

SÉRIE III NÚMERO 8 NOVEMBRO 2018

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

Análise da segurança de pontes sujeitas a ações dinâmicas durante a reabilitação dos pilares

Alfredo Campos Costa ∞ Paulo Xavier Candeias ∞ José Vieira de Lemos ∞ José Manuel Catarino

19

Dimensionamento ótimo de bloco sobre estacas

Elcio Cassimiro Alves ∞ Acley Gabriel da Silva Tomaz

33

Dimensionamento otimizado de pilares mistos preenchidos de aço e concreto

Jéssica Salomão Lourenção ∞ Elcio Cassimiro Alves

49

Análise das novas prescrições da ABNT NBR 9062:2017 para o dimensionamento de cálices externos de fundações submetidos a ações de grande excentricidade

Gabriel Fernandes Sousa ∞ Rodrigo Gustavo Delalibera

59

Avaliação simplificada da vulnerabilidade sísmica de construções de taipa do Alentejo

Rui A. Silva ∞ Antonio Romanazzi ∞ Daniel V. Oliveira ∞ Oriol Domínguez-Martínez ∞ Nuno Mendes

71

Análise de medidas de reforço de paredes de tabique. Estudo numérico

João Miranda Guedes ∞ André Pires ∞ Tiago Ilharco

83

Caracterização de pavimentos antigos de madeira através de identificação dinâmica

Tiago Ilharco ∞ João Miranda Guedes ∞ Alexandre Costa ∞ Bruno Quelhas ∞ Valter Lopes ∞ Ricardo Gonçalves

93

Definição geométrica e modelos de cálculo aplicáveis a três tipologias de ligações de carpintaria

Jorge M. Branco ∞ Maxime Verbist

realizações

103

Reabilitação e beneficiação da ponte sobre o rio Arda, em Pedorido

Augusto Gomes ∞ Francisco Virtuoso

113

Reabilitação de um complexo habitacional na Avenida da Liberdade, em Lisboa

João Almeida ∞ David Gama ∞ Miguel Lourenço

125

Estruturas e fundações do novo Hospital Cuf Tejo em Lisboa

Júlio Appleton ∞ António Costa ∞ Nuno Travassos ∞ Hugo Rodrigues

divulgação

Entidades apoiantes e parceiros

Diretor

José Manuel Catarino

Administração

José Manuel Catarino

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

João Almeida Fernandes

(APEE - Associação Portuguesa de Engenharia de Estruturas)

Manuel Pipa

(GPBE - Grupo Português de Betão Estrutural)

João Azevedo

(SPEE - Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica)

Coordenação Científica

Helena Cruz

(LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil)

Humberto Varum

(FEUP - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto)

Direção Executiva: Sandra Neves

Secretariado: Marta Rodrigues

Design Gráfico: Helder David

Fotografia da Capa

Ponte do Criz II

(Fotografia cedida por Eng. Luís Oliveira Santos)

Administração

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL, I. P.

Departamento de Estruturas

Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA

tel: (+351) 21 844 32 60 | fax: (+351) 21 844 30 25

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

Edição e divulgação eletrónica

LNEC | Divisão de Divulgação Científica e Técnica

Av. Brasil 101 | 1700-066 LISBOA

NIPC: 501 389 660

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

livraria@lnec.pt | www.lnec.pt

ISSN 2183-8488

Painel de Revisores (*)

