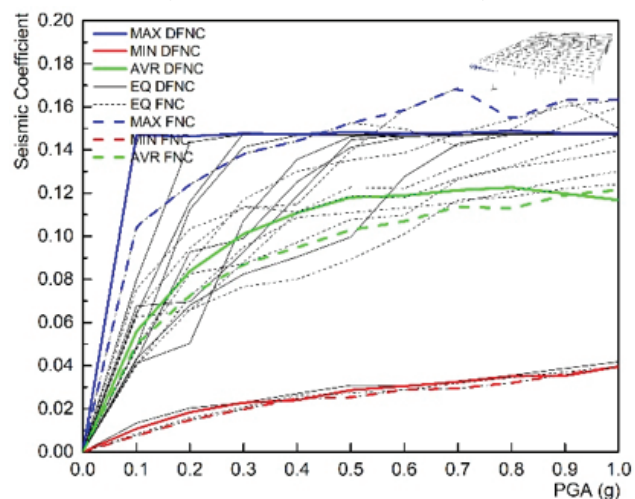
4.4 Avaliação da contribuição dos ferrolhos

Nesta secção é apresentada a análise comparativa das ligações com e sem ferrolhos (DFNC e FNC, respetivamente). Os resultados apresentados na Figura 11 demonstram a importância destes

elementos no comportamento sísmico da estrutura. Para o mesmo nível de PGA, os pilares nos modelos sem ferrolhos apresentam deformações relativas significativamente inferiores àquelas desenvolvidas no modelo com ferrolhos. Como ilustrado na Figura 12, no modelo sem ferrolhos, as deformações concentram-se essencialmente ao nível das ligações. Estes resultados estão em linha com os danos observados em eventos sísmicos anteriores. Nestes casos, a resistência horizontal ao nível da ligação é garantida essencialmente por atrito e, portanto, a sua capacidade de resistir a cargas horizontais é severamente comprometida.

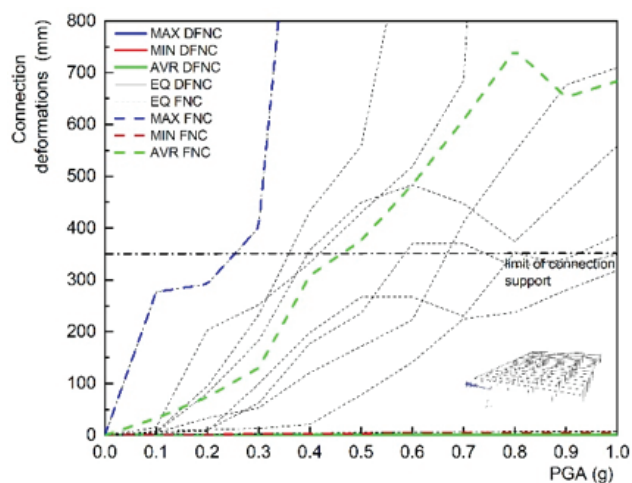


a) Comparação de deformações relativas dos pilares

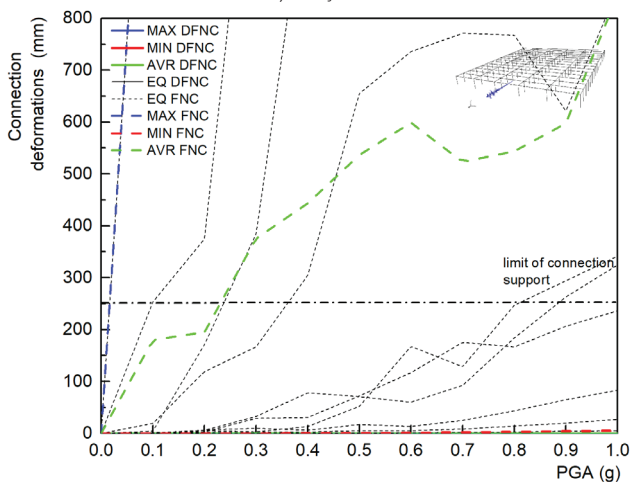


b) Comparação de coeficientes sísmicos

Figura 11 Resposta dos modelos com ligações DFNC e FNC segundo a direção X



a) Direção X



b) Direção Y

Figura 12 Deformação nas ligações viga-pilar nos modelos DFNC e FNC para registos sísmicos Tipo 1

4.5 Importância da altura dos pilares

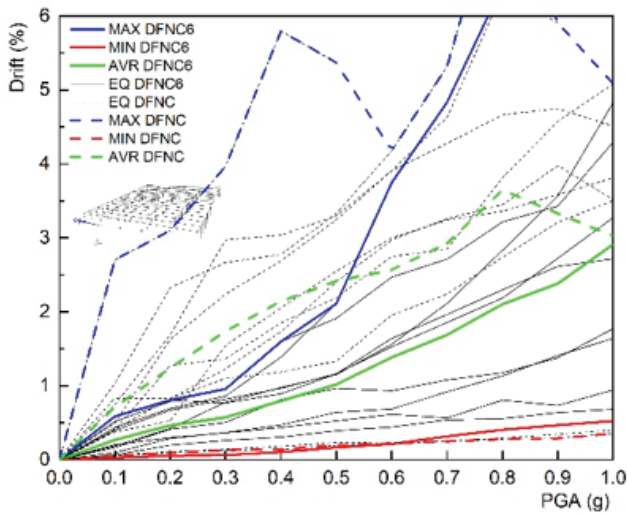
A altura dos pilares dos edifícios prefabricados pode variar significativamente, variando geralmente entre 6 e 12 m. Para avaliar este efeito, a altura dos pilares foi reduzida de 12 m, no edifício de referência (DFNC), para 6 m no modelo alternativo (DFNC6). O primeiro resultado relevante dessa comparação diz respeito à modificação nas propriedades dinâmicas dos edifícios. Como era esperado e como a Tabela 6 mostra, as frequências naturais da estrutura com 6 m de altura são quase três vezes superiores às da estrutura com 12 m de altura.

Tabela 6 Comparação das frequências de vibração nos modelos DFNC com 6 e 12 m de altura para a direção X

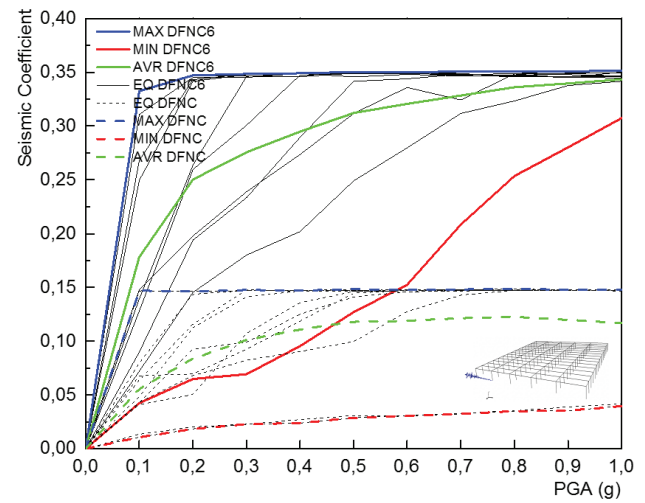
Modelo	Altura (m)			
	6 m		12 m	
	Frequência (Hz)		Frequência (Hz)	
DFNC	f_1	1,26	f_1	0,44
	f_2	1,85	f_2	0,65

Adicionalmente, a diminuição da altura dos pilares conduz a uma redução da deformação horizontal dos pilares e a um aumento do coeficiente sísmico, como ilustrado na Figura 13.

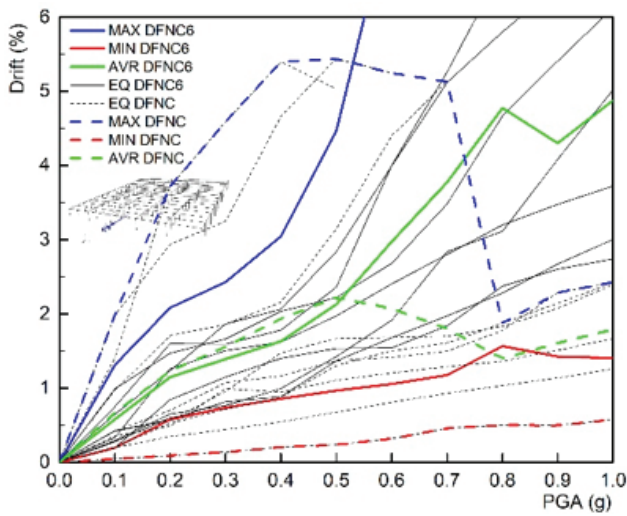
No que diz respeito ao comportamento da ligação, é interessante notar que as deformações aumentam substancialmente no modelo DFNC6. Esse efeito destaca a necessidade de ajustar as propriedades da ligação em função da resistência dos pilares. Com a redução na altura dos pilares (e mantendo as propriedades da ligação inalteradas), as forças de corte nos pilares aumentam, levando a um aumento das forças horizontais na ligação e, conseqüentemente, a um aumento das deformações, quando comparado com os modelos com 12 m, sendo estas deformações no entanto muito reduzidas, como se pode verificar na Figura 14. Por outras palavras, para exibir um comportamento sísmico adequado, a ligação deve apresentar uma resistência pelo menos igual à resistência horizontal dos pilares que a suportam.



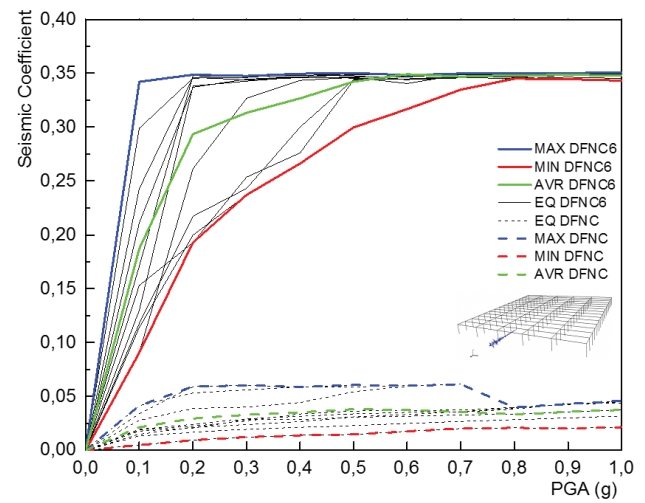
a) Deformação máxima – direção X



b) Coeficiente sísmico – direção X



c) Deformação máxima – direção Y



d) Coeficiente sísmico – direção Y

Figura 13 Modelo DFNC6 e DFNC segundo as direções X e Y

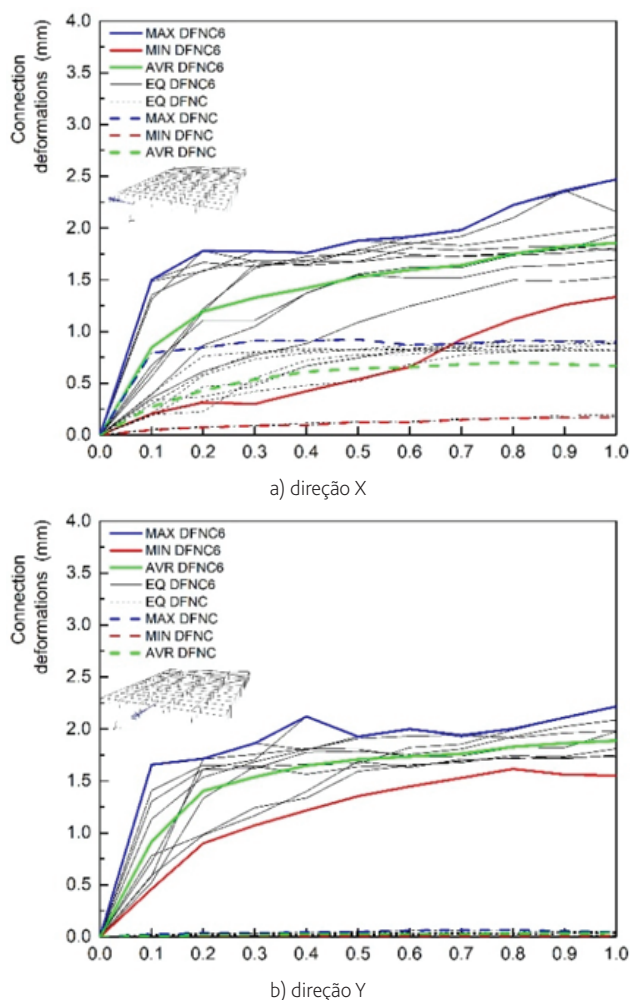


Figura 14 Deformação da ligação: DFNC6 e DFNC segundo as direções X e Y

5 Comentários finais

Este artigo apresenta um estudo paramétrico realizado com o objetivo de avaliar a importância dos diferentes mecanismos envolvidos na resposta sísmica das ligações viga-pilar em edifícios industriais prefabricados em betão armado. Para tal, foram realizadas análises dinâmicas não lineares considerando um modelo numérico 3D, representativo dos edifícios industriais comuns desta tipologia. Por esta razão, acredita-se que a discussão dos resultados obtidos neste estudo não seja necessariamente limitada ao estudo de caso considerado e que seja possível extrair conclusões válidas para a generalidade dessa tipologia de edifícios.

Os edifícios prefabricados em betão armado são geralmente estruturas flexíveis quando comparados com edifícios de betão armado convencionais. Por esse motivo, esses edifícios têm tendência a ser mais sensíveis ao movimento do solo a longas distâncias epicentrais, que tendem a apresentar maiores acelerações

espectrais para períodos de vibração mais longos (geralmente designados como ação sísmica Tipo 1, de acordo com EC8).

Foi observado ainda que edifícios com menor altura têm uma propensão para apresentar uma resposta sísmica de maior amplitude comparando com os que apresentam uma altura superior, em resultado de uma diminuição do período natural de vibração, e consequente aproximação ao conteúdo de frequência dos registos sísmicos.

Relativamente à resposta das ligações viga-pilar, os resultados demonstram a importância destes elementos no comportamento sísmico global da estrutura. Na presença de edifícios com ligações com ferrolhos dimensionados adequadamente, são esperadas pequenas deformações ao nível das ligações e, portanto, a resposta das estruturas tende a ser controlada pelas propriedades dos elementos verticais. Nestes casos, a modelação da ligação viga-pilar através de uma ligação rotulada, apresenta-se como uma abordagem numérica simplificada e com um nível de precisão que se pode considerar aceitável face aos resultados verificados.

Por outro lado, na ausência de ferrolhos, ou nos casos em que estes não são dimensionados adequadamente, espera-se que ocorra uma concentração de dano ao nível da ligação, enquanto os pilares permanecem essencialmente indeformáveis, o que vai de encontro aos danos registados em observações de campo após sismos recentes.

Para casos intermédios, ou seja, ligações viga-pilar em que os ferrolhos não foram dimensionados adequadamente é recomendada a consideração explícita das propriedades da ligação, por forma a estimar a real capacidade da ligação, especialmente em termos de capacidade de deformação, de forma a evitar danos locais ou até o colapso das vigas.

Por fim, e não menos importante, das análises apresentadas pôde-se concluir que a consideração do neoprene e da componente de atrito não apresentam um contributo significativo nos resultados dos modelos apresentados. Importante referir que para estruturas onde a ligação é mais solicitada, a consideração destes componentes é relevante, devendo por isso utilizar-se macromodelos, como o apresentado no presente artigo, para a representação da ligação.

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por: Projeto POCI-01-0145-FEDER-028439 – SeismicPRECAST Seismic performance ASSESSMENT of existing Precast Industrial buildings and development of Innovative Retrofitting sustainable solutions” – financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI) e com o apoio financeiro da FCT/MCTES através de fundos nacionais (PIDDAC). O primeiro autor agradece à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/139723/2018 e o terceiro autor agradece à FCT – Fundação para a Ciência e a Tecnologia pela Bolsa de Doutoramento com a referência SFRH/BD/148582/2019.

Referências

- [1] Romão, X.; Costa, A.A.; Paupério, E.; Rodrigues, H.; Vicente, R.; Varum, H.; Costa, A. – “Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake”, *Eng. Fail. Anal.*, vol. 34, pp. 670-692, 2013.
- [2] Liberatore, L.; Sorrentino, L.; Liberatore, D.; Decanini, L. – “Failure of industrial structures induced by the Emilia (Italy) 2012 earthquakes”, *Eng. Fail. Anal.*, vol. 34, pp. 629-647, 2013.
- [3] Bournas, D.; Negro, P.; Taucer, F.F. – “Performance of industrial buildings during the Emilia earthquakes in Northern Italy and recommendations for their strengthening”, *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 12, no. 5, pp. 2383-2404, 2013.
- [4] Minghini, F.; Ongaretto, E.; Ligabue, V.; Savoia, M.; Tullini, N. – “Observational failure analysis of precast buildings after the 2012 Emilia earthquakes”, *Earthq. Struct.*, vol. 11, no. 2, pp. 327-346, 2016.
- [5] Casotto, C.; Silva, V.; Crowley, H.; Nascimbene, R.; Pinho, R. – “Seismic fragility of Italian RC precast industrial structures”, *Eng. Struct.*, vol. 94, pp. 122-136, 2015.
- [6] Clementi, F.; Scalbi, A.; Lenci, S. – “Seismic performance of precast reinforced concrete buildings with dowel pin connections”, *J. Build. Eng.*, vol. 7, pp. 224-238, 2016.
- [7] Beilic, D.; Casotto, C.; Nascimbene, R.; Cicola, D.; Rodrigues, D. – “Seismic fragility curves of single storey RC precast structures by comparing different Italian codes”, *Earthquakes Struct.*, vol. 12, no. 3, pp. 359-374, Jan. 2017.
- [8] Magliulo, G.; Fabbrocino, G.; Manfredi, G. – “Seismic assessment of existing precast industrial buildings using static and dynamic nonlinear analyses”, *Eng. Struct.*, vol. 30, no. 9, pp. 2580-2588, 2008.
- [9] Elsanadedy, H.M.; Almusallam, T.H.; Al-salloum, Y.A.; Abbas, H. – “Investigation of precast RC beam-column assemblies under column-loss scenario”, *Constr. Build. Mater.*, vol. 142, pp. 552-571, 2017.
- [10] Feng, D.; Wu, G.; Lu, Y. – “Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading”, *Eng. Struct.*, vol. 174, no. May, pp. 49-66, 2018.
- [11] Kataoka, M.; Ferreira, M.; Debs, A. – “Nonlinear FE analysis of slab-beam-column connection in precast concrete structures”, *Eng. Struct.*, vol. 143, pp. 306-315, 2017.
- [12] Sousa, R.; Batalha, N.; Rodrigues, H. – “Numerical simulation of beam-to-column connections in precast reinforced concrete buildings using fibre-based frame models”, *Eng. Struct.*, 2019.
- [13] Bournas, D.A.; Negro, P.; Molina, F.J. – “Pseudodynamic tests on a full-scale 3-storey precast concrete building: Behavior of the mechanical connections and floor diaphragms”, *Eng. Struct.*, vol. 57, pp. 609-627, 2013.
- [14] Psycharis, I.N.; Mouzakis, H.P. – “Shear resistance of pinned connections of precast members to monotonic and cyclic loading”, *Eng. Struct.*, vol. 41, pp. 413-427, 2012.
- [15] Toniolo, G. – “European research on seismic behaviour of precast structures”, in *2012 NZSEE Conference*, 2012.
- [16] Magliulo, G.; Ercolino, M.; Cimmino, M.; Capozzi, V.; Manfredi, G. – “FEM analysis of the strength of RC beam-to-column dowel connections under monotonic actions”, *Constr. Build. Mater.*, vol. 69, pp. 271-284, 2014.
- [17] Fischinger, M.; Zoubek, B.; Isakovic, T. – “Seismic behaviour of the beam-to-column dowel connections: Macro modelling”, *4th Int. Conf. Comput. Methods Struct. Dyn. Earthq. Eng. COMPDYN 2013*, no. June, pp. 1523-1532, 2013.
- [18] Vintzeleou, E.N.; Tassios, T.P. – “Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions”, *Magazine of Concrete Research*, 1986.
- [19] Magliulo, G.; Capozzi, V.; Fabbrocino, G.; Manfredi, G. – “Neoprene – concrete friction relationships for seismic assessment of existing precast buildings”, *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 2, pp. 532-538, 2011.
- [20] PCI-Precast/Prestressed Concrete Institute – *PCI design handbook. Precast and Prestressed Concrete*, 3rd ed. Rath, Rath & Johnson Inc., 1985.
- [21] Demartino, C.; Vanzi, I.; Monti, G. – “Precast industrial buildings in Southern Europe: loss of support at frictional beam-to-column connections under seismic actions”, *Bull. Earthq. Eng.*, vol. 16, no. 1, pp. 259-294, 2017.
- [22] “OpenSees” [Online] – Available: <http://opensees.berkeley.edu/%0A%0A>. [Accessed: 20-Sep-2001].
- [23] Brunesi, E.; Nascimbene, R.; Bolognini, D.; Bellotti, D. – “Experimental investigation of the cyclic response of reinforced precast concrete framed structures”, *PCI J.*, no. April, 2015.
- [24] Kent, D.C.; Park, R. – “Flexural members with confined concrete”, *J. Struct. Div.*, vol. 97, no. 7, pp. 1969-1990, 1971.
- [25] Menegotto, M.; Pinto, P.E. – “Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending,” in *IABSE symposium of resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads*, vol. 13, International Association of Bridge and Structural Engineering, 1973, pp. 5-22.
- [26] Araújo, M.; Macedo, L.; Marques, M.; Castro, J.M. – “Code-based record selection methods for seismic performance assessment of buildings”, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, pp. 129-148, 2016.

Assessment of seismic vulnerability of non-seismically designed unreinforced masonry buildings through shake table testing

Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios em alvenaria simples sem dimensionamento sísmico através de ensaios em mesa sísmica

António A. Correia, Ana I. Marques, Alfredo Campos Costa
Paulo X. Candeias, Vasco Bernardo, Umberto Tomassetti
Stylianos Kallioras, Francesco Graziotti

Abstract

The response of three full-scale unreinforced masonry buildings, without specific seismic detailing, as observed in shake table testing at LNEC for a seismic action representative of induced seismicity, is presented. The first building specimen simulated the upper floor and roof of the end-unit of a two-storey terraced house, built with unreinforced cavity walls, a reinforced concrete slab and a pitched timber roof. The second specimen was a replica of the roof of the first building. The third specimen represented instead a one-story detached pre-1940's house, built with double-wythe unreinforced clay masonry walls, a timber floor and a steep-pitch roof supported on timber trusses. The specimens were tested up to partial collapse or near-collapse conditions. This paper summarises the main characteristics of the specimens and their experimental results, illustrating their dynamic response and the evolution of damage.

Resumo

Apresenta-se a resposta de três modelos à escala real em alvenaria não reforçada, não dimensionados sísmicamente, tal como observada em ensaios na plataforma sísmica do LNEC para uma ação representativa de sismicidade induzida. O primeiro modelo representa o 1º piso e cobertura da unidade final de um conjunto de edifícios em banda, de dois pisos, com paredes de pano duplo, com ligadores metálicos e em alvenaria de tijolo não reforçada, laje em betão armado e cobertura inclinada em madeira. O segundo modelo é uma réplica da cobertura do primeiro. Por outro lado, o terceiro modelo representa uma moradia isolada pré-1940 de um piso, com paredes em alvenaria de tijolo com aparelho holandês, piso em madeira e cobertura de elevada inclinação em madeira. Os modelos foram ensaiados até condições de colapso parcial ou pré-colapso. Este artigo apresenta sucintamente as principais características dos modelos e os resultados experimentais, a sua resposta dinâmica e a evolução do dano.

Keywords: Unreinforced masonry building / Full-scale shake table test / Induced seismicity / Limit states / Collapse

Palavras-chave: Alvenaria simples / Ensaios em mesa sísmica à escala real / Sismicidade induzida / Estados limites / Colapso

António A. Correia

Investigador Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
aacorreia@lnec.pt

Ana I. Marques

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

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
alf@lnec.pt

Paulo X. Candeias

Investigador Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
pcandeias@lnec.pt

Vasco Bernardo

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

Umberto Tomassetti

Doutorando
Univ. Pavia/EUCENTRE
Pavia, Itália
umberto.tomassetti01@universitadipavia.it

Stylianos Kallioras

Doutorando
IUSS Pavia/EUCENTRE
Pavia, Itália
stylianos.kallioras@iusspavia.it

Francesco Graziotti

Professor Auxiliar
Univ. Pavia/EUCENTRE
Pavia, Itália
francesco.graziotti@unipv.it

Aviso legal

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

Legal notice

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

CORREIA, A.A. [et al.] – Assessment of seismic vulnerability of non-seismically designed unreinforced masonry buildings through shake table testing. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 89-98.

1 Introduction

This paper discusses the results of three shake table tests, performed at LNEC on full-scale unreinforced masonry (URM) buildings without specific seismic detailing. The geometric and mechanical characteristics of the three prototype buildings, the testing protocol, and the experimental results in terms of damage evolution, response and collapse mechanism are presented. The testing programme was part of a wider research project aimed at assessing the seismic vulnerability of buildings typical of the Groningen region, located in Northeast Netherlands. This area, historically not prone to tectonic ground motions, during the last two decades has been subjected to earthquakes induced by reservoir depletion due to gas extraction [1]. Local structures, not specifically designed for seismic actions, have been exposed to low-intensity shakings, with URM representing almost 90% of the building stock [2].

Because of the limited available information on the seismic performance of Dutch building typologies, an experimental campaign was launched in 2015, aimed at investigating the performance of structural components, assemblies, and systems in pursuance of improving the analytical prediction of URM damage for the vulnerability assessment of URM buildings in the Groningen region. The experimental programme includes *in situ* mechanical characterization tests and laboratory tests, such as: i) characterization tests on bricks, mortar and small masonry assemblies; ii) in-plane cyclic shear-compression tests [3] and dynamic out-of-plane tests on full-scale masonry piers [4]; and iii) full-scale unidirectional and bidirectional shake-table tests on different URM building typologies: cavity-wall terraced houses and substructures [5,6,7] and pre-1940s clay brick detached house [8].

Terraced houses represent more than 50% of the URM building stock of the region under consideration; they are usually two-story buildings with wide openings on two opposite sides, consisting of several side-by-side residential units. Most terraced houses are built with cavity walls, a technology that became popular after World War II, consisting of two leaves of bricks with insulating material sometimes inserted in between. The inner leaf has load-bearing function and is usually made of calcium silicate bricks, while the outer leaf is often a clay-brick veneer with only aesthetic and weather-protection function. The two leaves are typically interconnected by regularly distributed metal ties. Adjacent units of a terraced house are generally separated by double-leaf transverse load-bearing walls, with discontinuous floor slabs resting only on the transverse wall leaves of the individual unit they belong to. Each unit is therefore completely self-supported by transverse walls and structurally independent from the adjacent units. The only shared walls are the outer non-load-bearing veneers. For this reason, only a representative end unit of an entire terraced house was tested.

On the other hand, detached houses constitute another significant portion of the URM building stock of the Groningen region and comprises commonly one- or two-story buildings with irregular plan configurations, wide openings, and flexible floor and roof timber diaphragms. Solid clay-brick walls are generally found in this type of buildings, especially in those preceding World War II. Most detached houses present steep-pitched roofs, with several combinations of external roof shapes and gable geometries.

2 Overview of the specimens

2.1 Cavity-wall terraced house upper portion (CAV-TH-UP)

The first specimen was designed in order to investigate the collapse mechanism of the cavity-wall terraced buildings for both horizontal and vertical excitations. The specimen was a full-scale one-storey building, with a timber roof and RC slab, representing a sub-volume (second floor and roof) of the specimen tested in 2015 at EUCENTRE (CAV-TH). This specimen is called CAV-TH-UP, being the upper portion of a cavity-wall terraced-house building [6]. The building prototype was 5.82 m long, 5.46 m wide and 4.93 m high, with a total mass of 31.7 t.

The RC slab provided rigid diaphragm at the floor and was supported by the transverse (East and West) inner CS leaves, while no gravity load was transferred to the longitudinal (North and South) walls under static conditions. The slab extended over the longitudinal CS leaves but was not directly supported by them: a gap was left between the slab and the longitudinal inner leaves and was filled with mortar only after removal of temporary shoring. There was no direct connection between the longitudinal clay veneers and the slab.

Figure 1 shows the plan view, a picture of the specimen during transportation to the shake table and inner and outer elevations. All the details were identical to the ones of CAV-TH. A rigid steel frame in the interior of the specimen was used as reference system for direct measurement of the floors, walls and roof displacements. A 20-cm-gap in both directions ensured no interference between the slab of the building prototype and the rigid frame.

The 42°-pitched timber roof frame included: i) a ridge beam; ii) two wall-plate beams at the base, connected to the slab but not supported by the longitudinal walls; and iii) two girders on each

side. Girders and ridge beam were supported by the transverse inner CS leaves, which extended above the floor to form gables. The connection was improved by steel anchors. Timber boards were nailed to the longitudinal framing members. The roof was completed with the installation of clay tiles over a mesh of laths and counter battens nailed to the timber boards.

The roof diaphragm is characterized by four openings (three with dimensions of 54 cm × 45 cm, one of 54 cm × 72 cm) allowing, by means of a cable system, to sustain the RC slab in case of need and preventing a global collapse on the shake table. The in-plane stiffness of the timber diaphragm was essentially provided by the nailed connections between beams and planks, as well as by the effectiveness of the tongue and groove joints.

2.2 Cavity-wall terraced house roof (CAV-TH-RF)

The second test specimen built at the LNEC laboratory, in Lisbon, was a full-scale timber roof with clay tiles, supported on URM gable walls and on a RC slab, representing the roof of the CAV-TH-UP specimen. The East gable wall was made of CS bricks, while the West gable wall was composed of two URM leaves: the inner leaf was also made of CS bricks and the outer leaf was made of clay bricks. The outer leaf was not present in the East façade, simply because the specimen was meant to represent the end-unit of a set of terraced houses.

The prototype was tested in the horizontal direction only and it was 5.85 m long, 5.46 m wide and 2.45 m high with a total mass of 17.9 t, of which 11.6 t correspond to the RC slab and 6.3 t to the gable plus roof structure. Figure 2 presents the plan view at the base of the specimen and its North-East and South-West views, while Figure 3 shows the elevation views of the specimen. The blue dots indicate the locations of the steel ties connecting the two leaves. Details of the roof structure are shown in Figure 4.

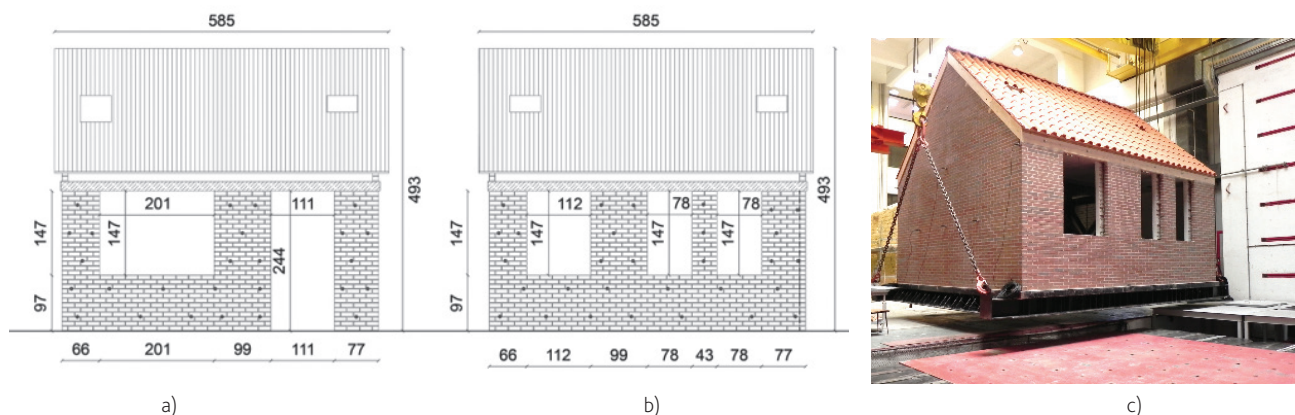


Figure 1 Elevations views of the inner CS walls (a, North; b, South) and picture of the specimen during transportation to the shake table (c). Units of cm



Figure 2 Plan view at the base of the specimen and its North-East and South-West views

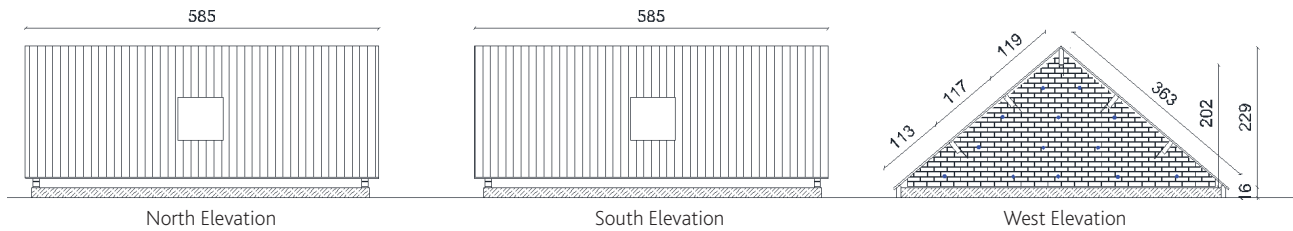


Figure 3 Elevation views of the specimen (dimensions in cm)

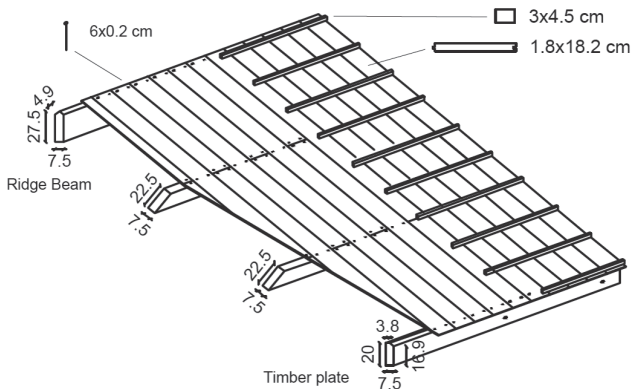


Figure 4 Geometry and details of the timber roof diaphragms (dimensions in cm)

2.3 Clay brick detached house (CLAY-DH)

The prototype building was a single-story house with a 2.72 m floor height and a 2.50 m high symmetrical gambrel roof with tall gable walls, which were weakly connected to the roof framing. Such gables are generally more vulnerable when subjected to out-of-plane excitation; therefore, the shake-table tests were performed in the direction perpendicularly to the gables, as shown by the arrows in Figure 5.

The overall footprint dimensions were 5.66 m in the shaking direction and 5.44 m in the transverse one. The load-bearing structural system consisted of 208 mm thick, double-wythe clay-URM walls in three out of the four perimeter walls. The East façade, built orthogonal to the shaking direction, was made of a single, 100 mm thick wythe wall, with openings both in the first story and the roof. Large asymmetrical openings were also present on

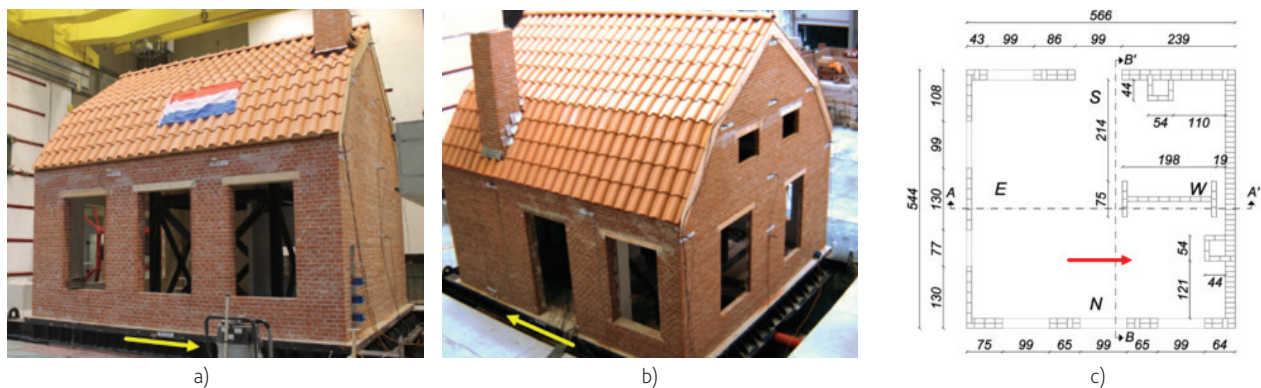


Figure 5 Full-scale specimen: a) North-West view; b) South-East view; c) ground-floor plan. Units of cm

the North and South façades, resulting in varying wall areas in the longitudinal direction, with the intent to magnify differential wall displacements under uniaxial seismic excitation. A 100 mm thick interior wall was built parallel to the direction of shaking, longwise the centerline of the building plan. The wall was 1.98 m long, including two symmetric 0.75 m wide flanges, and did not extend over the floor. The floor was made of timber, resulting in a flexible diaphragm as mostly found in this building typology.

The specimen included two vertical URM chimneys: one was interlocked with the West wall, while the second one was built together with the squat South pier (Figure 2). Both chimneys were designed to have the same flue (34 cm × 34 cm) and a total height of 5.28 m, reaching slightly higher than the roof ridge (5.22 m). The chimney stack in the South façade was sensibly slender, extending approximately 2.3 m above the roofline, while the West stack was squatter as it penetrated the pitched roof very close to the ridge, for about 0.9 m.

2.4 Mechanical properties of materials and components

A mechanical characterization campaign was performed on material samples, masonry wallettes, and structural components. Masonry material properties were obtained following the EN 772, EN 1015, and EN 1052 standards, and the results are summarized in Table 1. The materials employed for the construction of the building specimens exhibit characteristics comparable with those found *in situ*.

Table 1 Material properties

Material property [units]	CAV-TH-UP		CAV-TH-RF		CLAY-DH
	CS	Clay	CS	Clay	Clay
Density of masonry [kg/m ³]	1800	1839	1796	1833	1959
Brick compressive strength [MPa]	18.72	63.23	18.72	63.23	74.20
Mortar compressive strength [MPa]	6.20	8.34	3.70	6.28	2.65
Mortar flexural strength [MPa]	2.87	3.03	2.50	3.67	1.22
Masonry compressive strength [MPa]	9.80	19.39	7.03	16.17	11.45
Masonry Young's modulus [MPa]	7955	12798	6090	12661	9120
Masonry flex. bond strength [MPa]	0.36	0.19	0.33	0.19	0.36
Bed joint initial shear strength [MPa]	0.45	0.41	–	–	0.47
Bed joint shear friction coefficient [-]	0.48	0.75	–	–	0.81

3 Instrumentation and testing protocol

Several sensors were installed on the buildings to monitor their structural response. The instrumentation of the CAV-TH-UP specimen consisted of 40 accelerometers, 8 wire potentiometers and 16 LVDTs; the CAV-TH-RF specimen was instrumented with 28 accelerometers, 9 wire potentiometers, and 12 LVDTs; the CLAY-DH specimen was instead equipped with 40 accelerometers, 8

wire potentiometers and 16 LVDTs. A rigid steel-frame was installed in the interior of the specimens as a reference system for direct measurements of the displacements.

The CAV-TH-UP specimen was subjected to incremental bidirectional dynamic tests (longitudinal and vertical), applying a series of shake-table motions of increasing intensity on the LNEC shake table, while the other specimens were subjected to longitudinal motions only. A study identified two records compatible with the smooth-response-spectra shown in Figure 6 [9]. The acceleration amplitude of these two records was then scaled in order to obtain the desired incremental test protocol, summarized in Table 2. These tests were conducted up to the near-collapse state of the specimens.

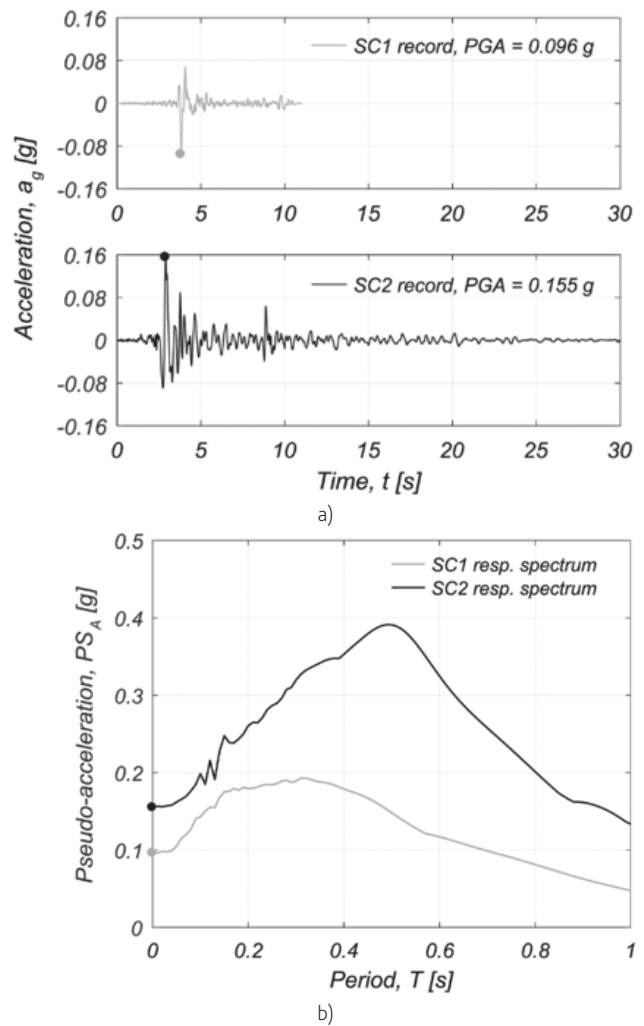


Figure 6 SC1 and SC2 signals: a) acceleration histories; b) elastic pseudo-acceleration response spectra for 5% viscous damping ratio

The CAV-TH-UP and CAV-TH-RF specimens represent the upper part of a terraced-house unit. For this reason, the acceleration histories replicated the first-floor motion, and second-floor, respectively, of a terraced-house subjected to SC1 and SC2. The horizontal motions

were the ones recorded during previous tests on a 2-story model [5], while the vertical accelerograms were compatible with the two scenarios and directly applied at the shake table, *i.e.* considering the missing first floor as rigid in the vertical direction. The applied spectra reflect the frequency content due to the damage evolution, enlarging the quasi-constant acceleration plateau.

4 Test results

4.1 Damage evolution and collapse mechanism of CAV-TH-UP

In this test, the shake table motions are named FEQ1 and FEQ2 instead of SC1 and SC2, for distinction between the first-floor motion and the ground one. The first damage (crack width of 0.2 mm) associated with a shake-table motion appeared on the plaster layer of the spandrel between piers 5 and 6 in the South CS wall, during test FEQ1-100% (H-PTA = 0.12 g).

Table 2 Summary of the testing sequence

Test input	Scale factor [%]	Nominal PGA [g]	Recorded PTA [g]			
			CAV-TH-UP		CAV-TH-RF	CLAY-DH
			Hor.	Vert.		
SC1	50	0.048	0.056	0.036	0.074	0.050
SC1	100	0.096	0.119	0.075	0.14	0.099
SC1	150	0.14	0.146	0.122	0.17	0.13
SC2	50	0.077	0.095	0.071	0.106	0.087
SC2	100	0.16	0.218	0.100	0.207	0.16
SC2	150	0.23	0.380	0.214	0.245	0.21
SC2	200	0.31	0.393	0.184	0.487	0.29
SC2	250	0.39	–	–	–	0.47
SC2	300	0.46	0.630	0.343	0.668	0.58
SC2	400	0.62	–	–	0.935	0.68
SC2	500	0.77	–	–	0.955	1.0

PGA = reference peak ground acceleration.
 PTA = peak table acceleration.

During test FEQ1-150% (horizontal peak table acceleration, H-PTA = 0.15 g), two horizontal cracks with a negligible width developed at the base of the CS piers 4 and 6, associated with the activation of a flexural/rocking response. The crack at the base of pier 4 continued horizontally, for a length of approximately 1 m, in the transverse CS wall of the West side, probably due to a sort of flange effect. The observed damage did not change during test FEQ2-50% (H-PTA = 0.1 g). A similar crack, due to a flexural/rocking behavior, was surveyed at the base of pier 1 of the North wall at the end of test FEQ2-100% (H-PTA = 0.22 g).

The FEQ2-150% test (H-PTA = 0.38 g) caused the development of new cracks and the elongation and widening of the pre-existing ones; a 1-mm-wide stepped diagonal crack appeared on the spandrel between piers 1 and 2 of the North CS wall. A further worsening of the existing crack pattern has been noticed at the end of test FEQ2-200% (H-PTA = 0.39 g); new horizontal cracks with negligible thickness have been observed in the plaster of pier 5 and spandrel between piers 4 and 5 of the South CS wall. Despite a clear rocking response of the gable walls, evident from the displacement histories recorded by the displacement transducers, no visible cracks were detected on them at the end of the tests. Moreover, the clay veneer walls did not suffer any significant visible damage up to test FEQ2-200%.

The (partial) collapse of the specimen prototype was attained during test FEQ2-300% (H-PTA = 0.63 g), exhibiting a rather fragile behavior. The pronounced rocking mechanism developed by the slender longitudinal piers and the vertical input motion on the prototype led to an uplift of the RC slab, causing a loss of restraint at the top of the East CS transverse wall, which failed out-of-plane. In addition to this local failure mode, a global severe damage in all longitudinal piers, associated with expulsion of materials, was observed. Severe damage occurred also in the West CS transverse wall due to the interaction between the displacement drift imposed by the floor and the out-of-plane actions induced by the wall's inertial forces and the outer veneer wall (*e.g.* pushing and pulling the wall by means of the steel ties). Cracks have been observed on both East and West CS gable walls, in particular in the regions close to the L-shaped steel anchors.