Alfredo Campos Costa

LNEC, Portugal

Álvaro Cunha

FEUP, Portugal

Alvaro Viviescas Jaimes

Univ. Industrial de Santander, Colômbia

André Barbosa

Oregon State Univ., EUA

Aníbal Costa

UA, Portugal

António Abel Henriques

FEUP, Portugal

António Arêde

FEUP, Portugal

António Bettencourt Ribeiro

LNEC, Portugal

António M. Baptista

LNEC, Portugal

Antonio Mari

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

António Santos Silva

LNEC, Portugal

Artur Pinto

ELSA Laboratory - JRC, Itália

Baldomiro Xavier

Teixeira Duarte, SA, Portugal

Carlito Calil Júnior

Univ. de São Paulo, Brasil

Dinar Camotim

IST, Portugal

Eduardo Júlio

IST, Portugal

Emil de Souza Sánchez Filho

Univ. Federal Fluminense, Brasil

Enrico Spacone

Univ. Chieti Pescara, Itália

Fabio Biondini

Pol. di Milano, Itália

Fernando Branco

IST, Portugal

Filipe Teixeira-Dias

Univ. of Edinburgh, Reino Unido

Francisco Antônio Rocco Lahr

Univ. de São Paulo, Brasil

Francisco Javier Crisafulli

Univ. Nacional de Cuyo, Argentina

Galo Valdebenito

Univ. Austral de Chile, Chile

Giorgio Monti

Univ. di Roma, Itália

Giuseppe Mancini

Politecnico di Torino, Itália

Gustavo Ayala

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Halil Sezen

Ohio State Univ., EUA

Hugo Corres Peiretti

FHECOR Ingenieros Consultores, Espanha

Hugo Rodrigues

IPLeiria, Portugal

Joan Ramon Casas

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

João Casaca

LNEC, Portugal

João Ramôa Correia

IST, Portugal

João Henrique Negrão

FCTUC, Portugal

João Miranda Guedes

FEUP, Portugal

João Pires da Fonseca

UBI, Portugal

Jorge de Brito

IST, Portugal

José Calavera

INTEMAC, Espanha

José Jara

Univ. Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

José Luiz Rangel Paes

Univ. Federal de Viçosa, Brasil

José Turmo

Univ. Politècnica de Catalunya, Espanha

José Vieira de Lemos

LNEC, Portugal

Juan A. Sobrino

PEDELTA, Espanha

Júlio Flórez-López

Univ. de los Andes, Venezuela

Ka-Veng Yuen

Univ. of Macau, República Popular da China

Lídia Shehata

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Luís Guerreiro

IST, Portugal

Luís Oliveira Santos

LNEC, Portugal

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Univ. Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Manuel Pipa

LNEC, Portugal

Marcial Blondet

Pontificia Univ. Católica del Perú, Peru

Mário Castanheira

LNEC, Portugal

Mario Ordaz

Univ. Nacional Autónoma do México, México

Mary Mun

LNEC, Portugal

Maurizio Piazza

Univ. di Trento, Itália

Oscar A. López

Univ. Central de Venezuela, Venezuela

Paulo Candeias

LNEC, Portugal

Paulo Lourenço

UM, Portugal

Paulo Roberto Lopes Lima

Univ. Estadual de Feira de Santana, Brasil

Paulo Vila Real

UA, Portugal

Pedro Pontífice de Sousa

LNEC, Portugal

Petr Stepanek

Univ. Brno, República Checa

Rui Calçada

FEUP, Portugal

Rui Faria

FEUP, Portugal

Rui Pinho

Univ. di Pavia, Itália

Sérgio Hampshire Santos

Univ. Federal do Rio de Janeiro, Brasil

Sergio Lagomarsino

Univ. di Genova, Itália

Sérgio Lopes

FCTUC, Portugal

Válter Lúcio

UNL, Portugal

Vanderley M. John

Univ. de São Paulo, Brasil

Vítor Leitão

IST, Portugal

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

editorial

O número 8 da série III da Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (**rpee**) inclui oito artigos científicos e três artigos dedicados à apresentação de obras e projetos, incluídos no separador "realizações".

Os artigos científicos cobrem áreas distintas da engenharia de estruturas: a análise da segurança de estruturas de betão armado em processos de reabilitação; a avaliação da vulnerabilidade de construções com materiais naturais; o dimensionamento de componentes estruturais; e a análise de normas brasileiras recentes para dimensionamento de componentes. Os restantes três artigos científicos são sobre estruturas de madeira.

As realizações abrangem a reabilitação de uma ponte, a reabilitação de um complexo habitacional e a construção de um novo hospital.

A **rpee**, parceria entre o LNEC, a APEE, o GPBE e a SPES na sua série III, continua a apostar na opção da publicação e divulgação exclusivamente por via eletrónica e no apoio de uma direção executiva responsável pela produção da revista e no apoio do LNEC para a sua edição. A série III tem assim obtido progressivo aumento de procura para publicação de artigos e da sua consulta através de diversos tipos de portais.