Regarding the performance of the outer veneer wall, no significant damage has been observed up to test FEQ-300%. Large relative displacements between the two leaves were measured (similarly to CAV-TH), even at earlier stages of testing. During the test where the specimen reached a partial collapse, horizontal cracks have been surveyed at the base of all longitudinal piers, a clear sign of rocking/sliding behavior. The crack pattern surveyed on the West wall shows both the rocking mechanism of the system gable walls and roof and the triggering of a global pull-out/push-in of the veneer wall which is not directly connected to the slab.

Figure 8 plots the backbone curve in terms of base-shear coefficient (BSC) and global drift ratio for the specimen. The global drift ratio is the upper floor displacement divided by the corresponding height above the shake table. The BSC was computed as the sum of the products of each accelerometer's readings times its tributary mass, lumped at the accelerometer location, divided by the total weight of the specimen. The (partial) collapse of CAV-TH-UP was reached at a global drift of more than 4%, under a PGA of 0.48 g, with the other damage states identified in Figure 8.

4.2 Damage evolution and collapse mechanism of CAV-TH-RF

The outside of the East CS wall was covered with a white plaster layer, making the detection of new cracks easier. Figure 9 shows the evolution of the damage surveyed on both gable walls throughout the entire testing sequence.

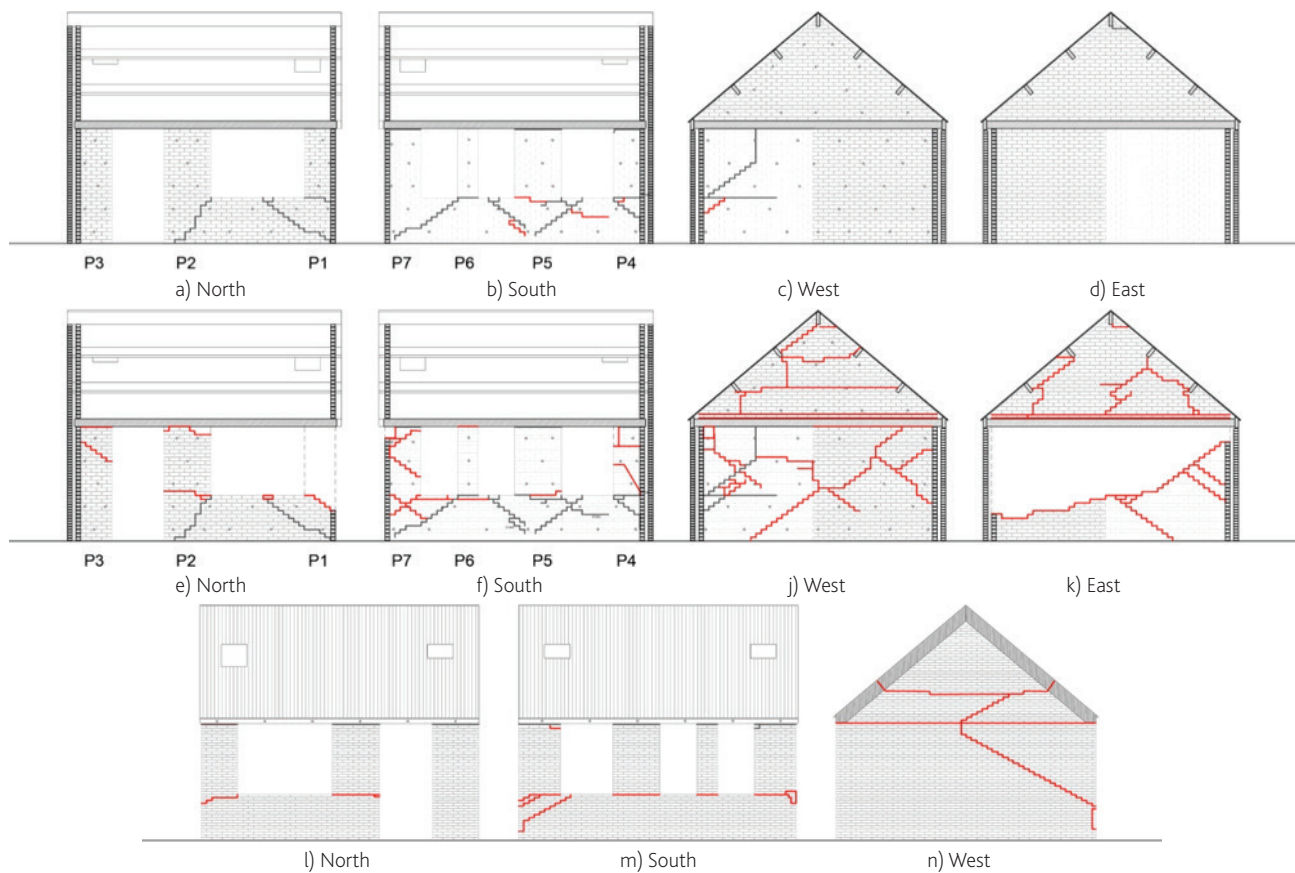


Figure 7 Crack pattern on the CAV-TH-UP specimen after: (a-d) test FEQ2-200%, inner walls; (e-k) test FEQ2-300%, inner walls; (l-n) test FEQ2-300%, veneers. Cracks marked in black were pre-existing. Lightly shaded areas on the inner wall sketches identify plastered areas

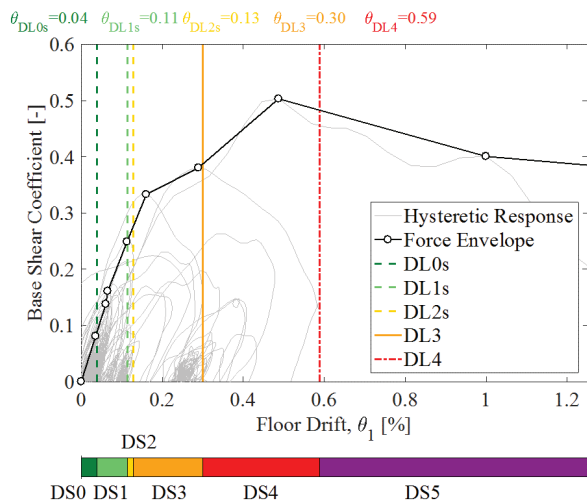


Figure 8 Base shear backbone curve and damage state limits on the CAV-TH-UP specimen

The first visible damage associated with a shake table motion was detected during test FEQ1-100%. Minor cracking was observed on

the East wall, around the L-shaped steel anchors connecting the CS wall to the timber roof beams. This was a very minor damage, only visible on the plastered wall and not represented in Figure 9. No particular additional damage was visible during tests FEQ1-150% and FEQ2-50%, although a slight reduction of the specimen's fundamental frequency of vibration was detected.

There was a crack opening at the base the CS East wall during test FEQ2-100%, with a permanent crack width of around 0.1 mm, due to a clear rocking response in that wall. Despite no crack being visible on the inner CS West wall, a coupled rocking response was measured between the two leaves and a crack was observed at the outer clay wall. Test FEQ2-150% caused no new damage on the structure, while FEQ2-200% has only extended already existing cracks. Nevertheless, a new significant reduction of the fundamental frequency of the roof specimen was observed after FEQ2-200%, similar to the reduction observed after FEQ2-100%.

During test FEQ2-300%, several new sub-horizontal cracks formed on the East gable wall with their origin at the connections between the CS wall and the roof beams. No new cracks were identified on the West wall for this test, nor for the following one: FEQ2-400%. On the other hand, the latter test induced an enlargement of the

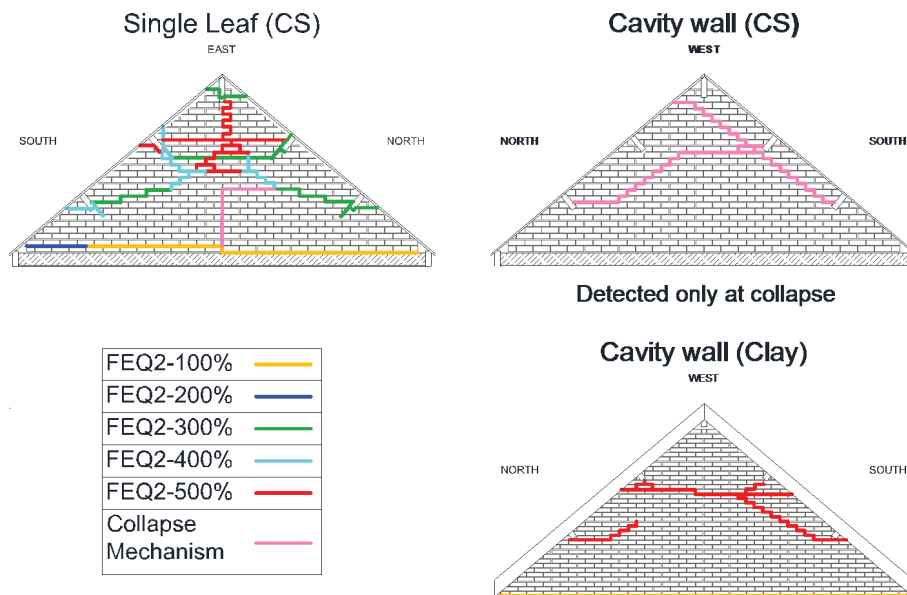


Figure 9 Evolution of the crack pattern in the gable walls of the CAV-TH-RF specimen



Figure 10 Damaged specimen at the end of test FEQ2-600%

cracks on the East wall, interconnecting several of the pre-existing ones. At this point, several instruments were removed.

Afterwards, test stage FEQ2-500% generated a set of cracks on the outer clay leaf of the West wall, very similar to the one produced on the East wall during FEQ2-300%. On the East wall, the main crack opening was a vertical one from the ridge beam downwards, largely contributing to the formation of the collapse mechanism mobilized on the subsequent test, FEQ2-600%. During this last test, another vertical crack formed on the East gable wall, now originating from the bottom of the wall and completing its collapse mechanism. Only then important cracks on the inner leaf CS West wall were detected. The (partial) collapse of the specimen prototype was thus attained during test FEQ2-600%. Figure 10 illustrates the final damaged state of the model and the unrecovered permanent deformations. It is especially interesting to note that, even at this post-collapse state, the West wall and the timber roof system still retained a full load-carrying capacity for gravity loads.

The evolution of the specimen's backbone response is shown in Figure 11, in terms of BSC versus roof diaphragm drift, γ_R . The identification of global quantitative thresholds that adequately

describe the overall structural damage state of the building is also attempted in Figure 11.

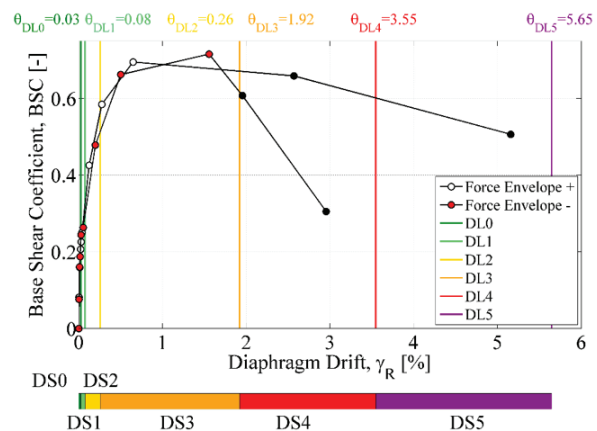


Figure 11 Base shear backbone curve and damage state limits on the CAV-TH-RF specimen

4.3 Damage evolution and collapse mechanism of CLAY-DH

The building specimen did not suffer any visible damage up to test SC2-150% (PGA = 0.21 g), began showing minor cracks for

shaking under SC2-200% (PGA = 0.29 g), and was considered at near-collapse state after test SC2-400% (PGA = 0.68 g) when the West chimney collapsed, and the rest of the structure underwent substantial degradation. During test SC2-500% (PGA = 1.0 g), debris from the West chimney fell in the interior of the building and



Figure 12 Observed damage after test SC2-500%: a) collapse of West façade chimney; b) collapse of the West chimney in the interior of the building; c) flexural crack at the base of a North pier; d) cracks at the top of the North wall due to out-of-plane mechanism of the East façade; e) large permanent openings on the North spandrels; f) cracking of the South chimney; g) mortar-joint sliding on the West façade; h) near-collapse state of the East façade; i) damage in the interior wall; j) horizontal crack at the base of the South chimney stack

portions of the East and North façades displaced as rigid bodies by sliding. A considerable percentage of the walls had lost their load-bearing capacity, and the structure was barely in equilibrium. The building would not survive further shaking; therefore, tests were stopped to prevent collateral damage to the instrumentation and the shake table.

Figure 12 illustrates the damage appeared on the building by the end of the testing sequence. A detailed description of the damage evolution can be found in [8]. Among other aspects, the tests allowed defining damage limit states, from first structural damage up to near-collapse conditions, for the performance-based assessment of clay-URM buildings, as shown in Figure 13.

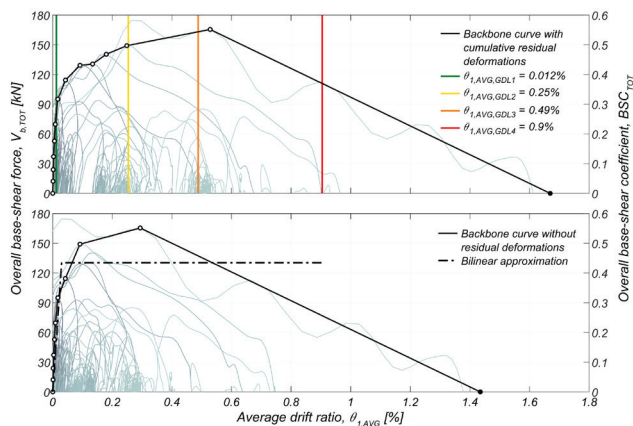


Figure 13 Base shear backbone curve and damage state limits on the CLAY-DH specimen

5 Conclusions

This paper discussed the seismic vulnerability of non-seismically designed URM buildings based on full-scale shake-table tests of two building specimens simulating a Dutch terraced house building with cavity walls (two different tests) and a clay-brick detached house. The specimens were subjected to incremental input motions representative of induced seismicity scenarios for the Groningen region in the Netherlands, characterized by smooth response spectra and short significant durations. A description of the damage evolution, of the degradation of dynamic properties, and of the hysteretic response of the specimen during the shake table tests was provided, as well as the identification of damage state limits.

Acknowledgments

This work is part of the EUCENTRE project “Study of the vulnerability of masonry buildings in Groningen”, within the research program framework on hazard and risk of induced seismicity in the Groningen region, sponsored by the Nederlandse Aardolie Maatschappij BV (NAM). The authors would like to thank all parties involved in this project: the DICAR Laboratory of the University of Pavia, the EUCENTRE and LNEC Laboratories, which performed the shake table tests; and partners NAM, Arup, and TU Delft. The valuable advice of R. Pinho is gratefully acknowledged. The authors would like to express their gratitude also to J. Uilenreef, H. Crowley, M. Mandirola and L. Grottoli for their support during the experimental campaign.

References

- [1] Bourne, S.J., et al. – “A Monte Carlo method for probabilistic hazard assessment of induced seismicity due to conventional natural gas production”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2015, Vol. 105(3), pp. 1721-1738.
- [2] ARUP – *Groningen seismic risk study – Earthquake scenario-based risk assessment*. Report REP/229746/SR001, 2013, Amsterdam, Netherlands.
- [3] Graziotti, F., et al. – “Experimental characterization of calcium-silicate brick masonry for seismic assessment”, *Brick and Block Masonry: Trends, Innovations and Challenges – Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference (IBMAC 2016)*, 2016, pp. 1619-1628.
- [4] Graziotti, F., et al. – “Out-of-plane shaking table tests on URM single leaf and cavity walls”, *Engineering Structures*, 2016, Vol. 125, pp. 455-470. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.07.011
- [5] Graziotti, F., et al. – “Shaking table test on a full scale URM cavity wall building”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2017, Vol. 15, pp. 5329-5364. DOI: 10.1007/s10518-017-0185-8.
- [6] Tomassetti, U., et al. – “Dynamic collapse testing of a full-scale URM cavity-wall structure”, *Proceedings of the XVII ANIDIS Conference*, 2017, #2876.
- [7] Correia, A.A., et al. – “Collapse Shake-Table test on a URM-Timber Roof Substructure”, *Proceedings of the 16th European Conference on Earthquake Engineering (16ECEE)*, 2018.
- [8] Kallioras, S., et al. – “Experimental seismic performance of a full-scale unreinforced clay masonry building with flexible timber diaphragms”, *Engineering Structures*, 2018, Vol. 161, pp. 231-249. DOI: 10.1016/j.engstruct.2018.02.016.
- [9] Bommer, J.J., et al. – *Selection of acceleration time-series for shake table testing of Groningen masonry building at the EUCENTRE, Pavia*. Report – Groningen field seismic hazard and risk assessment project, EUCENTRE, 2015, Pavia, Italy.

Aspetos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 – Parte 3 – Anexo C (Informativo) – Edifícios de alvenaria

General aspects of the application in Portugal of Eurocode 8 – Part 3 – Annex C (Informative) – Masonry Buildings

Paulo Candeias, António Correia
Alfredo Campos Costa, José Manuel Catarino
Manuel Pipa, Helena Cruz
Eduardo Cansado Carvalho, Anibal Costa

Resumo

Procuram-se sintetizar neste artigo os principais aspetos relacionados com a avaliação e a reabilitação sísmica de edifícios existentes de alvenaria, compatibilizando a NP EN 1998-3:2017 com os respetivos Anexo C, específico para edifícios de alvenaria, e Anexo Nacional, específico para Portugal.

A avaliação sísmica é um procedimento quantitativo através do qual se verifica se um edifício existente, danificado ou não, satisfaz os requisitos de desempenho, definidos por uma combinação de um estado limite com um nível de ação sísmica, através de critérios de conformidade. Neste procedimento estão envolvidos a definição da ação sísmica, a modelação da estrutura, os métodos de análise para determinação dos efeitos das ações e as verificações de segurança.

São abordados os métodos de análise, dois lineares e dois não lineares, aplicáveis a edifícios existentes de alvenaria, bem como as recomendações específicas do Anexo C e as informações complementares do Anexo Nacional.

Abstract

This article seeks to summarize the main aspects related to the seismic assessment and rehabilitation of existing masonry buildings, combining the NP EN 1998-3:2017 with the respective Annex C, specific for masonry buildings, and National Annex, specific to Portugal.

Seismic assessment is a quantitative procedure whereby it is verified whether an existing building, damaged or not, meets the performance requirements, defined by a combination of a limit state with a seismic action level, using compliance criteria. This procedure involves the definition of the seismic action, the modelling of the structure, the methods of analysis to determine the effects of the actions, and the safety checks.

The analysis methods, two linear and two non-linear, applicable to existing masonry buildings are addressed, as well as the specific recommendations in Annex C and the complementary information in the National Annex.

Palavras-chave: Existing masonry buildings / Seismic assessment / Eurocode 8

Keywords: Edifícios de alvenaria existentes / Avaliação sísmica / Eurocódigo 8

Paulo X. Candeias

Investigador Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
pcandeias@lnec.pt

António A. Correia

Investigador Auxiliar
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
aacorreia@lnec.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
alf@lnec.pt

José Manuel Catarino

Investigador-Coordenador
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
jmcatarino@lnec.pt

Manuel Pipa

Investigador Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
mpipa@lnec.pt

Helena Cruz

Investigadora Principal
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
helenacruz@lnec.pt

Eduardo Cansado Carvalho

Engenheiro Civil, GAPRES
eccarvalho@gapres.pt

Aníbal Costa

Professor Catedrático, Universidade de Aveiro
agc@ua.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.

CANDEIAS, P.X. [et al.] – Aspetos gerais da aplicação em Portugal do Eurocódigo 8 – Parte 3 – Anexo C (Informativo) – Edifícios de alvenaria. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 12. ISSN 2183-8488. (março 2020) 99-120.

1 Introdução

A entrada em vigor do Decreto-Lei n.º 95/2019, de 18 de julho, que estabelece o regime aplicável à reabilitação de edifícios ou frações autónomas, e dos diplomas legais que o decreto enquadra, introduz uma alteração muito significativa na engenharia de estruturas em Portugal, quer pela adoção dos Eurocódigos Estruturais (através do Despacho Normativo n.º 21/2019, de 17 de setembro, do Secretário de Estado das Infraestruturas), quer pela explicitação das situações em que se torna obrigatória a avaliação da segurança estrutural na reabilitação de edifícios (Portaria n.º 302/2019, de 12 de setembro, da Secretária de Estado da Habitação).

Esta portaria (DRE; 2019) define os termos em que obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, bem como as situações em que é exigível a elaboração de projeto de reforço sísmico. Assim, é obrigatória a elaboração do relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica do edifício, que estabeleça a sua capacidade de resistência relativamente à ação sísmica definida na NP EN 1998-3:2017 (e suas posteriores atualizações) para as condições do local, sempre que se verifique uma das seguintes condições nas obras de ampliação, alteração ou reconstrução: i) Existência de sinais evidentes de degradação da estrutura do edifício; ii) Procedam ou tenham por efeito uma alteração do comportamento estrutural do edifício; iii) Cuja área intervencionada, incluindo demolições e ampliações, exceda os 25% da área bruta de construção do edifício; e iv) Cujo custo de construção exceda em pelo menos 25% o custo de construção nova de edifício equivalente.

O relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício é ainda obrigatório, no caso de edifícios das classes de importância III ou IV, definidas nos termos da norma NP EN 1998-1:2010 (escolas, salas de reunião, instituições culturais, hospitais, quartéis de bombeiros, centrais elétricas), sempre que se verifique alguma das situações atrás descritas, com redução para 15% dos limites referidos de 25%.

Quando o relatório de avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício concluir que este não satisfaz as exigências de segurança relativas a 90% da ação definida na norma NP EN 1998-3:2017 é obrigatória a elaboração de projeto de reforço sísmico, ao abrigo da mesma norma.

Procuram-se sintetizar aqui os principais aspetos relacionados com a avaliação de edifícios existentes de alvenaria, compatibilizando a Parte 3, relativa à avaliação e reabilitação de edifícios, com o Anexo C, específico para edifícios de alvenaria, e ainda com o Anexo Nacional, específico para Portugal. À semelhança da NP EN 1998-3:2017, ficam excluídos do campo de aplicação os monumentos e edifícios históricos, os quais requerem frequentemente abordagens distintas de acordo com a sua natureza (1.1(5) da NP EN 1998-3:2017). Nestes casos deverão ser seguidas outras recomendações como, por exemplo, as propostas em (ICOMOS; 2003).

Da mesma forma, e apesar da NP EN 1998-3:2017 referir que trata da avaliação e da reabilitação sísmicas de edifícios construídos com alvenaria (1.1(4) da NP EN 1998-3:2017), são contemplados apenas os edifícios aos quais se aplicam os modelos de capacidade para avaliação apresentados no Anexo C. Apesar de este anexo se aplicar

“aos elementos de contraventamento de alvenaria de betão ou de tijolo, que fazem parte de um sistema de construção de alvenaria não armada, confinada ou armada” (C.1(2) da NP EN 1998-3:2017), no caso particular dos métodos de análise lineares, onde se aplicam os modelos para elementos sujeitos a esforço axial e flexão e esforço transversal, apenas as paredes de alvenaria não armada são contempladas.

A avaliação é um procedimento quantitativo através do qual se verifica se um edifício existente satisfaz os requisitos de desempenho, definidos por uma combinação de um estado limite com um nível de ação sísmica, através de critérios de conformidade. Neste procedimento estão envolvidos a definição da ação sísmica, a modelação da estrutura, os métodos de análise para determinação dos efeitos das ações, e as verificações de segurança.

Dos cinco métodos de análise que poderão ser utilizados para avaliar os efeitos das ações sísmicas em edifícios existentes (4.4.1 da NP EN 1998-3:2017), o método designado por “abordagem por coeficiente de comportamento q ” não aparenta ser aplicável a estruturas de alvenaria. De facto, não são apresentados valores de q para este tipo de estruturas, ao contrário do que acontece para as estruturas de betão armado e de aço (4.2(3)P da NP EN 1998-3:2017). Esta omissão, reforçada pelo facto de o Anexo C não referir de todo este método, estará relacionada com o facto de as estruturas de alvenaria terem um comportamento essencialmente frágil (NA.4.3d da NP EN 1998-3:2017). Por estes motivos, são abordados apenas os outros quatro métodos, dois lineares e dois não lineares, que são aplicáveis a edifícios existentes de alvenaria.

O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 contém recomendações específicas para edifícios existentes de alvenaria, aplicáveis aos elementos de contraventamento de alvenaria de betão ou de tijolo que fazem parte de um sistema de construção de alvenaria não armada, confinada ou armada. No Anexo Nacional da NP EN 1998-3:2017 são dadas informações complementares para Portugal, com alguns comentários relevantes para as tipologias construtivas de edifícios de alvenaria que é possível encontrar no País.

2 Informação para a avaliação estrutural

2.1 Informações gerais e antecedentes

O conhecimento adequado da geometria, das disposições construtivas e dos materiais são um requisito essencial para se poder proceder a uma avaliação sísmica de um edifício existente. Outros aspetos são igualmente importantes tais como o historial de alterações introduzidas na estrutura ou o estado de conservação do edifício. Segundo a NP EN 1998-3:2017, a recolha de informação sobre o edifício deverá ser tão exaustiva quanto possível e recorrendo, possivelmente, a diversas fontes (3.1 da NP EN 1998-3:2017): i) a documentação disponível específica sobre o edifício; ii) fontes de dados genéricos relevantes; iii) trabalhos de campo; iv) medições e ensaios *in situ*. A coerência entre as várias fontes deverá ser avaliada por forma a minimizar as incertezas.

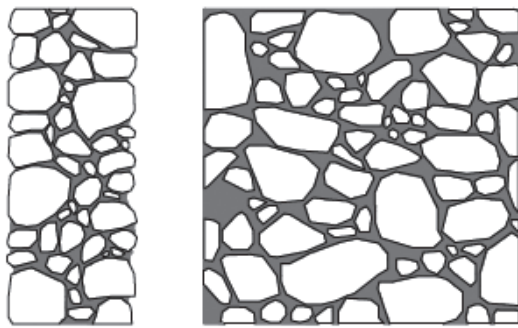
Os edifícios em geral, e os de alvenaria em particular, podem ser agrupados em tipologias construtivas com base em determinadas

características tais como a época de construção, o tipo de estrutura e de material estrutural, o número de pisos, entre outros. No estudo apresentado em (Sousa; 2006) são identificados os seguintes tipos de edifícios de alvenaria em Portugal: i) Edifícios de alvenaria antigos, anteriores à consolidação do uso do betão armado (edifícios urbanos anteriores a 1755, edifícios pombalinos, edifícios gaioleiros); ii) Edifícios de alvenaria de épocas mais recentes, mas que continuaram a ser construídos recorrendo aos materiais e às tecnologias tradicionalmente usadas ao longo do tempo (edifícios rurais, construção vernacular); e iii) Edifícios em que a alvenaria exerce funções estruturais, mas onde existem também elementos de betão armado na sua estrutura (edifícios de “placa”, edifícios de pequeno porte em alvenaria confinada). Classificações tipológicas idênticas são apresentadas em (Silva; 2001) e (Heitor; Caldas; Araújo; 1999). Estudos de pormenor, como por exemplo os de (Pinho; 2000), (Appleton; 2003), (Mascarenhas; 2004), (Appleton; 2005), (Almeida; 2013), (Lamego; 2014), (Silveira; 2016) e (Bernardo; 2019), permitem detalhar um pouco mais as características, ainda assim genéricas, dos edifícios existentes de alvenaria em Portugal.

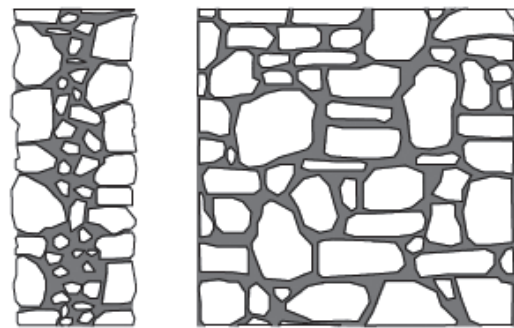
Os edifícios de alvenaria são geralmente compostos por: paredes resistentes de alvenaria, que pode ser não armada, confinada ou armada; e pavimentos e cobertura, que podem ser de madeira, mistos ou de betão armado. As fundações podem ser de alvenaria, do mesmo tipo da usada nas paredes resistentes, ou de betão, geralmente armado, no caso da alvenaria confinada. A sua estrutura é composta por paredes dispostas em duas direções ortogonais. As paredes exteriores são normalmente de espessura variável em altura e, no caso das fachadas, apresentam aberturas relativamente grandes dispostas de forma regular. As paredes interiores são distribuídas de forma regular e pouco espaçadas.

A alvenaria das paredes resistentes pode ser de pedra regular ou irregular, de tijolo maciço ou furado, de blocos de betão, de adobe ou de taipa. As juntas podem ser secas ou argamassadas. A argamassa de assentamento pode ser à base de cal aérea ou hidráulica, nos edifícios mais antigos, ou cimentícia nos edifícios mais recentes (meados do século XX). Na alvenaria de tijolo, o aparelho de assentamento pode ser de cutelo, à meia vez, uma vez, vez e meia ou duas vezes. No caso da alvenaria de tijolo antigo (NP 80; 1964) (NP 834; 1971), com dimensões de $7 \times 11 \times 22$, isto traduz-se em paredes com espessuras de 7 cm, 11 cm, 22 cm, 33 cm e 44 cm, respetivamente. Os panos de alvenaria podem ser simples, duplos ou triplos, sem ou com preenchimento de entulho, eventualmente com a inclusão de travamentos. Podem ainda ser incorporados elementos de madeira, nomeadamente a gaiola Pombalina ou versões simplificadas dela. Alguns exemplos dos vários tipos de alvenaria e das técnicas de construção podem ser observados em (Segurado; sem data), (Pinho; 2000), (Mateus; 2002) e (Lourenço; 2010).

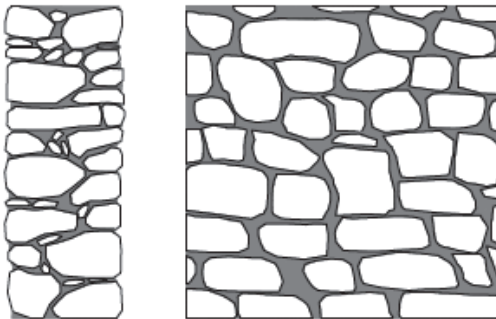
As propriedades mecânicas da alvenaria são muito variáveis pelos motivos apontados acima. Torna-se por isso difícil quantificar as propriedades de forma genérica, sendo recomendável a realização de ensaios *in situ* (NA.4.3b) da NP EN 1998-3:2017). Dos muitos estudos de caracterização de alvenarias realizados em Portugal podem referir-se os de (Vasconcelos; 2005), (Milosevic; Gago;



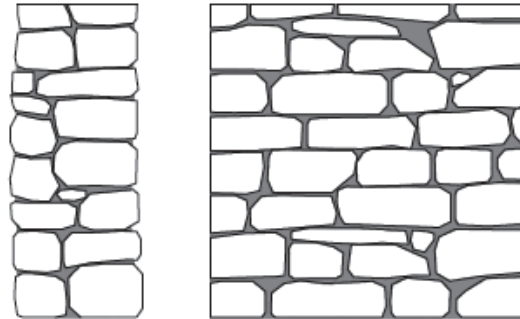
Alvenaria de pedra irregular, com seixos e pedras irregulares distribuídas de forma errática



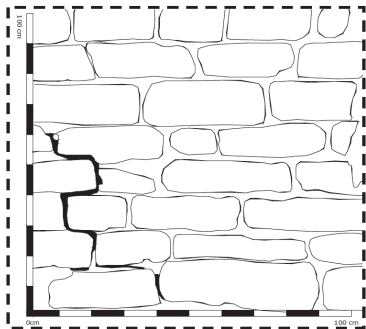
Alvenaria de pedra não aparelhada com folhas externas de espessura limitada e núcleo de enchimento (três folhas)



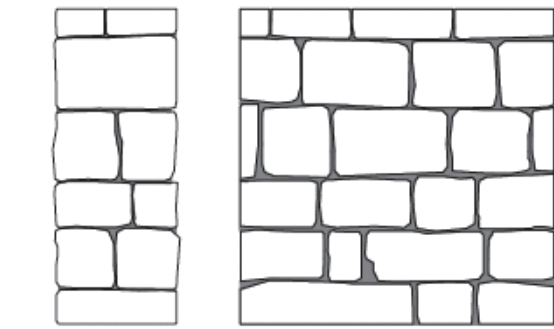
Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência



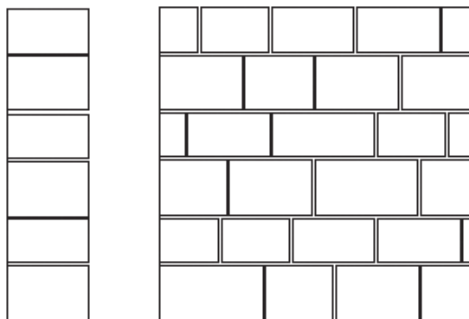
Alvenaria regular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito)



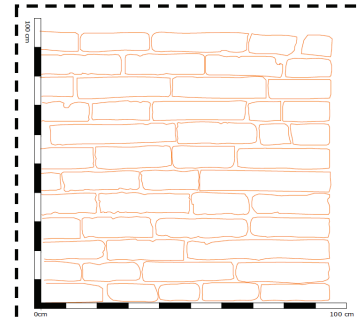
Alvenaria de pedra aparelhada rija (aparelho regular)



Cantaria construída com pedras de boa qualidade (junta argamassada)



Cantaria construída com pedras de boa qualidade (junta seca)



Alvenaria de tijolo maciço com argamassa à base de cal

Figura 1 Tipos de alvenarias (adaptado de Vanin; Zaganeli; Penna, *et al.*, 2017)

Quadro 1 Exemplos de valores médios, ou intervalos de valores, de propriedades de alguns tipos de alvenaria (adaptado da versão atual da norma EN 1998-3, em processo de revisão)

Tipo de alvenaria	f_c (MPa)	f_t (MPa)	f_{v0} (MPa)	E (MPa)	G (MPa)	w (kN/m ³)
Alvenaria de pedra irregular, com seixos e pedras irregulares distribuídas de forma errática	1,1 a 1,9	0,03 a 0,05	–	900	300	19
Alvenaria de pedra não aparelhada com folhas externas de espessura limitada e núcleo de enchimento (três folhas)	2,0 a 3,0	0,05 a 0,08	–	1200	400	20
Alvenaria de pedra aparelhada com boa aderência	2,6 a 3,8	0,08 a 0,11	–	1700	600	21
Alvenaria regular de pedra macia (blocos de tufo ou arenito)	1,4 a 2,2	0,05 a 0,06	–	1100	400	13 a 16
Alvenaria de pedra aparelhada rija (aparelho regular)	2,0 a 3,2	–	0,10 a 0,19	1400	500	13 a 16
Cantaria construída com pedras de boa qualidade	6,0 a 8,0	–	0,19 a 0,25	2800	900	22
Alvenaria de tijolo maciço com argamassa à base de cal	2,5 a 3,4	0,09 a 0,14	0,13 a 0,19	1500	500	18
Alvenaria de tijolo perfurado (índice de furação vertical < 40%) com argamassa à base de cimento e cal	4,9 a 8,1	–	0,24 a 0,32	4600	1100	15

Nota: f_c é a resistência à compressão, f_t é a resistência à tração, f_{v0} é a resistência inicial ao corte para esforço axial nulo (coesão do modelo Mohr-Coulomb), E é o módulo de elasticidade, G é o módulo de distorção, e w é o peso volumétrico.

Lopes; *et al.*; 2013), (Almeida; Guedes; Arêde; *et al.*; 2015), (Silveira; Varum; Costa; *et al.*; 2015) e (Marques; 2020). Em (Simões; 2018) são resumidos alguns resultados obtidos em estudos nacionais. Apresentam-se no Quadro 1 alguns exemplos de valores médios, ou intervalos de valores, das propriedades de alguns tipos de alvenaria, alguns dos quais são ilustrados na Figura 1. Estes valores, adaptados da versão atual da norma EN 1998-3 (em processo de revisão), são meramente indicativos e não necessariamente representativos das alvenarias existentes em Portugal.

2.2 Informação de base necessária

Cada edifício possui características arquitetónicas, estruturais e construtivas próprias. De entre os múltiplos aspetos que podem ser investigados, no âmbito de uma avaliação, assumem particular importância os relacionados com a geometria, as disposições

construtivas e os materiais existentes. Na NP EN 1998-3:2017 é enumerada a informação de base que é necessário recolher sobre um edifício existente e que incide, entre outros aspetos, sobre a construção original, as alterações realizadas ao longo do tempo, o estado de conservação atual e o histórico da sua utilização (3.2 da NP EN 1998-3:2017).

O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 complementa com os aspetos que devem ser cuidadosamente examinados nos edifícios existentes de alvenaria. Algumas das informações poderão ser obtidas a partir de reconhecimentos realizados no local, outras a partir do projeto original ou dos desenhos de construção, quando disponíveis. Em qualquer dos casos, deve-se assegurar que a informação recolhida tem a quantidade e a qualidade adequadas pois isso tem implicações no procedimento de avaliação do edifício que se traduzem na quantificação de um certo nível de conhecimento.

Quadro 2 Relação entre os níveis de conhecimento, geometria, disposições construtivas e materiais num edifício existente de alvenaria (adaptado do Quadro 3.1 da NP EN 1998-3:2017)

Nível de conhecimento	Geometria	Disposições construtivas	Materiais
Conhecimento limitado (KL1)	A partir dos desenhos de dimensionamento geral do projeto e de uma inspeção visual de uma amostragem ou a partir de uma inspeção integral	Projeto simulado de acordo com a prática de origem e a partir uma inspeção <i>in situ</i> limitada	Valores por defeito de acordo com as normas em vigor à data da construção e a partir de ensaios <i>in situ</i> limitados
Conhecimento normal (KL2)		A partir de uma inspeção <i>in situ</i> alargada	A partir de ensaios <i>in situ</i> alargados
Conhecimento integral (KL3)		A partir de uma inspeção <i>in situ</i> completa	A partir de ensaios <i>in situ</i> completos

2.3 Níveis de conhecimento

A NP EN 1998-3:2017 estabelece três níveis de conhecimento: limitado (KL1), normal (KL2) e integral (KL3). Os níveis de conhecimento são determinados com base na quantidade e qualidade das informações obtidas sobre a geometria, as disposições construtivas e os materiais utilizados na construção do edifício (3.3 da NP EN 1998-3:2017). O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 fornece indicações complementares sobre os dados que devem ser recolhidos sobre a geometria, as disposições construtivas e os materiais específicos para edifícios existentes de alvenaria. Apresenta-se no Quadro 2 a relação entre níveis de conhecimento, geometria, disposições construtivas e materiais num edifício existente de alvenaria na hipótese de ausência desta informação.

O nível de conhecimento alcançado sobre o edifício existente determina o método de análise admissível bem como os valores a adotar para o coeficiente de confiança (CF). Estes são utilizados para modificar os valores médios das propriedades dos materiais obtidos a partir de ensaios *in situ* e de fontes de informação adicionais. Apresenta-se no Quadro 3 a relação entre os níveis de conhecimento, os métodos de análise e os coeficientes de conhecimento.

Quadro 3 Relação entre níveis de conhecimento, métodos de análise e coeficientes de conhecimento (adaptado do Quadro 3.1 da NP EN 1998-3:2017)

Nível de conhecimento	Método de análise	Coefficiente de confiança (CF)
Conhecimento limitado (KL1)	Métodos de análise linear (LF, MRS)	1,35
Conhecimento normal (KL2)	Métodos de análise linear e não linear	1,20
Conhecimento integral (KL3)	Métodos de análise linear e não linear	1,00

Nota: LF – Análise por forças laterais, MRS – Análise modal por espectro de resposta.

2.4 Identificação do nível de conhecimento

Os três fatores que determinam os níveis de conhecimento, geometria, disposições construtivas e materiais (ver Quadro 2), são qualificados por meio de descritores tais como “visual”, “integral”, “limitado”, “alargado” e “completo”: i) Geometria: desenhos de dimensionamento geral, desenhos de pormenor, inspeção visual, inspeção integral; ii) Disposições construtivas: projeto simulado, inspeção *in situ* limitada, inspeção *in situ* alargada, inspeção *in situ* completa; e iii) Materiais: ensaios destrutivos e não destrutivos, ensaios *in situ* limitados, ensaios *in situ* alargados, ensaios *in situ* completos. Para cada um deles é definida a quantidade e a qualidade das informações associadas por forma a permitir identificar os níveis de conhecimento (3.4 da NP EN 1998-3:2017).

O Anexo Nacional da NP EN 1998-3:2017 destaca a importância da realização de ensaios de identificação dinâmica como forma de melhorar significativamente a informação recolhida nos ensaios *in situ*. No caso dos edifícios existentes de alvenaria estes ensaios

são potencialmente muito úteis pois permitem identificar os comportamentos globais, no plano e para fora do plano das paredes, bem como a interação entre eles (NA.4.3b) da NP EN 1998-3:2017).

2.5 Coeficientes de confiança

As propriedades médias dos materiais existentes, obtidas por meio de ensaios *in situ* ou a partir de fontes de informação adicionais, possuem um nível de incerteza inerente ao nível de conhecimento alcançado. Os coeficientes de confiança para cada nível de conhecimento m (CF_m) apresentados no Quadro 3 têm por objetivo ajustar os valores médios daquelas propriedades para utilização no cálculo das capacidades dos elementos estruturais (3.5 da NP EN 1998-3:2017). Duas situações distintas surgem nas verificações de segurança: i) na determinação das capacidades dos elementos estruturais para comparação com as exigências, devem ser utilizados os valores médios das propriedades dos materiais existentes divididos pelos coeficientes de confiança para o nível de conhecimento alcançado (CF_m); e ii) na determinação das capacidades dos elementos “dúcteis”, em termos de força (resistência), para transmissão, por equilíbrio, dos efeitos das ações aos elementos “frágeis” nas análises lineares, devem ser utilizados os valores médios das propriedades dos materiais existentes dos elementos “dúcteis” multiplicados pelos coeficientes de confiança para o nível de conhecimento alcançado (CF_m).

No presente contexto, as capacidades dos elementos estruturais têm um significado equivalente ao que normalmente se designa por capacidade resistente, podendo referir-se tanto à capacidade de resistir a esforços como à capacidade de deformação. Da mesma forma, as exigências têm um significado equivalente ao que normalmente se designa por efeitos das ações, podendo referir-se à aplicação tanto de um esforço como de uma deformação.

3 Requisitos de desempenho e critérios de conformidade

3.1 Requisitos fundamentais

A avaliação do desempenho sísmico de edifícios existentes é realizada através da verificação de um determinado estado limite para um determinado período de retorno da ação sísmica. Os estados limite são descritos com referência ao estado de dano da estrutura, traduzido através da sua resistência e rigidez, da sua capacidade para suportar as cargas horizontais e verticais, dos deslocamentos laterais permanentes, e dos danos nos elementos não estruturais. Os períodos de retorno, por sua vez, são escolhidos por forma a que, quando conjugados com os estados limite, assegurem níveis de proteção considerados apropriados. Estes conceitos são idênticos aos utilizados na NP EN 1998-1:2010 para o projeto de edifícios novos, mas com as adaptações necessárias para se proceder à avaliação e reabilitação de edifícios existentes.

Na NP EN 1998-3:2017 são definidos três estados limite (2.1(1)P da NP EN 1998-3:2017): i) Estado limite de colapso iminente (NC); ii) Estado limite de danos severos (SD); e iii) Estado limite de limitação de dano (DL). O Anexo Nacional estabelece os

estados limite a verificar na avaliação do desempenho sísmico de um edifício existente em função da sua classe de importância (NA 2.1(2)P da NP EN 1998-3:2017), bem como os períodos de retorno associados a cada um dos três estados limite aplicáveis em Portugal (NA 2.1(3)P da NP EN 1998-3:2017), os quais não dependem da classe de importância dos edifícios. O Quadro 4 resume os requisitos de desempenho a verificar em Portugal em termos de período de retorno e de estado limite para cada uma das classes de importância.

Quadro 4 Requisitos de desempenho sísmico para edifícios existentes em Portugal em função da sua classe de importância

Período de retorno	Probabilidade de excedência	Estado limite		
		Limitação de dano (DL)	Danos severos (SD)	Colapso iminente (NC)
73 anos	50% em 50 anos	Só classes de importância III e IV	–	–
308 anos	15% em 50 anos	–	Todas as classes de importância	–
975 anos	5% em 50 anos	–	–	Só classes de importância III e IV

De notar que, comparativamente com os dois requisitos de desempenho definidos na NP EN 1998-1:2010, não ocorrência de colapso e limitação de danos, os estados limite de danos severos (SD) e de limitação de dano (DL) são-lhes globalmente equivalentes, embora sejam verificados para períodos de retorno da ação sísmica inferiores. Relativamente ao estado limite de colapso iminente (NC), descreve-se uma situação já muito próxima do colapso real do edifício, sem paralelo naquela norma.