A administração da **rpee** renova aqui o seu reconhecimento às entidades que apoiam a edição da revista (Infraestruturas de Portugal, Pretensa e AOF), à coordenação da comissão científica (Eng.^a Helena Cruz e Prof. Humberto Varum) e a todos os revisores da série III que têm garantido a qualidade dos artigos científicos publicados.

Novembro de 2018

A administração da **rpee**

José Manuel Catarino (LNEC)
João Almeida Fernandes (APEE)
Manuel Pipa (GPBE)
João Azevedo (SPES)

Análise da segurança de pontes sujeitas a ações dinâmicas durante a reabilitação dos pilares

Safety analysis of bridges subjected to dynamic loads in pier rehabilitation works

Alfredo Campos Costa
Paulo Xavier Candeias
José Vieira de Lemos
José Manuel Catarino

Resumo

Apresenta-se neste artigo um estudo de análise da segurança das pontes Criz II e de São João de Areias, na albufeira da barragem da Aguieira, em Portugal, durante a execução de novas fundações, no âmbito das empreitadas de reabilitação, na proximidade dos pilares afetados por reações expansivas do betão no seu embasamento. A ação dinâmica induzida pela perfuração de maciços rochosos foi modelada como uma ação periódica composta por um momento torsor aplicado na fundação de cada pilar isolado combinado com três forças ortogonais representando a força imposta pela carotadora e os desequilíbrios das tensões de corte por rotação.

Através da análise dinâmica linear das estruturas completas e de análises não lineares estáticas e dinâmicas dos pilares, foram estabelecidas as condicionantes às vibrações induzidas pelas máquinas caroteadoras, nomeadamente em termos de limites máximos da resposta em velocidade no topo dos embasamentos, e definidas as condições de monitorização da estrutura durante a obra. Estas especificações foram elaboradas em estreita colaboração com técnicos da Infraestruturas de Portugal, I.P., e incluídas nas Cláusulas Técnicas Especiais para o lançamento da empreitada.

Abstract

This paper presents the safety analysis carried out for the Criz II and S. João de Areias bridges, in the reservoir of the Aguieira dam in Portugal, during the construction of new foundations, in the scope of the rehabilitation works, near the bridge piers affected by expansive reactions in the concrete of the basement. The dynamic action induced by the drilling of the rock mass was modeled as a periodic action consisting of a torsional moment applied to the foundation of every single pier combined with three orthogonal forces; these represent the force imposed by the drilling machine and the unbalanced shear stresses caused by the rotation.

Through linear dynamic analysis of complete structures and nonlinear static and dynamic analysis of piers, limits for the vibrations induced by the drilling machines were established, namely in terms of maximum response in velocity at the top of the basement, and set the monitoring conditions of the structure during the construction works. These specifications were developed in close collaboration with technicians of Infraestruturas de Portugal, I.P., and included in the Special Technical Clauses for the launch of the contract.

Palavras-chave: Análise de segurança de pontes / Vibrações induzidas por caroteadoras / Limites de vibração em embasamentos

Keywords: Bridges safety analysis / Drilling induced vibrations / Piers basements vibration limits

Alfredo Campos Costa

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

Paulo Xavier Candeias

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

José Vieira de Lemos

Investigador-Coordenador
Departamento de Barragens de Betão
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
vlemos@lnec.pt

José Manuel Catarino

Investigador-Coordenador
Diretor do Departamento de Estruturas
Laboratório Nacional de Engenharia Civil
Lisboa, Portugal
jmcatarino@lnec.pt

CAMPOS COSTA, A. [et al.] – Análise da segurança de pontes sujeitas a ações dinâmicas durante a reabilitação dos pilares. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 05-18.

1 Introdução

O LNEC apoiou a Infraestruturas de Portugal, IP, nas fases de concurso e de execução das empreitadas de reabilitação da Ponte do Criz II na EN 234 e da Ponte de São João de Areias na EN 234-6 [5], no estabelecimento das condicionantes de limites de vibrações resultantes da execução das estacas de fundação que estas empreitadas implicariam e na elaboração do plano de monitorização das vibrações no embasamento dos pilares onde foram identificadas reações expansivas no betão das pontes Criz II (Figura 1) e de S. João de Areias (Figura 2).