3.2 Critérios de conformidade

No âmbito da NP EN 1998-3:2017, a conformidade com os requisitos de desempenho é alcançada através da seleção da ação sísmica, do método de análise, dos procedimentos de verificação e das disposições construtivas, apropriados ao material estrutural. A exigência é determinada para a ação sísmica de cálculo associada a cada estado limite, nalguns casos modificada em determinados elementos estruturais num procedimento análogo ao cálculo pela capacidade real (*capacity design*) da NP EN 1998-1:2010. A capacidade, para comparação com as exigências devidas à ação sísmica nas verificações de segurança, é calculada com base nas propriedades médias dos materiais existentes, eventualmente reduzidas para ter em consideração a incerteza na determinação das propriedades médias dos materiais existentes (CF_m) e as incertezas no modelo (γ_m).

Para efeitos de verificação de segurança, os elementos estruturais devem ser classificados como “dúcteis” ou como “frágeis” (2.2.1(3) P da NP EN 1998-3:2017). Nos primeiros deve assegurar-se que as

exigências devidas à ação sísmica não excedem as correspondentes capacidades em termos de deformações, enquanto nos segundos se deve assegurar que as exigências não excedem as correspondentes capacidades em termos de resistências. A verificação de segurança no estado limite de limitação de dano (DL) é realizada unicamente em termos de resistência, independentemente de o elemento estrutural ser “dúctil” ou “frágil”. Apresenta-se no Quadro 5 a relação entre os estados limite e as capacidades para os elementos “dúcteis” e para os elementos “frágeis”.

Quadro 5 Relação entre estados limite e capacidades para os diferentes tipos de elementos estruturais

Estado limite	Capacidade	
	Elementos “dúcteis”	Elementos “frágeis”
Colapso iminente (NC)	Deformação última	Resistência última
Danos severos (SD)	Deformação representativa de danos severos	Estimativa conservativa da resistência última
Limitação de dano (DL)	Resistência associada à cedência	Resistência associada à cedência

Para além da classificação dos elementos como “dúcteis” ou “frágeis”, alguns elementos estruturais podem ser designados como elementos “sísmicos secundários” (2.2.1(6)P da NP EN 1998-3:2017). Todos os demais elementos estruturais são considerados como elementos “sísmicos primários”. O Quadro 6 resume as propriedades a utilizar no cálculo das capacidades em função da classificação dos elementos estruturais. Nos materiais novos ou adicionais devem ser utilizadas as respetivas propriedades nominais, sem modificação pelo coeficiente de confiança (CF_m).

Quadro 6 Propriedades dos materiais existentes a utilizar no cálculo das capacidades dos elementos estruturais para comparação com as exigências nas verificações de segurança

Elementos	Dúcteis	Frágeis
Sísmicos primários	$\frac{\text{propriedades médias}}{CF_m}$	$\frac{\text{propriedades médias}}{CF_m \gamma_m}$
Sísmicos secundários	Propriedades médias	

As exigências na estrutura são determinadas para a ação sísmica total (não reduzida, elástica) quantificada para o período de retorno associado a cada estado limite (2.2.1(2)P da NP EN 1998-3:2017). No caso dos métodos lineares, as exigências nos elementos “frágeis” são modificadas na verificação dos estados limite de danos severos (SD) e de colapso iminente (NC) para atender à transmissão, por equilíbrio, dos efeitos das ações entre elementos “dúcteis” e elementos “frágeis”. Este procedimento é, de certa forma, análogo ao cálculo pela capacidade real (*capacity design*) da NP EN 1998-1:2010 ao procurar garantir que, num contexto de avaliação

Quadro 7 Relação entre estados limite e exigências para os diferentes tipos de elementos e métodos de análise

Estado limite	Exigência		
	Elementos "dúcteis"		Elementos "frágeis"
	Métodos lineares e não lineares	Métodos lineares	Métodos não lineares
Colapso iminente (NC)	Avaliada com base nos resultados da análise	Modificada com base nas exigências e capacidades dos elementos "dúcteis"	Avaliada com base nos resultados da análise
Danos severos (SD)			
Limitação de dano (DL)	Avaliada com base nos resultados da análise		

Quadro 8 Relação entre métodos de análise e tipos de avaliação

Tipo de avaliação	Métodos de análise	
	Lineares	Não lineares
Elemento a elemento	Capacidade e exigência definidas em termos de deformação ou de esforço transversal	Não aplicáveis
Global	Capacidade e exigência definidas em termos de esforço transversal na base na direção horizontal da ação sísmica Aplicável só no estado limite de limitação de dano (DL)	Capacidade e exigência definidas em termos de deslocamento ao nível da cobertura

de edifícios existentes, a capacidade dos elementos "frágeis" tem de ser pelo menos igual à dos elementos "dúcteis" com os quais estão em equilíbrio. Apresenta-se no Quadro 7 a relação entre os estados limite e as exigências (esforços ou deformações) determinadas para a ação de cálculo apropriada a cada estado limite.

Em complemento a estes critérios genéricos, o Anexo C da NP EN 1998-3:2017 apresenta dois tipos de modelos de capacidade para avaliação de edifícios existentes de alvenaria, descritos nas secções 3.2.1 e 3.2.2 seguintes, os quais impõem restrições sobre os métodos de análise que podem ser utilizados.

O primeiro tipo é um modelo de avaliação global do edifício (C.4.1 da NP EN 1998-3:2017), caracterizado pelo deslocamento ao nível da cobertura e pela resistência lateral total medida como o esforço transversal na base. Nos métodos não lineares, a capacidade é definida em termos do deslocamento ao nível da cobertura e a exigência a comparar com a capacidade é dada pelo deslocamento ao nível da cobertura correspondente a um deslocamento-alvo (C.3.3 da NP EN 1998-3:2017). Nos métodos lineares e para o estado limite de limitação de dano (DL), a capacidade é considerada igual à soma das capacidades em relação ao esforço transversal das paredes individuais na direção horizontal da ação sísmica e a exigência é o esforço transversal máximo na base nessa mesma direção obtido a partir da análise linear.

O segundo tipo é um modelo de capacidade para avaliação de paredes de alvenaria não armada em função dos esforços a que estão sujeitos (C.4.2 e C.4.3 da NP EN 1998-3:2017) e é essencialmente um modelo de avaliação elemento a elemento equivalente aos critérios genéricos descritos acima. Embora não seja explicitado, as paredes de alvenaria não armada cuja rotura é ditada por flexão composta (esforço axial e flexão)

correspondem a elementos "sísmicos dúcteis" enquanto as paredes cuja rotura é ditada por esforço transversal correspondem a elementos "sísmicos frágeis", tendo em conta as propriedades dos materiais existentes utilizadas no cálculo das capacidades dos elementos estruturais para comparação com as exigências nas verificações de segurança indicadas no Quadro 6. Apresenta-se no Quadro 8 a relação entre métodos de análise e tipos de avaliação em edifícios existentes de alvenaria.

3.2.1 Modelos de capacidade para avaliação elemento a elemento

No Anexo C da NP EN 1998-3:2017 são definidos dois modelos de capacidade para avaliação de paredes de alvenaria não armada sujeitas a esforços no seu plano, um para esforço axial e flexão (C.4.2 da NP EN 1998-3:2017) e outro para esforço transversal (C.4.3 da NP EN 1998-3:2017), associados a mecanismos distintos. Em ambos os modelos, a capacidade da parede traduz-se numa curva de capacidade bilinear definida em termos de esforço transversal (V) e de deslocamento relativo (δ). Apresenta-se na Figura 2 a idealização da curva de capacidade bilinear para paredes de alvenaria não armada com indicação dos vários estados limite definidos ora em deslocamento relativo (SD e NC) ora em esforço transversal (DL).

Numa parede de alvenaria não armada sujeita a esforço axial e flexão, desenvolve-se um mecanismo de rotura por flexão (*rocking*) como o ilustrado na Figura 3. Sob a ação combinada daqueles dois esforços, a parede de alvenaria desenvolve uma distribuição de tensões normais na secção mais desfavorável, em princípio a da base, que podem resultar em trações numa ou noutra das extremidades da parede.

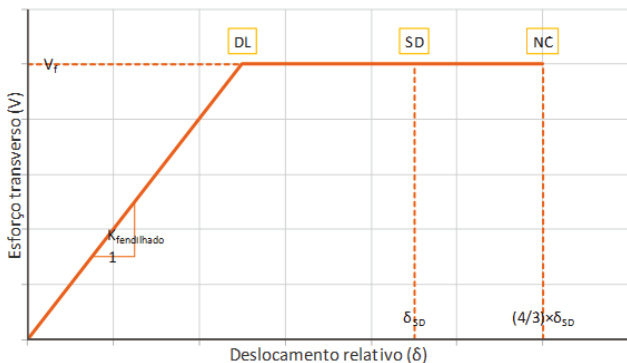


Figura 2 Identificação dos estados limites na curva de capacidade idealizada de uma parede sujeita a esforços no seu plano

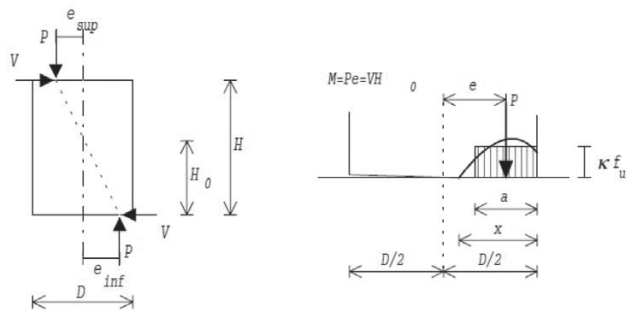


Figura 3 Modelo de cálculo de uma parede de alvenaria não armada sujeita a esforço axial e flexão (adaptado de Magenes; Bolognini; Braggio; 2000)

Este mecanismo é considerado “dúctil”, motivo pelo qual a resistência média à compressão da alvenaria (f_m) é dividida apenas pelo coeficiente de confiança (CF_m) no cálculo da capacidade resistente. Nestas circunstâncias, a capacidade em termos de força (resistência) máxima de uma parede de alvenaria não armada sujeita a esforço axial e flexão ($V_{f(N,M)}$) é dada por:

$$V_{f(N,M)} = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1,15v_d) \quad (1)$$

em que V_f é a resistência da parede em termos de esforço transversal, N é o esforço axial na parede devido unicamente às cargas verticais, D é o comprimento da parede na direção considerada, t é a espessura da parede, H_0 é a altura entre a secção mais desfavorável e o ponto de inflexão, f_m é a resistência média à compressão da alvenaria e CF_m é o coeficiente de confiança para a alvenaria para o nível de conhecimento m .

Esta capacidade tem de ser comparada com a capacidade resistente da mesma parede de alvenaria não armada quando sujeita a esforço transversal, por forma a identificar qual dos dois mecanismos apresenta o menor valor e, portanto, controla a capacidade resistente da parede.

Numa parede de alvenaria não armada sujeita a esforço transversal,

desenvolve-se um mecanismo de rotura por deslizamento ao longo das juntas horizontais¹ (*bed joint sliding*) como o ilustrado na Figura 4. Sob a ação do esforço transversal, e na presença de esforço axial, as tensões tangenciais e normais que equilibram os esforços transmitem-se apenas na porção da parede onde existe contacto.

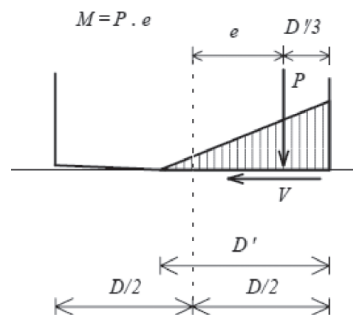


Figura 4 Modelo de cálculo de uma parede de alvenaria não armada sujeita a esforço transversal (adaptado de Magenes; Bolognini; Braggio; 2000)

A capacidade resistente neste caso é baseada no modelo de Mohr-Coulomb, ao qual a NP EN 1998-3:2017 impõe um limite máximo de $0,065 f_m / (CF_m \gamma_m)$ que representa de forma aproximada o esmagamento da alvenaria. Considerando uma coesão dada por f_{vm0} e um coeficiente de atrito com um valor fixo de 0,4, obtém-se a seguinte expressão que define a região de esforços admissíveis:

$$f_{vd} = \frac{f_{vm0}}{CF_m \gamma_m} + 0,4 \frac{N}{D't} \leq 0,065 \frac{f_m}{CF_m \gamma_m} \quad (2)$$

em que f_{vm0} é a resistência média ao corte na ausência de uma carga vertical, f_m é a resistência média à compressão, CF_m é o coeficiente de confiança para a alvenaria para o nível de conhecimento m , γ_m é o coeficiente parcial para a alvenaria, N é o esforço axial na parede (pode considerar-se que é devido unicamente às cargas verticais), D' é o comprimento da zona comprimida da parede na direção considerada e t é a espessura da parede.

Este mecanismo é considerado “frágil”, motivo pelo qual as resistências médias ao corte na ausência de uma carga vertical (f_{vm0}) e à compressão (f_m) são divididas pelo coeficiente de confiança (CF_m) e também pelo coeficiente parcial para a alvenaria (γ_m). Este coeficiente varia entre 2,0 e 2,5 dependendo do tipo de alvenaria².

Nestas circunstâncias, a capacidade em termos de força (resistência) máxima de uma parede de alvenaria não armada sujeita a esforço transversal ($V_{f(V)}$) é dada por:

$$V_{f(V)} = f_{vd} D't \quad (3)$$

em que os símbolos têm o significado expresso anteriormente.

¹ Nas paredes de alvenaria não armada antigas ou de fraca qualidade pode desenvolver-se um outro mecanismo de rotura associado a esforço transversal, o corte diagonal (*diagonal cracking*), que não é contemplado na NP EN 1998-3:2017, mas sim na versão atual da norma EN 1998-3 em processo de revisão.

² NA. 2.4.3(1)P da NP EN 1996-1-1:2005+A1:2015 via NA 9.6(3) da NP EN 1998-1:2010 via NA. 2.2.1(7)P da NP EN 1998-3:2017.

Considera-se que uma parede de alvenaria não armada é controlada pelo esforço transversal se o valor da capacidade correspondente ($V_{f(V)}$, expressão 3) for inferior ao valor da capacidade para esforço axial e flexão ($V_{f(N,M)}$, expressão 1), caso contrário é controlada por este último. A capacidade em termos de força (resistência) máxima da parede (V_f) será sempre dada pelo menor valor destes dois modelos:

$$V_f = \text{mínimo} (V_{f(N,M)}; V_{f(V)}) \quad (4)$$

Para ilustrar esta condição, considere-se o exemplo de uma parede de alvenaria não armada sujeita a um conjunto de esforços equilibrados no seu plano com as características apresentadas na Figura 5:

- $t = 0,25 \text{ m}$
- $D = 1,0 \text{ m}$
- $H = 2,5 \text{ m} (D/H = 0,4)$
- $H_0 = 1,25 \text{ m} (H_0/H = 0,5)$
- $CF = 1,35$ (nível de conhecimento KL1)
- $\gamma_m = 2,0$
- $f_m = 2,5 \text{ MPa}$
- $f_{vm0} = 0,15 \text{ MPa}$

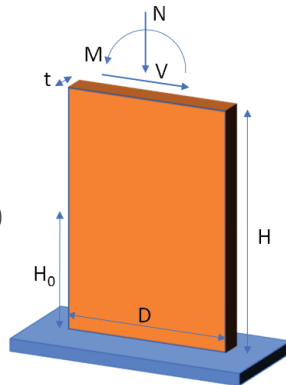


Figura 5 Exemplo de uma parede sujeita a esforços no seu plano

Conforme se pode observar na Figura 6, a capacidade em relação ao esforço transversal da parede de alvenaria não armada sujeita a esforços no seu plano (região admissível a sombreado) é controlada ora por esforço axial e flexão, ora por esforço transversal, dependendo do nível de esforço axial instalado na parede.

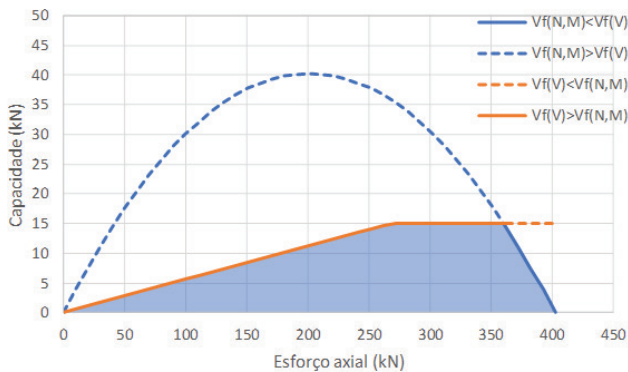


Figura 6 Exemplo da relação entre o esforço axial e a capacidade em relação ao esforço transversal numa parede de alvenaria não armada (região admissível a sombreado)

Identificado o mecanismo que determina a capacidade máxima da parede, o Quadro 9 resume a relação entre os estados limite e as capacidades, definidas em termos de capacidade em relação ao esforço transversal (V_f) e de deslocamento relativo (δ), na avaliação de paredes de alvenaria não armadas sujeitas a esforços no seu plano. Dos dois valores indicados para δ_{SD} , o menor é utilizado

nos elementos “sísmicos primários” e o maior nos elementos “sísmicos secundários”. No estado limite de limitação de dano (DL), o correspondente valor de δ_{DL} é obtido a partir de V_f e da rigidez fendilhada para deformabilidade de flexão e de esforço transversal, respetivamente.

Quadro 9 Relação entre estados limite e capacidades para a avaliação de paredes de alvenaria não armadas sujeitas a esforços no seu plano

Estado limite	Parede de alvenaria não armada com capacidade controlada por:	
	Esforço axial e flexão (N,M) $V_{f(N,M)} < V_{f(V)}$ (elemento “dúctil”)	Esforço transversal (V) $V_{f(V)} < V_{f(N,M)}$ (elemento “frágil”)
Colapso iminente (NC)	$V_{f(N,M)} \cdot \delta_{NC(N,M)} = \frac{4}{3} \times \delta_{SC(N,M)}$	$V_{f(V)} \cdot \delta_{NC(V)} = \frac{4}{3} \times \delta_{SD(V)}$
Danos severos (SD)	$V_{f(N,M)} \cdot \delta_{SD(N,M)} = \begin{cases} 0,008H_0/D \\ 0,012H_0/D \end{cases}$	$V_{f(V)} \cdot \delta_{SD(V)} = \begin{cases} 0,004 \\ 0,006 \end{cases}$
Limitação de dano (DL)	$V_{f(N,M)} = \frac{DN}{2H_0} (1 - 1,15v_d)$	$V_{f(V)} = f_{vd} D' t$

3.2.2 Modelos de capacidade para uma avaliação global

No Anexo C da NP EN 1998-3:2017 são definidos dois modelos de capacidade para avaliação global de um edifício, um deles em termos do deslocamento ao nível da cobertura (C.3.3 da NP EN 1998-3:2017), aplicável nos métodos de análise não linear, e outro em termos de esforço transversal na base, aplicável nos métodos de análise linear e apenas no estado limite de limitação de dano (DL).

Nos métodos de análise não linear, as capacidades para os vários estados limite estão associadas a uma relação idealizada do comportamento força/deslocamento elasto-perfeitamente plástico de um sistema equivalente com um só grau de liberdade. O deslocamento último (D_u) corresponde ao deslocamento ao nível da cobertura quando o esforço transversal na base do edifício atinge 80% do valor máximo alcançado ($F_{m\acute{a}x}$). O deslocamento e a resistência na cedência (D_y e F_y) podem ser determinados, por exemplo, através do procedimento indicado no Anexo B da NP EN 1998-1:2010³. Apresenta-se na Figura 7 a idealização do

³ No Anexo B da NP EN 1998-1:2010 é ilustrado apenas o troço da curva de capacidade estimada até atingir o valor máximo do esforço transversal na base do edifício ($F_{m\acute{a}x}$), que é igual à resistência na cedência (F_y). Contudo, na análise estática não linear de um edifício de alvenaria existente deverá ser contemplado também o troço descendente associado à degradação de resistência. De acordo com o Anexo C da NP EN 1998-3:2017, a relação idealizada do comportamento força/deslocamento elasto-perfeitamente plástico é prolongada até atingir o deslocamento último (D_u). O deslocamento de cedência (D_y) é obtido da forma indicada no Anexo B da NP EN 1998-1:2010, mas onde a energia de deformação (E_m) é calculada até ao deslocamento último.

comportamento força/deslocamento elasto-perfeitamente plástico de um sistema equivalente com um só grau de liberdade utilizada no modelo de capacidade para avaliação global de um edifício de alvenaria existente.

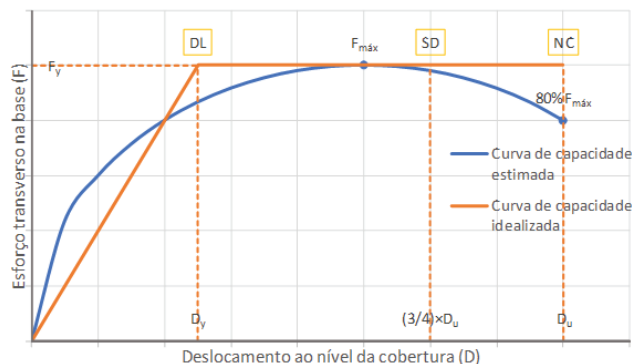


Figura 7 Curva de capacidade global com identificação dos estados limites

Nos métodos de análise linear, a capacidade é definida em termos do esforço transverso na base, dado pelo somatório das resistências das paredes individuais calculadas de acordo com os modelos de capacidade para avaliação de elementos sujeitos a esforços apresentados na secção 3.2.1.

Apresenta-se no Quadro 10 a relação entre os estados limite e as correspondentes capacidades para os diferentes tipos de análise numa avaliação global (C.4.1 da NP EN 1998-3:2017). Nas expressões apresentadas, D_u é o deslocamento último, D_y e F_y são o deslocamento e a resistência na cedência, V_{fi} é a capacidade em relação ao esforço transverso da parede individual i e N é o número total de paredes na direção horizontal da ação sísmica. O valor da capacidade em relação ao esforço transverso V_{fi} de cada parede individual i é dado pelo valor mínimo entre a capacidade ao esforço axial e flexão ($V_{fi(N,M)}$) e a capacidade ao esforço transverso ($V_{fi(V)}$), conforme descrito na secção 3.2.1.

Quadro 10 Relação entre estados limite e capacidades para os diferentes métodos de análise numa avaliação global

Estado limite	Capacidade	
	Métodos lineares	Métodos não lineares
Colapso iminente (NC)	Não aplicável	$D_{NC} = D_u$
Danos severos (SD)	Não aplicável	$D_{SD} = \frac{3}{4} \times D_u$
Limitação de dano (DL)	$\sum_{i=1}^N V_{fi}$	$F_y, D_{DL} = D_y$

4 Avaliação

4.1 Generalidades

A avaliação é um procedimento quantitativo através do qual se verifica se um edifício existente, danificado ou não, satisfaz o estado limite requerido correspondente à ação sísmica considerada (4.1(1) da NP EN 1998-3:2017). Na metodologia de avaliação usada deverá ser considerada, quando relevante, a informação sobre o comportamento do mesmo tipo de edifício em sismos anteriores.

A avaliação de edifícios existentes apresenta semelhanças com o procedimento preconizado na NP EN 1998-1:2010 para o projeto de edifícios novos. As alterações que são introduzidas no procedimento pela NP EN 1998-3:2017, e que se destacam nas secções seguintes, destinam-se a solucionar os problemas específicos da avaliação sísmica de edifícios existentes (para os quais não existe a liberdade de projeto inerente a edifícios novos).

4.2 Ação sísmica e combinação de ações sísmica

A ação sísmica a utilizar na avaliação de edifícios é modelada com base nas representações da ação sísmica apresentadas em 3.2.2 e 3.2.3 da NP EN 1998-1:2010. O espectro de resposta elástica (S_e) assume aqui particular destaque dado que é utilizado como referência para as análises lineares e não lineares (4.2(2)P da NP EN 1998-3:2017).

Os valores da aceleração máxima de referência (a_{gR}) a adotar para cada um dos três estados limite são obtidos a partir dos valores correspondentes indicados no Quadro NA.I do Anexo Nacional da NP EN 1998-1:2010, multiplicando-os por coeficientes que têm em consideração os períodos de retorno associados a cada um dos estados limite (Quadro NA.I do Anexo Nacional da NP EN 1998-3:2017). Estes valores terão de ser multiplicados ainda pelo coeficiente de importância do edifício (γ_i), indicados no Quadro NA.II do Anexo Nacional da NP EN 1998-1:2010, por forma a se obter o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g):

$$a_g = \gamma_i \times a_{gR} \quad (5)$$

Os efeitos da ação sísmica, determinados através da análise, deverão ser combinados com os das restantes ações (4.2(4)P da NP EN 1998-3:2017).

4.3 Modelação da estrutura

A determinação dos efeitos das ações em todos os elementos estruturais, para a combinação de ações sísmica, é feita através de um modelo numérico da estrutura desenvolvido com base na informação obtida sobre o edifício existente. Em particular, nos elementos estruturais devem ser utilizados os valores médios das propriedades dos materiais existentes (4.3(5)P da NP EN 1998-3:2017).

O desenvolvimento do modelo numérico deverá seguir as regras da NP EN 1998-1:2010 relativas à modelação da estrutura e aos efeitos acidentais de torção. Alguns dos elementos estruturais

podem ser considerados como elementos “sísmicos secundários”, com base em análises preliminares, desde que isso não altere a classificação da estrutura de não regular para regular (4.3(4)P da NP EN 1998-3:2017). A sua contribuição, em termos de rigidez e de resistência em relação às ações horizontais, poderá, em geral, ser ignorada no modelo estrutural global, embora esta opção seja desaconselhada no caso das análises não lineares.

Dada a importância que é atribuída aos deslocamentos e às deformações da estrutura devidos à ação sísmica, é fundamental fazer uma avaliação correta da rigidez uma vez que, em geral, é contra a segurança a adoção de valores de rigidez sobreavaliados (NA.4.3c) da NP EN 1998-3:2017). Neste sentido, o Anexo C da NP EN 1998-3:2017 refere que na elaboração do modelo de análise, a rigidez das paredes deverá ser avaliada tendo em conta simultaneamente a sua deformabilidade de flexão e de esforço transversal, com base na rigidez fendilhada. Na

ausência de avaliações mais precisas, as duas contribuições para a rigidez poderão ser consideradas iguais a metade dos respetivos valores não fendilhados (C.3.1(1) da NP EN 1998-3:2017).

Relativamente aos lintéis de alvenaria, o Anexo C da NP EN 1998-3:2017 refere que estes poderão ser introduzidos no modelo como vigas de acoplamento entre dois elementos de parede (C.3.1(2) da NP EN 1998-3:2017). Estas deverão, no entanto, permitir o funcionamento em conjunto das várias paredes alinhadas na direção da ação sísmica horizontal considerada na análise, simulando a rigidez no plano dos pavimentos.

Apresentam-se na Figura 8 várias plantas tipo de um edifício de alvenaria de “placa” com indicação dos vários tipos de paredes: 1) paredes divisórias, que podem ser resistentes ou não; 2) paredes resistentes entre alojamentos e no núcleo de escadas; 3) paredes resistentes de empena; e 4) paredes resistentes de fachada. Conforme

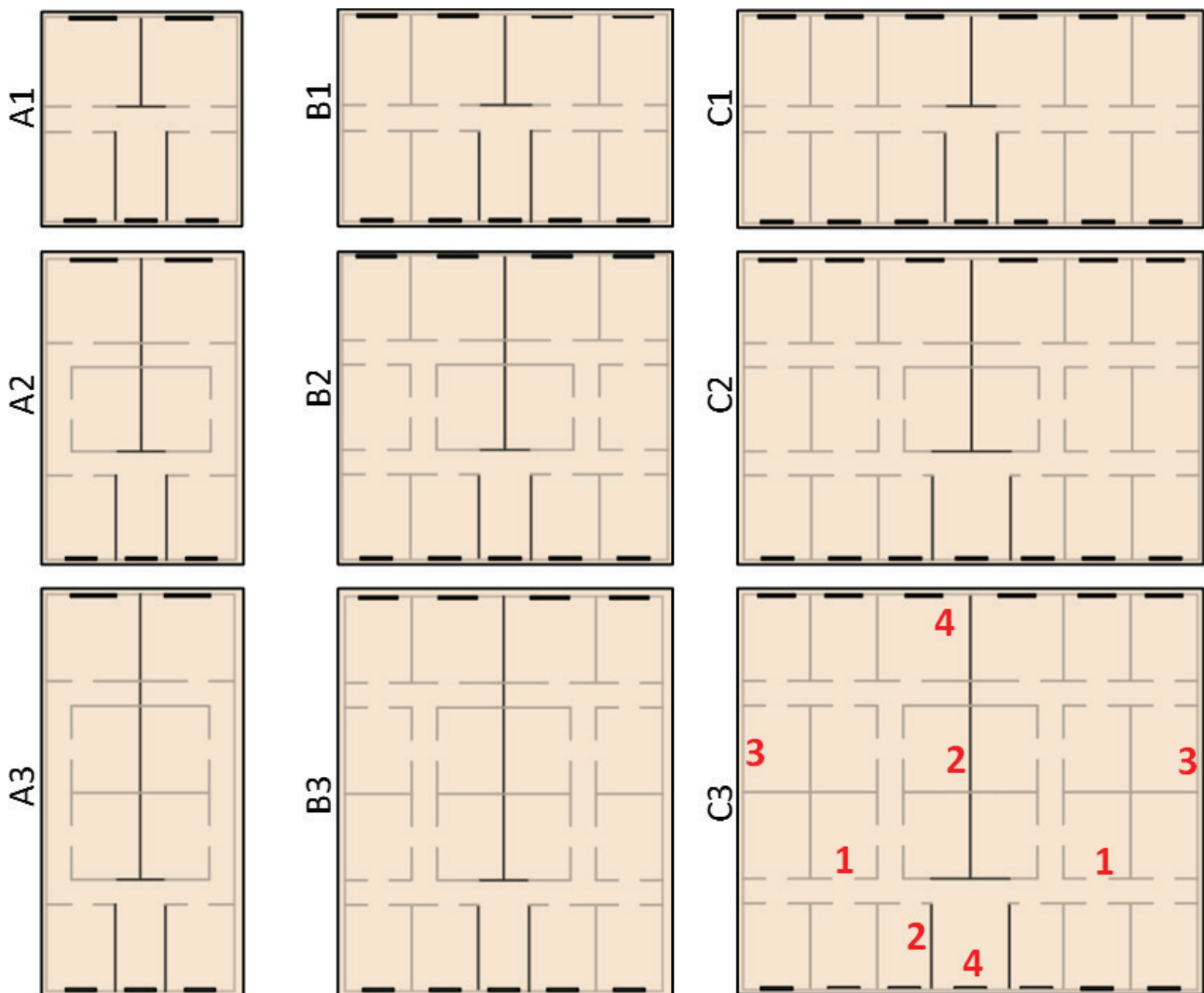


Figura 8 Plantas tipo de edifícios de alvenaria de “placa” (Bernardo; 2019)

referido acima, a seleção de quais destas paredes são consideradas como elementos “sísmicos primários” e “sísmicos secundários” no modelo numérico da estrutura do edifício para efeitos de avaliação deve ser feita de forma criteriosa.

Na Figura 9 apresenta-se um exemplo genérico de uma estrutura com 4 pisos, ilustrando as várias zonas numa parede de empena e numa parede de fachada. Os cunhais são zonas particularmente solicitadas da estrutura, com concentrações de tensões importantes derivadas da ligação entre paredes ortogonais, embora normalmente não sejam modelados como elementos distintos.

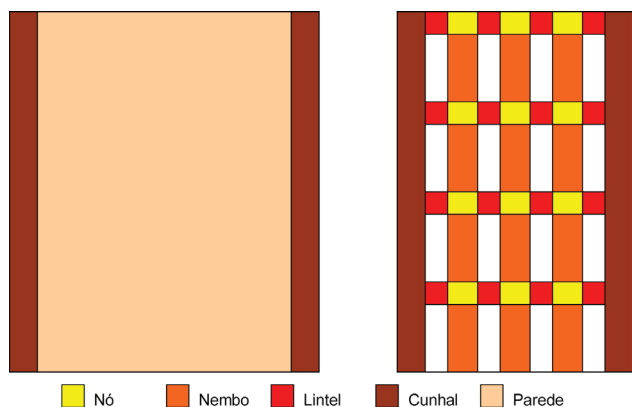


Figura 9 Exemplo de zonas a considerar nas paredes de alvenaria: empena (à esquerda), fachada (à direita) (Candeias, 2008)

Apresentam-se nas secções seguintes alguns exemplos de modelos numéricos utilizados em edifícios de alvenaria.

4.3.1 Modelos de barras equivalentes

As paredes de fachada são modeladas através de peças lineares que simulam os nembros e os lintéis. Os “nós” de ligação, dadas as suas dimensões habituais, são simulados por meio de troços rígidos, com um comprimento adequado, localizados nas extremidades das barras que se ligam no nó (Magenes; Bolognini; Braggio; 2000) (Pasticier; Amadio; Fragiacomio; 2008) (Rizzano; Sabatino; 2010). Apresentam-se nas Figuras 10 e 11 dois exemplos de modelação de paredes de fachada.

Um dos aspetos essenciais neste tipo de modelos é o da definição da estrutura reticulada. Algumas regras foram propostas para definir as dimensões dos elementos estruturais que compõem as fachadas. O comprimento efetivo dos lintéis é determinado pela largura das aberturas enquanto a altura efetiva dos nembros (H_{eff}) é calculada da seguinte forma:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3}D \frac{\bar{H} - h'}{h'} \quad (6)$$

em que o significado dos símbolos é indicado na Figura 12.

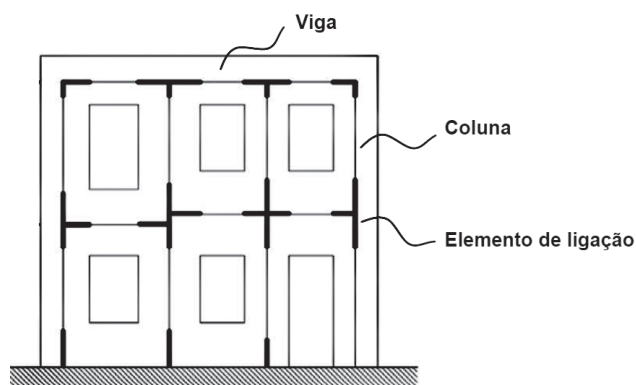


Figura 10 Componentes do modelo de pórtico equivalente (adaptado de Magenes; Bolognini; Braggio; 2000)

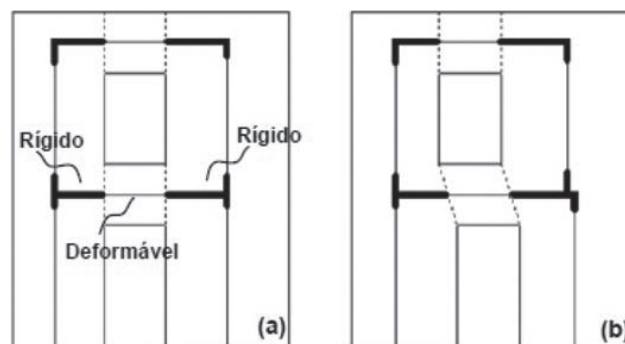


Figura 11 Modelo de pórtico equivalente em fachadas regulares (esquerda) e irregulares (direita) (adaptado de Magenes; Bolognini; Braggio; 2000)

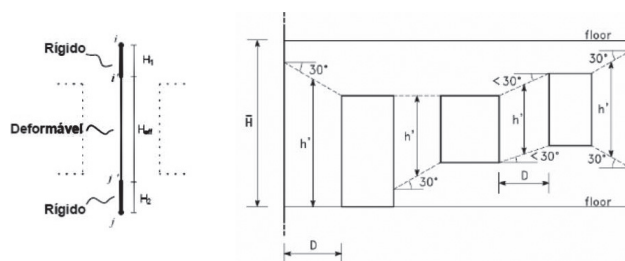


Figura 12 Proposta de dimensões dos elementos no modelo de pórtico equivalente (adaptado de Magenes; Bolognini; Braggio; 2000)

Os nembros e os lintéis são elementos cuja secção transversal tem geralmente dimensões apreciáveis quando comparadas com o seu comprimento. Por este motivo, deverão ser simuladas por meio de barras com uma formulação que inclua não só a deformabilidade por flexão (formulação de Euler-Bernoulli) como também a deformabilidade por corte (formulação de Timoshenko) em fase fendilhada.

4.3.2 Modelos contínuos de elementos finitos

As paredes são reduzidas ao seu plano médio e modeladas através de elementos de superfície triangulares ou quadrangulares. A densidade e as dimensões máxima e mínima dos elementos finitos devem ser apropriadas às características das paredes em termos das suas dimensões globais, existência de aberturas, interligação entre paredes e ligação dos pavimentos. Os pavimentos serão igualmente modelados por meio de elementos finitos de superfície com propriedades geométricas homogeneizadas ou eventualmente combinados com peças lineares a simular as vigas de pavimento.

Os modelos constitutivos atribuídos aos elementos finitos deverão permitir simular o comportamento em flexão e em corte das paredes. Estes modelos numéricos são em geral melhor adaptados a métodos de análise linear embora os esforços resultantes da análise, obtidos através da teoria da elasticidade, tenham de ser processados por forma a se obterem os esforços generalizados N , V e M nos elementos estruturais, nembos, lintéis, nós e paredes, requeridos pelas verificações de segurança da estrutura e dos seus elementos. É possível utilizá-los igualmente em métodos de análise não lineares embora, neste caso, seja necessário recorrer a formulações de dano ou de plasticidade ao nível do comportamento mecânico atribuído aos próprios elementos finitos por forma a simular a condição de fraca resistência à tração da alvenaria.

4.3.3 Modelos de macroelementos

Nestes modelos a estrutura é discretizada através de um conjunto de macroelementos, cada um deles simulando uma parte diferente da estrutura (Figura 13). Haverá, em princípio, diferentes macroelementos para simular os nembos, os lintéis, os nós e as

paredes, cada um deles com um modelo de comportamento associado (Figura 14). Os pavimentos poderão ser modelados como diafragmas deformáveis ou indeformáveis (Lagomarsino; Penna; Galasco; *et al.*; 2013).

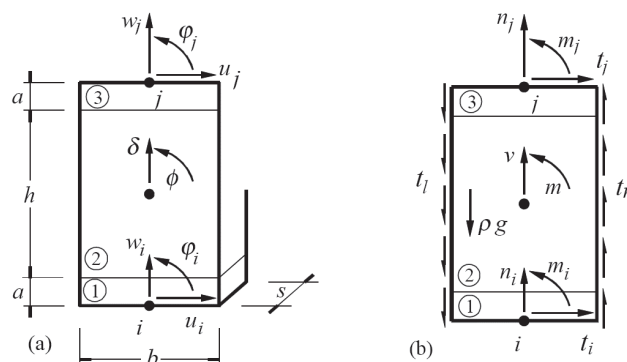


Figura 13 Variáveis cinemáticas (a) e estáticas (b) de um macroelemento (Brenchich; Gambarotta; Lagomarsino; 1998)

Estes modelos são normalmente utilizados em programas de cálculo automático desenvolvidos especificamente para a análise não linear estática e/ou dinâmica de edifícios de alvenaria. Os resultados são habitualmente apresentados em termos de curvas de capacidade de esforço transversal na base em função do deslocamento no topo e o dano nos diversos elementos estruturais (paredes, nembos, lintéis, nós) representado em alçados para poder avaliar o estado da estrutura. Apresentam-se nas Figuras 15 e 16 exemplos dos resultados que podem ser obtidos através destes programas.

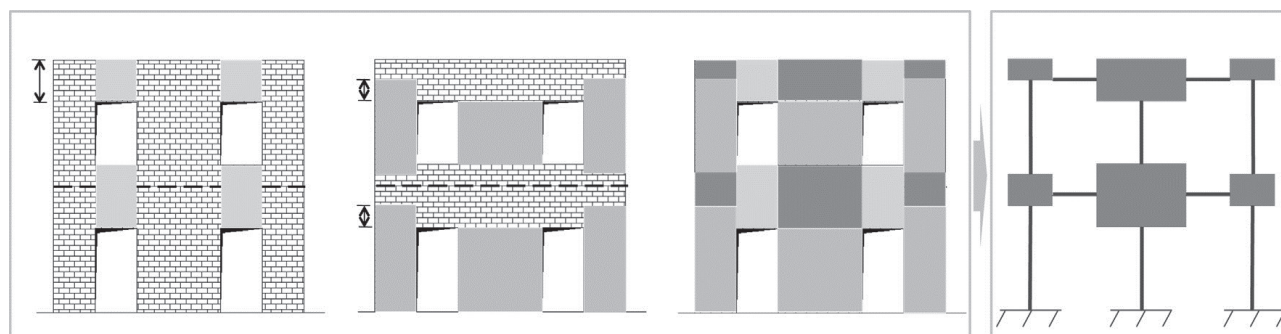


Figura 14 Fases da idealização de um modelo de macroelementos, da esquerda para a direita: definição dos lintéis, dos nembos, dos "nós" de ligação e modelo final (adaptado de Lagomarsino; Penna; Galasco; *et al.*; 2013)

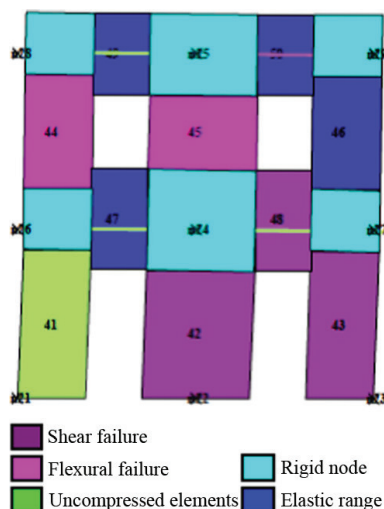


Figura 15 Exemplo do resultado do estado de dano nos elementos estruturais num edifício de alvenaria (adaptado de Lagomarsino; Penna; Galasco; *et al.*; 2013)

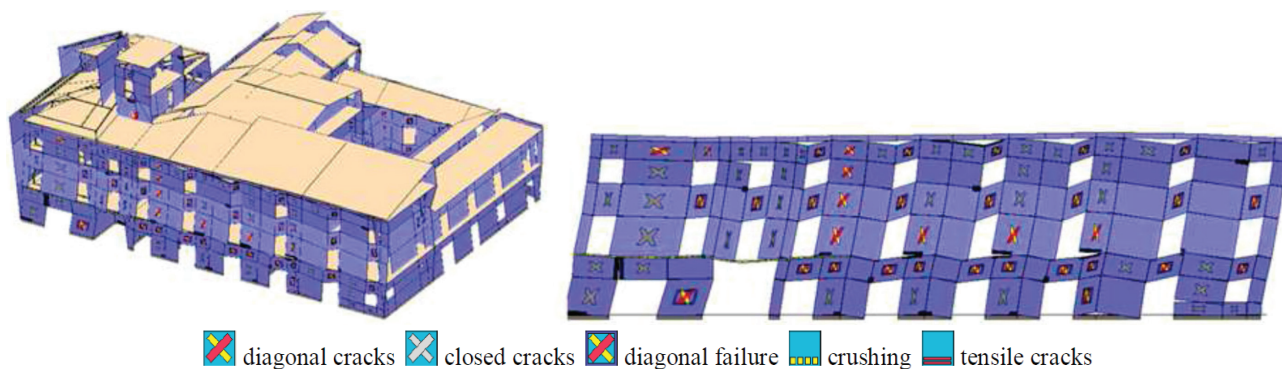


Figura 16 Exemplo do resultado do estado de dano nos elementos estruturais num edifício de alvenaria (adaptado de Cannizzaro; Pantò; Lepidi; *et al.*; 2017)

4.4 Métodos de análise

A NP EN 1998-3:2017 estabelece que os efeitos da ação sísmica, a combinar com os efeitos das outras ações de acordo com as regras da NP EN 1998-1:2010, podem ser avaliados utilizando um dos seguintes métodos de análise: i) Análise (linear) por forças laterais (LF); ii) Análise (linear) modal por espectro de resposta (MRS); iii) Análise estática não linear (*pushover*); iv) Análise dinâmica temporal não linear; e v) Abordagem por coeficiente de comportamento q .

O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 apresenta um conjunto de condições adicionais às indicadas na própria NP EN 1998-3:2017 e na NP EN 1998-1:2010 para aplicação dos quatro primeiros métodos de análise, que se apresentam nas secções seguintes, e é totalmente omissa quanto à abordagem por coeficiente de

comportamento q . De facto, os pressupostos no qual assenta a sua aplicação, nomeadamente a capacidade de dissipação de energia da estrutura atribuída a edifícios novos (3.2.2.5(1), (2) e (3)P da NP EN 1998-1:2010), poderão não estar devidamente assegurados em edifícios existentes de alvenaria. Esta omissão é indicativa de que tal abordagem não é aplicável na avaliação destes edifícios.

Nos vários tipos de análise deverão ser tidos em consideração os aspetos relacionados com a combinação das componentes da ação sísmica (4.4.7 da NP EN 1998-3:2017), os coeficientes de combinação para as ações variáveis (4.4.9 da NP EN 1998-3:2017) e as classes de importância e coeficientes de importância⁴. No caso particular dos edifícios de alvenaria confinada, deverão ser seguidas

4 NA. 4.2.5(5)P da NP EN 1998-1:2010 via NA.4.2 da NP EN 1998-3:2017 via 4.4.10 da NP EN 1998-3:2017.

as indicações da secção 9 da NP EN 1998-1:2010 (4.4.8 da NP EN 1998-3:2017).

4.4.1 Métodos lineares (estático e multimodal)

As condições de aplicabilidade das análises lineares (4.4.2 e 4.4.3 da NP EN 1998-3:2017) são baseadas na relação ρ_i entre a exigência⁵ D_i e a capacidade⁶ C_i em cada elemento estrutural i :

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} \quad (7)$$

A capacidade C_i é calculada com os valores médios das propriedades dos materiais e, no caso dos elementos verticais, tomando o valor do esforço axial devido unicamente às cargas verticais.

Nos elementos “dúcteis” a exigência D_i pode ser superior à capacidade C_i numa análise linear:

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} > 1 \quad (8)$$

Tal facto é admissível porque um elemento “dúctil” possui alguma capacidade de deformação, e de dissipação de energia, quando atinge a cedência (comportamento não linear).

Ilustram-se na Figura 17 as duas situações possíveis de ocorrer na comparação entre a exigência (V_D) e a capacidade (V_C) em relação ao esforço transversal num elemento “dúctil”.

Considerando apenas os quocientes ρ_i superiores à unidade ($\rho_i > 1$) dos elementos “sismicos primários” “dúcteis”, é estabelecido o seguinte limite entre o menor (ρ_{min}) e o maior (ρ_{max}) deles (NA. 4.4.2(1)P da NP EN 1998-3:2017):

$$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 3 \quad (9)$$

Para auxiliar na interpretação desta limitação salienta-se que valores muito elevados deste quociente indicam que a estrutura apresentará uma grande dispersão na exploração da ductilidade dos seus elementos. Tais situações poderão não ser bem avaliadas/representadas numa análise linear do comportamento da estrutura, justificando-se por isso a imposição desta limitação (NA.4.3d da NP EN 1998-3:2017).

As estruturas de alvenaria requerem métodos adequados às suas particularidades (4.4.1(5) da NP EN 1998-3:2017). Tratando-se de estruturas que possuem um comportamento essencialmente frágil, a capacidade C_i no i -ésimo elemento “frágil” da estrutura deverá ser superior à correspondente exigência D_i , obtida a partir da análise para a combinação de ações sísmica:

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} \leq 1 \quad (10)$$

Esta condição é, no entanto, redundante pois é assegurada pela

aplicação dos critérios de conformidade a todos os elementos estruturais (2.2.1(3)P da NP EN 1998-3:2017) e, portanto, independente do método de análise utilizado (4.4.2(1)P Nota 2 da NP EN 1998-3:2017).

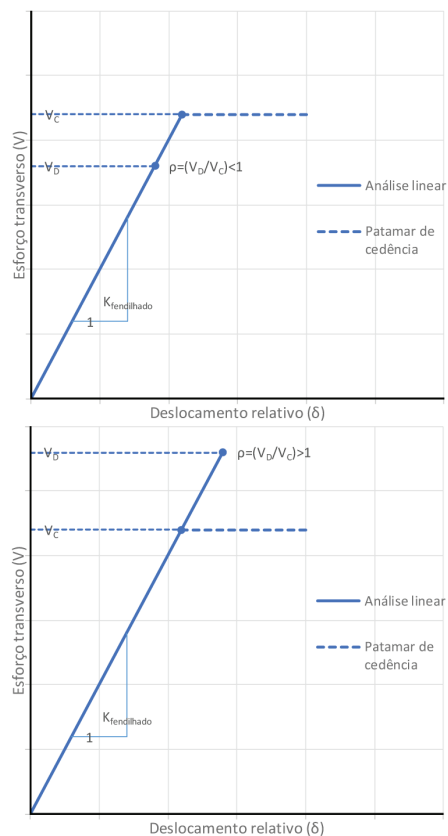


Figura 17 Elemento “dúctil” com capacidade em relação ao esforço transversal superior (esquerda) ou inferior (direita) à exigência

Ilustra-se na Figura 18 o caso dos elementos “frágeis”, nos quais a exigência (V_D) terá de ser sempre inferior à capacidade (V_C) em relação ao esforço transversal.

Estes métodos deverão ser utilizados com muita precaução dado que se trata de métodos simplificados, baseados no comportamento elástico linear dos materiais. Contudo podem servir para identificar as necessidades de reforço e para a análise da estrutura com a introdução dos necessários reforços.

O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 impõe um conjunto de condições adicionais aos edifícios de alvenaria para que possam ser aplicados os métodos lineares⁷. Estas condições estão relacionadas com a regularidade da disposição das paredes em planta e a sua

5 Designada *demand* na versão original da EN 1998-3:2005, em Inglês, e associada à letra D.

6 Designada *capacity* na versão original da EN 1998-3:2005, em Inglês, e associada à letra C.

7 Na versão atual da norma EN 1998-3, em processo de revisão, este conjunto de condições adicionais aplica-se apenas na abordagem por coeficiente de comportamento e não aos métodos lineares estático e multimodal. Esta é uma alteração importante que, combinada com o caráter informativo do Anexo C da NP EN 1998-3:2017, permite interpretar estas condições como não sendo estritamente necessárias para decidir a aplicabilidade dos métodos lineares estático e multimodal.

continuidade em altura, a rigidez dos pavimentos no seu plano, a resistência das suas ligações às paredes e a sua continuidade. São ainda impostas condições relativas a diferenças de rigidez entre paredes e sobre as características dos lintéis de alvenaria incluídos no modelo (C.3.2 da NP EN 1998-3:2017).

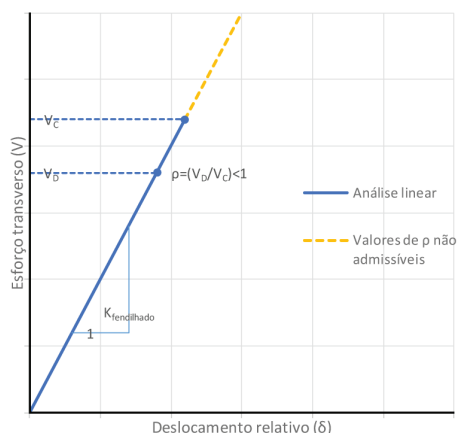


Figura 18 Elemento “frágil” com exigência inferior à capacidade em relação ao esforço transverso

Verificadas estas condições, os métodos lineares são aplicados como descrito nas partes relevantes da NP EN 1998-1:2010 (4.4.2 e 4.4.3 da NP EN 1998-3:2017) mas em que o espectro de resposta a considerar é o espectro de resposta elástico ($S_e(T_1)$):

$$\text{Método estático (LF): } F_b = S_e(T_1) \times m \times \lambda \quad (11)$$

$$\text{Método multimodal (MRS): } F_{bk} = S_e(T_k) \times m_k \quad (12)$$

em que os símbolos têm o significado definido na NP EN 1998-1:2010.

4.4.2 Métodos não lineares (estático e dinâmico)

A aplicação dos métodos não lineares, estático ou dinâmico, não está sujeita às condições dos métodos lineares, indicadas na secção 4.4.1 (C.3.3 da NP EN 1998-3:2017). São, por isso, métodos de aplicação mais geral, embora mais complexos, e que exigem um nível de conhecimento do edifício mais elevado (ver Quadro 3).

Na análise estática não linear (*pushover*) devem ser utilizadas pelo menos duas distribuições verticais de cargas laterais (4.4.4.2 da NP EN 1998-3:2017) para calcular a curva de capacidade (4.4.4.3 da NP EN 1998-3:2017). Esta, por sua vez, é utilizada para calcular o deslocamento-alvo (4.4.4.4 da NP EN 1998-3:2017), o qual deverá atender aos efeitos de torção e dos modos superiores (4.4.4.5 da NP EN 1998-3:2017).

Relativamente à análise dinâmica temporal não linear (4.4.5 da NP EN 1998-3:2017), deve ser aplicado o procedimento indicado na NP EN 1998-1:2010. Este tipo de análises requer, no entanto, informação complementar sobre o comportamento dos elementos de alvenaria sob ciclos pós-elásticos de descarga e carga, para a obtenção da qual não é fornecida qualquer orientação.

4.5 Verificações de segurança

A avaliação de um edifício culmina na verificação de segurança da estrutura e dos seus elementos estruturais. As exigências (D) e as capacidades (C) são comparadas entre si, devendo as primeiras ser inferiores às segundas ($D \leq C$).

A NP EN 1998-3:2017 estabelece os requisitos de desempenho sísmico em função da classe de importância do edifício (ver Quadro 4) e o método de análise em função do nível de conhecimento (ver Quadro 3). Por sua vez, o Anexo C da NP EN 1998-3:2017 estipula as verificações de segurança a observar na avaliação de edifícios existentes de alvenaria dependendo do método de análise da estrutura e do estado limite considerado (ver Quadro 8). Apresentam-se nas secções seguintes as verificações de segurança utilizando métodos lineares e métodos não lineares.

4.5.1 Métodos lineares

Resume-se em seguida a sequência de etapas que é necessário realizar para efetuar uma avaliação de um edifício existente de alvenaria através de métodos lineares:

- 1) Desenvolver o modelo numérico linear da estrutura (4.3) utilizando os valores médios das propriedades dos materiais (4.3(5)P) e considerando a rigidez por flexão e por corte das paredes em estado fendilhado (C.3.1);
- 2) Tomar a ação sísmica e a combinação de ações sísmica (4.2) definida pelo espectro de resposta elástica ($S_e(T_1)$) (4.4.2(2)P, 4.4.3(2)P) para o período de retorno associado ao estado limite considerado (NA. 2.1(2)P e NA. 2.1(3)P);
- 3) Calcular as exigências na estrutura, em termos de deformação/deslocamento e/ou esforços (D_d, F_d), e em todos os elementos estruturais, em termos de deformação/deslocamento e/ou esforços (δ_d, V_d), a partir da análise (4.4.2, 4.4.3), considerando todos os aspetos aplicáveis (4.4.7, 4.4.8, 4.4.9, 4.4.10);
- 4) Calcular as capacidades (resistências) (V_c) utilizando os valores médios das propriedades dos materiais (4.4.2(1)P, 4.4.3(1)P):

Elementos/Mecanismos	Capacidade (resistência) média dos elementos estruturais para análise
“frágeis”	$V_{C(N)} = \text{mínimo} \left(f_{vmo} + 0,4 \frac{N}{D't}; 0,065 f_m \right) D't$
“dúcteis”	$V_{C(N,M)} = \frac{DN}{2H_0} \left(1 - 1,15 \frac{N}{Dt f_m} \right)$

Nota: o valor do esforço axial (N) poderá ser considerado igual ao devido unicamente às cargas verticais.

- 5) Verificar os critérios de aceitabilidade das análises lineares em termos de resistência dos elementos estruturais (4.4.2(1)P, 4.4.3(1)P e NA.4.3d):

Elementos/Mecanismos	Critério de aceitabilidade das análises lineares
"frágeis"	$\rho_i = \frac{V_{Di}}{V_{Ci}} \leq 1$
"dúcteis"	$\frac{\rho_{max}}{\rho_{min}} \leq 3$

Nota: nos elementos/mecanismos "dúcteis" são utilizados apenas os valores de ρ_i superiores à unidade.

- 6) Calcular as exigências nos elementos "frágeis" (V_{Di}^*) por equilíbrio com os elementos "dúcteis" em função do valor de $\rho_i = V_{Di} / V_{Ci}$ dos elementos "dúcteis" (4.5.1(1)P, 3.5(2)P):

Elementos/Mecanismos "dúcteis"	Exigência nos elementos/mecanismos "frágeis" (V_{Di}^*) para avaliação
$\rho_i = V_{Di} / V_{Ci} > 1$	$V_{Di}^* = V_{Di}$
$\rho_i = V_{Di} / V_{Ci} > 1$	$V_{Di}^* = V_{Ci} \times CF_m$

Nota: a condição $\rho_i > 1$ implica a exploração de comportamento não linear do elemento "dúctil"

- 7) Calcular as capacidades dos elementos estruturais (δ , V_{fi}) utilizando os valores médios das propriedades dos materiais existentes divididos pelos coeficientes de confiança (2.2.1(5) P, 3.5(1)P, 4.5.1(5)P) e ainda pelos coeficientes parciais dos materiais (2.2.1(7)P) no caso dos elementos "frágeis":

Elementos/Mecanismos	Capacidade dos elementos estruturais para avaliação
"frágeis"	$V_{fi(N)} = \text{mínimo} \left(\frac{f_{vm0}}{CF_m \gamma_m} + 0,4 \frac{N}{D't}; 0,065 \frac{f_m}{CF_m \gamma_m} \right) D't$
"dúcteis"	$V_{fi(N,M)} = \frac{DN}{2H_0} \left(1 - 1,15 \frac{N}{Dt (f_m / CF_m)} \right)$

- 8) Verificar a segurança da estrutura (4.5.1) através de uma avaliação global (C.4.1) ou elemento a elemento (2.2.1(3)P, C.4.2, C.4.3) (ver Quadro 11):

Quadro 11 Métodos de análise lineares, todos os níveis de conhecimento (KL1, KL2 e KL3)

Estado limite	Período de retorno	Classe de importância	Avaliação global	Avaliação elemento a elemento	
				Elementos "dúcteis"	Elementos "frágeis"
Colapso iminente (NC)	975 anos	III e IV	Não aplicável	$\delta_{Di} \leq \delta_{NC(N,M)}$	$V_{Di}^* \leq V_{fi(N)}$
Danos severos (SD)	308 anos	I a IV	Não aplicável	$\delta_{Di} \leq \delta_{SD(N,M)}$	$V_{Di}^* \leq V_{fi(N)}$
Limitação de dano (DL)	73 anos	III e IV	$F_D \leq \sum_{i=1}^N V_{fi}$	$V_{Di} \leq V_{fi(N,M)}$	$V_{Di}^* \leq V_{fi(N)}$

Nota: de acordo com C.4.1.3(1), na avaliação global no estado limite de limitação de dano (DL) V_{fi} = mínimo ($V_{fi(N,M)}$, $V_{fi(N)}$) para cada elemento estrutural i localizado na base da estrutura.

4.5.2 Métodos não lineares

Resume-se em seguida a sequência de etapas que é necessário realizar para efetuar uma avaliação de um edifício existente de alvenaria através de métodos não lineares:

- Desenvolver o modelo numérico não linear da estrutura (4.3) utilizando os valores médios das propriedades dos materiais (4.3(5)P) e considerando a rigidez por flexão e por corte das paredes em estado fendilhado (C.3.1);
- Tomar a ação sísmica e a combinação de ações sísmica (4.2) definida pelo espectro de resposta elástica (S_d) ou por séries temporais baseadas nele (4.2(2)P) para o período de retorno associado ao estado limite considerado (NA 2.1(2)P e NA 2.1(3)P);
- Calcular as exigências na estrutura (D_D , F_D) e em todos os elementos estruturais (δ_D , V_D) a partir da análise (4.4.4, 4.4.5), considerando todos os aspetos aplicáveis (4.4.7, 4.4.8, 4.4.9, 4.4.10) e as capacidades que definem o comportamento não linear dos elementos (V_{ci} , δ_{NC} , δ_{SD}) utilizando os valores médios das propriedades dos materiais (4.4.2(1)P, 4.4.3(1)P):

Elementos/Mecanismos	Capacidade dos elementos estruturais
"frágeis"	$V_{ci(N)} = \text{mínimo} \left(f_{m0} + 0,4 \frac{N}{D't}; 0,065 f_m \right) D't, \delta_{NC(N)}, \delta_{SD(N)}$
"dúcteis"	$V_{ci(N,M)} = \frac{DN}{2H_0} \left(1 - 1,15 \frac{N}{Dt f_m} \right), \delta_{NC(N,M)}, \delta_{SD(N,M)}$

- 4) Verificar a segurança da estrutura (4.5.2) e o estado de dano dos elementos estruturais (2.2.1(3)P, C.4.2, C.4.3) através de uma avaliação global (C.4.1) (ver Quadro 12):

Quadro 12 Métodos de análise não lineares, apenas níveis de conhecimento KL2 e KL3

Estado limite	Período de retorno	Classe de importância	Avaliação global	Identificação do estado de dano dos elementos	
				Elementos "dúcteis"	Elementos "frágeis"
Colapso iminente (NC)	975 anos	III e IV	$D_D \leq D_{NC}$	$\delta_{Di} \leq \delta_{NCi(N,M)}$?	$\delta_{Di} \leq \delta_{NCi(N,M)}$?
Danos severos (SD)	308 anos	I a IV	$D_D \leq D_{SD}$	$\delta_{Di} \leq \delta_{SDi(N,M)}$?	$\delta_{Di} \leq \delta_{SDi(V)}$?
Limitação de dano (DL)	73 anos	III e IV	$F_D \leq F_y$	$V_{Di} \leq V_{Ci(N,M)}$?	$V_{Di} \leq V_{Ci(V)}$?

Nota: de acordo com C.3.3, nas análises não lineares a avaliação é global (C.4.1), servindo os modelos de capacidade dos elementos (C.4.2, C.4.3), calculados utilizando os valores médios das propriedades dos materiais (4.3(5)P), para comparar as exigências com as capacidades para os vários estados limite.

Apesar de a verificação da segurança de um edifício existente de alvenaria ser realizada a um nível global, podem ser comparadas as exigências e as capacidades também ao nível dos elementos estruturais, tendo em vista identificar as necessidades de reforço. Para o efeito supõem-se curvas de capacidade idênticas às apresentadas na secção 3.2.1, mas calculadas utilizando os valores médios das propriedades dos materiais existentes (ver secção 4.3). As exigências resultantes da análise são comparadas diretamente com os estados limite definidos nestas curvas de capacidade (ver Figura 2).

5 Decisões sobre a intervenção na estrutura

5.1 Critérios de intervenção na estrutura

No final do processo de avaliação, a decisão a tomar relativamente à intervenção sobre um edifício existente deve basear-se nas conclusões obtidas (5.1.1(1) da NP EN 1998-3:2017).

Em Portugal, a Portaria n.º 302/2019 (DRE; 2019) define os termos em que obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, bem como as situações em que é exigível a elaboração de projeto de reforço sísmico.

Assim, quando o relatório concluir que o edifício não satisfaz as exigências de segurança relativas a 90% da ação sísmica definida na NP EN 1998-3:2017 (ver Quadro 4 e secção 4.2) é obrigatória a elaboração de projeto de reforço sísmico, cumprindo o disposto nessa mesma norma.

A NP EN 1998-3:2017 descreve os critérios técnicos que assistem

à decisão sobre o tipo de intervenção. A seleção do tipo, técnica e extensão da intervenção deve ser baseada na informação obtida sobre a estrutura, durante a avaliação do edifício.

Por outro lado, na norma são indicados alguns tipos de intervenção genéricos que podem ser aplicados à estrutura, aos elementos estruturais e mesmo aos elementos não estruturais. No final, as opções tomadas devem ser devidamente justificadas no projeto de reabilitação.

O Anexo C da NP EN 1998-3:2017 descreve algumas técnicas de reparação e de reforço específicas para edifícios existentes de alvenaria, mas é omissivo relativamente às regras de dimensionamento e pormenorização das mesmas. Conceptualmente, estas técnicas têm por objetivo: i) reparar os danos existentes, como é o caso de fendas em paredes ou danos em vigas de cintagem; ii) melhorar as ligações entre os vários elementos estruturais, sejam elas entre paredes ou entre paredes e pavimentos; iii) aumentar a rigidez dos diafragmas horizontais, como é o caso dos pavimentos de madeira e das coberturas com asnas; iv) reforçar os próprios elementos estruturais, as paredes e os pavimentos; e/ou v) reforçar globalmente o edifício.

5.2 Técnicas de reparação e de reforço

Há muita bibliografia disponível sobre este tema da qual se refere aqui apenas uma pequena amostra, necessariamente incompleta, mas que poderá servir de ponto de partida para uma investigação mais aprofundada sobre o tema: i) Em (Costa; Oliveira; 2010) são discutidas algumas técnicas de reforço de dois sistemas construtivos diferenciados, a gaiola pombalina e a alvenaria tradicional açoriana, em situações que incluem casos reais de intervenção estrutural (regra geral o mais minimalista possível, no respeito pelo existente) e também casos de reforço sísmico de construções na sequência da ocorrência de sismos; ii) Em (Costa; 2012) e (Costa; Oliveira; Arêde; et al.; 2013) são apresentadas soluções de reforço e custos associados que podem ser implementadas nas construções no nosso país quando da realização de obras de reabilitação, incluindo pormenores construtivos e resultados de ensaios de caracterização mecânica entre soluções de reforço; iii) Em (Costa; Guedes; Varum; 2014), (Correia; Lourenço; Varum; 2015) e (Cruz; Machado; Costa; et al.; 2016), são incluídos trabalhos focados na reabilitação de edifícios antigos, de arquitetura vernacular e de edifícios de alvenaria com incorporação de elementos estruturais em madeira como é o caso da construção pombalina, respetivamente; iv) Em (Appleton; 2003) é abordada a reabilitação de edifícios antigos, as suas patologias e as tecnologias de intervenção, e em (Appleton; 2005) a reabilitação de edifícios "gaioleiros"; e v) Em (Meireles; Bento; 2013) são descritas várias intervenções ao nível local e global, incluindo fundações, para reforço de edifícios de alvenaria e em (Marques; Candeias; Veiga; et al.; 2014) é abordado o reforço de paredes de alvenaria resistente de edifícios de "placa" através de rebocos armados num contexto de utilização de materiais sustentáveis e compatíveis.

Vários autores referem que as intervenções devem ser pouco intrusivas, reversíveis, duráveis e compatíveis com o preexistente, particularmente nos casos que constituem património arquitetónico cuja autenticidade deve ser preservada. Uma abordagem pouco

intrusiva visa permitir que as obras de reabilitação e reforço se façam com o mínimo de alteração do modelo construtivo e estrutural original. Para além dos benefícios em termos da preservação da autenticidade e da integridade tecnológica dos edifícios, esta abordagem conduz, também, a uma redução dos recursos materiais necessários e a uma minimização do impacto da obra quer sobre o ambiente urbano quer sobre o ambiente natural (Silva; 2007).

Outro aspeto importante é o da compatibilidade entre os materiais a utilizar no reforço dos elementos estruturais e os existentes no edifício. Esta compatibilidade deverá, idealmente, ser conseguida tanto do ponto de vista do comportamento mecânico como também do comportamento físico e químico. A título de exemplo, no primeiro caso a utilização de materiais com módulos de elasticidade semelhantes permite que as deformações para variações de carga sejam idênticas, enquanto no segundo caso deverão ser acautelados eventuais efeitos de impermeabilização indesejável e de falta de aderência química entre materiais (Marques; Candeias; Veiga; *et al.*; 2014).

6 Projeto da intervenção na estrutura

Realizada a avaliação do edifício existente de alvenaria e verificada a obrigatoriedade de proceder à elaboração de projeto de reforço sísmico, a NP EN 1998-3:2017 define as etapas que esse projeto deve ter. Estas incluem, naturalmente, a conceção de base, a análise da estrutura e as verificações de segurança, num processo com uma sequência semelhante à do projeto de estruturas novas, mas com os ajustes necessários para ter em conta o facto de se tratar do reforço de um edifício existente.

A conceção de base, à semelhança de um estudo prévio ou de um anteprojecto (DRE; 2008), deve contemplar os seguintes aspetos: i) a escolha das técnicas e/ou dos materiais, bem como do tipo e da natureza da intervenção; ii) a estimativa preliminar das dimensões dos elementos estruturais adicionais; iii) a estimativa preliminar da alteração de rigidez dos elementos a reabilitar. Na análise da estrutura reforçada deverão ser utilizados os mesmos métodos de análise que são utilizados na avaliação (4.4 da NP EN 1998-3:2017) mas tendo agora em consideração as características do edifício modificado pelo reforço (6.1(3)P da NP EN 1998-3:2017). As verificações de segurança devem ser efetuadas da mesma forma que na avaliação do edifício (4.5 da NP EN 1998-3:2017), tanto para os elementos estruturais existentes ou modificados como para os novos (6.1(4)P da NP EN 1998-3:2017). Os valores médios das propriedades dos materiais existentes, obtidos a partir de ensaios in situ e de fontes de informação adicionais, continuam a ser modificados pelos coeficientes de confiança (*CF*) tal como indicado no Quadro 6. Nos materiais novos ou adicionados devem ser utilizadas propriedades nominais, sem modificação pelo coeficiente de confiança (*CF*).

7 Considerações finais

A avaliação sísmica de edifícios existentes, e os de alvenaria em particular, reveste-se efetivamente de alguma complexidade. Os

edifícios podem apresentar diversas combinações de materiais, soluções estruturais e pormenores construtivos que não serão os mais adequados para resistir às ações sísmicas de acordo com os conhecimentos atuais. Na ausência de elementos de projeto, será necessário realizar campanhas de inspeção e de ensaio por forma a alcançar um nível de conhecimento adequado à realização das análises e verificações de segurança.

As paredes de alvenaria não armada têm de ser classificadas como elementos sísmicos “dúcteis” ou “frágeis”, cuja capacidade para comparação com as exigências devidas à ação sísmica é definida através de curvas de capacidade bilineares expressas em esforço transversal (*V*) e deslocamento relativo (δ). Nos elementos/mecanismos sísmicos “dúcteis” é permitida a exploração de comportamentos não lineares, mesmo numa análise linear, enquanto nos elementos/mecanismos sísmicos “frágeis” só é permitida em análises não lineares. As paredes de alvenaria não armada têm de ser ainda classificadas como elementos sísmicos “principais” ou “secundários”, consoante a sua contribuição para o sistema do edifício resistente às ações sísmicas. Embora os critérios de conformidade sejam os mesmos, as propriedades médias dos materiais utilizadas no cálculo das capacidades resistentes são divididas por coeficientes diferentes.

Na avaliação dos edifícios existentes de alvenaria não é permitida a abordagem por coeficiente de comportamento para simular a resposta não linear das estruturas. A exploração dos comportamentos não lineares dos elementos/mecanismos sísmicos é realizada recorrendo aos métodos não lineares (*pushover* ou análise temporal não linear), aplicáveis apenas numa avaliação global da estrutura. Neste caso os critérios de conformidade são definidos em termos do deslocamento ao nível da cobertura do edifício, mas, para cada estado limite, podem ser igualmente comparadas as exigências com as capacidades das paredes de alvenaria não armada tendo em vista identificar quais necessitarão de ser reforçadas.

Nos métodos lineares (estático ou multimodal) é possível explorar o comportamento não linear dos elementos sísmicos “dúcteis”, mas não dos elementos sísmicos “frágeis”. Esta exploração traduz-se, inclusivamente, numa modificação das exigências nos elementos sísmicos “frágeis”, num procedimento análogo ao cálculo pela capacidade real (*capacity design*). Nestes métodos, a avaliação de um edifício existente de alvenaria é realizada aplicando os critérios de conformidade elemento a elemento, com as exigências calculadas a partir de um modelo linear da estrutura, eventualmente modificadas nos elementos sísmicos “frágeis” para atender à eventual exploração do comportamento não linear dos elementos sísmicos “dúcteis”.

Nos edifícios existentes de alvenaria pertencentes à classe de importância II, definidos como edifícios correntes na NP EN 1998-1:2010, os principais aspetos a ter em consideração na aplicação do procedimento de avaliação podem ser resumidos da seguinte forma: i) Terão de verificar o estado limite de danos severos (SD) para uma ação sísmica com um período de retorno de 308 anos, correspondente a uma probabilidade de excedência de 15% em 50 anos; ii) Na avaliação da estrutura poderão ser utilizados métodos de análise não linear (*pushover* ou análise temporal não linear), recorrendo a um modelo de resposta global do edifício, sendo exigido para o efeito um nível de conhecimento

normal (KL2) ou integral (KL3); iii) Poderão ser utilizados também métodos de análise linear (LF ou MRS), aplicáveis em qualquer nível de conhecimento (KL1, KL2 ou KL3), recorrendo a modelos de capacidade para avaliação de paredes de alvenaria não armada em função dos esforços a que estão sujeitos; e iv) As verificações de segurança dependem do método de análise utilizado e do estado limite envolvido.

Referências

- [1] Almeida, C., 2013 – *Paredes de Alvenaria do Porto. Tipificação e Caracterização Experimental*. Tese de Doutoramento, FEUP, julho de 2013, Porto.
- [2] Almeida, C.; Guedes, J. P.; Arêde, A.; Costa, A., 2015 – "Paredes de alvenaria de pedra de folha única: caracterização geométrica e comportamento estrutural". *Mecânica Experimental*, 2015, Vol 24, Pgs 59-70, ISSN: 1646-7078, APAET, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [3] Appleton, J., 2003 – *Reabilitação de edifícios antigos. Patologias e tecnologias de intervenção*. Edições Orion, Amadora, Portugal.
- [4] Appleton, J.G., 2005 – *Reabilitação de edifícios "gaioleiros"*. Edições Orion, Amadora, Portugal.
- [5] Bento, R.; Gago, A.; Meireles, H.; Simões, A., 2013 – *Modelação não linear de edifícios. Modelação por Pórtico Equivalente. Avaliação sísmica e reforço de edifícios antigos de alvenaria*, FUNDEC, Lisboa, Portugal.
- [6] Bernardo, V., 2019 – "Probabilistic seismic risk assessment of "Placa" buildings: Selection of Building Stock Geometry and Properties". INFRARISK Summer Workshop 2019, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- [7] Bernardo, V.; Candeias, P.; Campos Costa, A.; Costa, A., 2019 – "Análise não linear de um conjunto de edifícios em placa no bairro de Alvalade: avaliação preliminar de estabilidade e previsão dos mecanismos de colapso". *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE)*, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [8] Brencich, A.; Gambarotta, L.; Lagomarsino, S., 1998 – "A macroelement approach to the three-dimensional seismic analysis of masonry buildings". *11th European Conference on Earthquake Engineering (11ECEE)*. Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5410 982 3.
- [9] Candeias, P.X., 2008 – *Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria*. Tese de doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- [10] Cannizzaro, F.; Pantò, B.; Lepidi, M.; Caddemi, S.; Calì, I.; 2017 – "Multi-Directional Seismic Assessment of Historical Masonry Buildings by Means of Macro-Element Modelling: Application to a Building Damaged during the L'Aquila Earthquake (Italy)". *Buildings* 2017, 7(4), 106; <https://doi.org/10.3390/buildings7040106>.
- [11] Correia, M.R.; Lourenco, P.B.; Varum, H. (editors), 2015 – *Seismic Retrofitting: Learning from Vernacular Architecture* (1st Edition). CRC Press, ISBN:9781138028920.
- [12] Costa, A.; Oliveira, C., 2010 – "Reabilitação e reforço sísmico de construções antigas". *8.º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica (SÍSMICA 2010)*, Universidade de Aveiro, Aveiro, Portugal.
- [13] Costa, A., 2012 – *Reforço estrutural de edifícios: casos concretos e custos*. IST, Lisboa, Portugal.
- [14] Costa, A.; Oliveira, C.; Arêde, A.; Varum, H.; Costa, A.; Rodrigues, H.; Neves, F.; Furtado, A., 2013 – *Reforço estrutural de edifícios: casos concretos e custos*.
- [15] Costa, A.; Guedes, J.M.; Varum, H. (editors), 2014 – *Structural Rehabilitation of Old Buildings*. Building Pathology and Rehabilitation book series, Springer, DOI:10.1007/978-3-642-39686-1.
- [16] Cruz, H.; Machado, J.S.; Costa, A.C.; Candeias, P.X.; Ruggieri, N.; Catarino, J.M. (Editors), 2016 – *Historical Earthquake-Resistant Timber Framing in the Mediterranean Area (HEaRT 2015)*. Lecture Notes in Civil Engineering, Springer, ISBN:978-3-319-39492-3
- [17] DRE, 2008 – *Instruções para a elaboração de projectos de obras*. Portaria n.º 701-H/2008 (<https://dre.pt/home/-/dre/575341/details/maximized>).
- [18] DRE, 2017 – *Projeto "Reabilitar como Regra"*. Resolução do Conselho de Ministros n.º 170/2017 (<https://dre.pt/home/-/dre/114161343/details/maximized>)
- [19] DRE, 2019 – Decreto-Lei n.º 95/2019 (<https://dre.pt/pesquisa/-/search/123279819/details/maximized>)
- [20] DRE, 2019 – Portaria n.º 302/2019 (<https://dre.pt/home/-/dre/124642991/details/maximized>)
- [21] DRE, 2019 – Despacho Normativo n.º 21/2019 (<https://dre.pt/home/-/dre/124750394/details/maximized>)
- [22] Heitor, T.; Caldas, J.V.; Araújo, V., 1999 – "Learning from Lisbon". *Sixth International Seminar on Urban Form*, ISUF 1999, Florence, July.
- [23] ICOMOS, 2003 – *ICOMOS charter Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*. Conselho Internacional dos Monumentos e Sítios (<http://www.icomos.pt/>)
- [24] Lagomarsino, S.; Penna, A.; Galasco, A.; Cattari, S., 2013 – "TREMURI program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings". *Engineering Structures*, 56 (2013) 1787–1799.
- [25] Lamego, P., 2014 – *Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco*. Tese de doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal
- [26] Lourenço, P.B., 2010 – "Avaliação de segurança sísmica de estruturas de alvenaria". *Reabilitar2010*, LNEC, Lisboa, Portugal.
- [27] Magenes, G.; Bolognini, D.; Braggio, C. (A cura di), 2000 – *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*. CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma, 2000, 99 pp. (https://emidius.mi.ingv.it/GNNDT2/Pubblicazioni/Magenes_copertina.htm).
- [28] Marques, A.; Candeias, P.; Veiga, M.; Ferreira, J.G., 2014 – "Seismic reinforcement techniques for old buildings walls". *9th International Masonry Conference*, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- [29] Marques, A.I., 2020 – *Reabilitação de edifícios antigos. Redução da vulnerabilidade sísmica através do reforço de paredes*. Tese de doutoramento, IST/ULisboa, Lisboa, Portugal.
- [30] Mascarenhas, J., 2004 – *Sistemas de construção*. Livros Horizonte, Lisboa, Portugal.
- [31] Mateus, J.M., 2002 – *Técnicas tradicionais de construção de alvenarias*. Livros Horizonte, Lisboa, Portugal.
- [32] Meireles, H.; Bento, R., 2013 – *Rehabilitation and strengthening of old masonry buildings*. Relatório ICIST, DTC n.º 02/2013, ISSN: 0871-7869, IST, Lisboa, Portugal.

- [33] Milosevic, J.; Gago, A.; Lopes, M.; Bento, R., 2013 – "Experimental assessment of shear strength parameters on rubble stone masonry specimens". *Construction and Building Materials* 47 (2013) 1372–1380.
- [34] NP 80, 1964 – *Tijolos para alvenaria. Características e ensaios*.
- [35] NP 834, 1971 – *Tijolos de barro vermelho para alvenaria. Formatos*.
- [36] NP EN 1996-1-1:2005+A1:2015 – *Eurocódigo 6 – Projeto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada*. Instituto Português da Qualidade, 2015.
- [37] NP EN 1998-1:2010 – *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2010.
- [38] NP EN 1998-3:2017 – *Eurocódigo 8 – Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2017.
- [39] Pasticier, L.; Amadio, C.; Fragiocomo, M., 2008 – "Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 37, Issue 3, March 2008, Pages 467-485.
- [40] Pinho, F., 2000 – *Paredes de edifícios antigos em Portugal*. Coleção Edifícios, LNEC, Lisboa, Portugal. ISBN 972-49-1864-5.
- [41] Rizzano, G.; Sabatino, R., 2010 – "An equivalent frame model for the seismic analysis of masonry structures". *SÍSMICA 2010 – 8.º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*. Universidade de Aveiro, Portugal.
- [42] Segurado, J., sem data – *Alvenaria e cantaria*. Biblioteca de Instrução Profissional, Lisboa, Portugal.
- [43] Silveira, D.; Varum, H.; Costa, A.; Carvalho, J., 2015 – "Mechanical properties and behavior of traditional adobe wall panels of Aveiro district". *ASCE's Journal of Materials in Civil Engineering*, Volume 27, Issue 9 (September 2015), DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001194.
- [44] Silveira, D., 2016 – *Caracterização construtiva e mecânica de paredes de alvenaria de adobe de edifícios existentes*. Tese de doutoramento, FEUP, junho de 2016, Porto.
- [45] Simões, A.; Bento, R.; Cattari, S.; Lagomarsino, S., 2014 – "Seismic performance-based assessment of "Gaioleiro" buildings". *Engineering Structures* 80 (2014) 486–500.
- [46] Simões, A., 2018 – *Evaluation of the seismic vulnerability of the unreinforced masonry buildings constructed in the transition between the 19th and 20th centuries in Lisbon, Portugal*. Tese de doutoramento, IST/ULisboa, Lisboa, Portugal.
- [47] Silva, V.C., 2001 – *Viabilidade técnica de execução do Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado*. Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado, editado por SPES e GECORPA, Ordem dos Engenheiros, Lisboa, Portugal.
- [48] Silva, V.C., 2007 – *Reabilitação Estrutural de Edifícios Antigos. Técnicas pouco intrusivas* (contém cd-rom). Argumentum, Lisboa, Portugal. ISBN 9789728479404.
- [49] Silva, V.C., 2008 – *Inspeções e Ensaios na Reabilitação de Edifícios*. IST, Lisboa, Portugal. ISBN 9789728469535.
- [50] Sousa, M.L., 2006 – *Risco sísmico em Portugal continental*. Tese de doutoramento, IST/ULisboa, Lisboa, Portugal.
- [51] Vanin, F.; Zaganeli, D.; Penna, A.; Beyer, K.; 2017 – "Estimates for the stiffness, strength and drift capacity of stone masonry walls based on 123 quasi-static cyclic tests reported in the literature". *Bulletin of Earthquake Engineering*, DOI: 10.1007/s10518-017-0188-5.
- [52] Vasconcelos, G., 2005 – *Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: Caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra*. Tese de doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.



LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL



investigação

inovação

cooperação

divulgação



barragens de betão • estruturas • edifícios • geotecnia • hidráulica e ambiente
materiais • infraestruturas de transportes • instrumentação científica



www.lnec.pt



Av. do Brasil 101 | 1700-066 Lisboa
tel. 21 844 30 00 | lnec@lnec.pt



ENCORE 2020



4º encontro de conservação e reabilitação de edifícios

Lisboa | LNEC | 3-6 novembro 2020

<http://encore2020.lnec.pt>

nova data



- S Conservação do Património com valor cultural
- A Patologia, Diagnóstico e Soluções na reabilitação de edifícios
- M Ambiente e Economia circular na conservação e reabilitação
- E Inovação e novas tecnologias aplicadas à conservação e à reabilitação
- T Habitação e cidade: Políticas de regulação e preservação
- Gestão e manutenção do ambiente construído e do património com valor cultural
- Reabilitação: uma prática integrada



ATIC

ASSOCIAÇÃO TÉCNICA DA INDÚSTRIA DE CIMENTO

A ATIC – Associação Técnica da Indústria de Cimento é a organização representativa da indústria cimenteira portuguesa. Tem como Associadas a CIMPOR - Indústria de Cimentos S.A., a SECIL - Companhia Geral de Cal e Cimento, S.A. e a CMP - Cimentos Maceira e Pataias, S.A.

A indústria cimenteira é fundamental para a sociedade actual e impacta significativamente a economia local, nacional e europeia. A ATIC assume essa responsabilidade em total consonância e respeito pelos princípios de sustentabilidade expressos pela sociedade portuguesa e reflectidos no actual enquadramento legislativo. Questões como alterações climáticas, economia circular, redução de emissões, descarbonização da economia e construção sustentável, entre outras, estão na linha da frente das preocupações do sector e são consideradas em todas as práticas e processos de decisão.

A ATIC, desde o seu início, colabora activamente com as instituições e empresas nacionais no desenvolvimento de produtos e na implementação de novas soluções construtivas e estruturais.



Reabilitar & Betão Estrutural 2020

Congresso Nacional - Lisboa, LNEC
18 a 20 de Novembro de 2020

<https://reabilitar-be2020.pt/>

Organização



Grupo
Português
de Betão
Estrutural

Apoio



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



ORDEM
DOS
ENGENHEIROS





IABSE

International Association for Bridge and Structural Engineering

IABSE SYMPOSIUM

Adiado para data a definir devido à pandemia Covid-19

Synergy of Culture and Civil Engineering
- History and Challenges

IABSE 2020 WROCLAW POLAND

www.iabse.org/Wroclaw2020

O Simpósio da IABSE que terá lugar em Wrocław, Polónia, de 20 a 22 de maio de 2020, com o tema Synergy of Culture and Civil Engineering – History and Challenges, visa criar um fórum para debate sobre o desenvolvimento de pontes e engenharia estrutural como parte da cultura mundial e sobre os desafios atuais nessa área. O programa científico inclui os seguintes tópicos:

- Civil engineering structures as monuments of culture and technical development
- Condition assessment of contemporary and historical structures
- Conservation, upgrading and management of contemporary and historical structures
- Future of civil engineering structures

www.iabse.org/Christchurch2020



IABSE Congress

Christchurch, New Zealand · 2 - 4 September 2020

Resilient Technologies for Sustainable Infrastructures

O Congresso da IABSE de 2020, com o tema Resilient Technologies for Sustainable Infrastructures, pretende abordar os mais recentes desenvolvimentos tecnológicos visando o incremento da resiliência e da sustentabilidade das estruturas. Antecedendo o Congresso serão organizados diversos Workshops, com uma duração máxima de dois dias, sobre os temas abordados no Congresso, destacando-se um Workshop sobre Engenharia Sísmica que poderá ser frequentado gratuitamente por jovens engenheiros.



IABSE Symposium New Delhi 2021

The Changing Skyline and Underground Structures

Call for Abstracts open



O simpósio da IABSE que terá lugar em Nova Deli, de 14 a 16 April 2021, tem como tema The Changing Skyline and Underground Structures. Está a decorrer até ao próximo dia 30 de março a submissão de resumos sobre os seguintes tópicos:

The Changing Skyline

- Multi-Disciplinary Planning and Integration
- Smart Planning and BIM for Tall Buildings
- Notable Architects Structures
- Elevated Transportation Structures
- Green Buildings, Environmental and Sustainability Issues

Underground Structures

- Corridor Planning and Integrated Multi-Modal Transport System
- Geo-technical Features and Soil-Structure interaction
- Temporary and Permanent Structures: Design and Construction
- Transportation in the Digital Age
- Tunnel Asset Management and Monitoring
- Operation and Maintenance of Metro System

www.iabse.org/Newdelhi2021

fib Symposium 2021

Lisbon · Portugal

Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance

The 2021 *fib* Symposium will take place from 14th to 16th June 2021
in Lisbon, Portugal.

www.fiblisbon2021.pt

Organized by



Institutional Support



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL



ORDEM
DOS
ENGENHEIROS

Media Partner



Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nas quais o Grupo presta patrocínio (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o acesso a uma área reservada no portal do GPBE (www.gpbe.pt) onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da fib - International Federation for Structural Concrete, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registe-se **aqui**.

Quota de sócio individual: € 25,00

Quota de sócio coletivo: € 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.

Sócios Coletivos do GPBE



Na Salvaguarda do Nosso Património

Para além do seu valor histórico e simbólico, um edifício é um conjunto de materiais sabiamente interligados. Paredes de alvenaria de pedra, gaiolas ou tabiques são exemplos de técnicas complexas, praticamente esquecidas com a construção nova e materiais associados. É obrigação de todos zelar para que os edifícios que integram o nosso Património continuem à sua vida útil e intervir de modo a manter-lhes a dignidade. Reabilitá-los é preservar a transmissão de valor. A **AOF** é uma empresa com mais de 60 anos de existência, sempre ligada à salvaguarda do Património. Soube adaptar-se às novas maneiras de entender a intervenção, apostando fortemente na formação dos seus colaboradores. A **AOF** possui um grupo técnico alargado e altamente especializado na área de conservação e restauro.

ANTÓNIO CRUZ



PRÉMIO LEÃO 2020

EUROPA NOSTRA

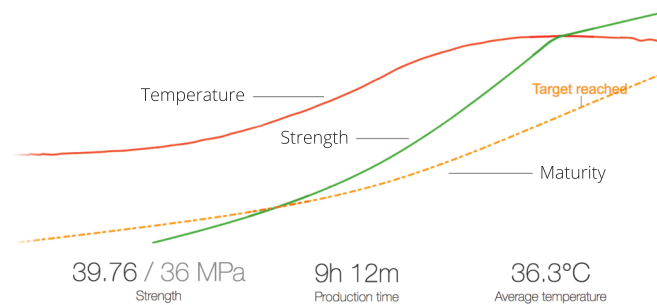
Parque da Boavista / Avenida do Cávado nº160 - 4700-690 Braga / Tel. +351 253 263 614 / www.AOF.pt

AOF
augusto de oliveira ferreira & ca lda
Local - Sede Ordem dos Arquitectos Norte - Fotografia de Rui Pereira



Monitorização inteligente e em tempo real da cura do Betão

Live



O que é o Maturix?

Maturix é um solução simples para a monitorização em tempo real para a cura do Betão, que permite estabelecer uma relação entre a maturidade e resistência.

Sensores robustos e um software de fácil utilização aliados a uma conectividade verdadeiramente wireless, são uma ferramenta poderosa e de fácil utilização.

A maturidade e a resistência são estimadas em tempo real permitindo ganhos de produtividade, diminuição de defeitos de qualidade e custos de produção.

O sistema possui software dedicado tanto para betonagem In Situ como para o betão Pré Fabricado.

Maturix™



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





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





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

ISSN 2183-8488



9 772183 848007 30012

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