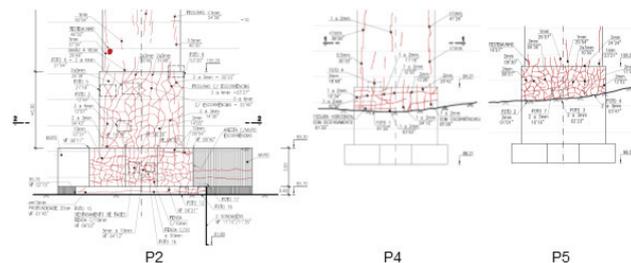


Figura 1 Vista geral da Ponte Criz II sobre o rio Criz e pormenores de embasamentos fraturados ([6] e [8])



Figura 2 Vista geral da Ponte de São João de Areias sobre o rio Mondego e pormenores de embasamentos fraturados [7]

Face à localização e extensão das zonas em que foram identificadas reações expansivas no betão, foram realizados projetos de reforço dos pilares que consistem na execução de fundações indiretas em torno do pilar, ligadas a este através de maciços pré-esforçados, que permitem a transferência de carga para as novas fundações. Na Figura 3 apresenta-se um exemplo de reforço de um pilar onde se pode observar que, durante a fase de construção, seriam induzidas

vibrações pelas operações de caroteamento cuja amplitude e conteúdo em frequência importava avaliar, no sentido de estabelecer limites às vibrações para evitar situações de insegurança estrutural.

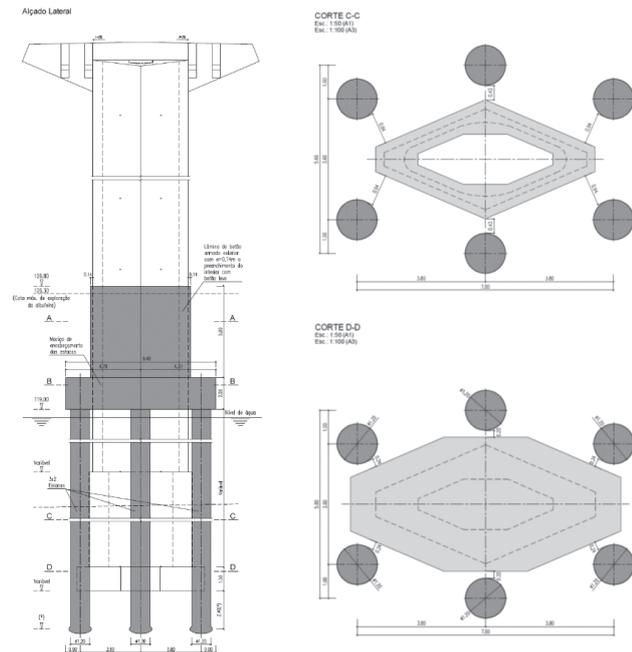


Figura 3 Projeto de reabilitação dos pilares [3]

O estudo efetuado pelo LNEC veio na sequência da avaliação dos riscos na fase de execução das obras de reabilitação/substituição dos pilares das pontes Criz II e de S. João de Areias, e foi realizado com base nos seguintes elementos:

- memórias descritivas e justificativas do projeto de execução da reabilitação dos pilares da ponte de S. João de Areias e da monitorização da ponte de S. João de Areias ([3] e [4]);
- planta de localização de sondagens com perfil geotécnico interpretativo e caderno de encargos do projeto de execução da reabilitação dos pilares da ponte de S. João de Areias ([1] e [2]);
- relatórios de inspeção das pontes Criz II ([6] e [8]) e de S. João de Areias [7];
- memória descritiva e justificativa da execução das estacas de fundação da empreitada de reabilitação/substituição dos pilares [15].

Nesta avaliação de riscos admitiu-se a possibilidade de se aprofundar a análise das vibrações induzidas por caroteamento seguindo metodologias baseadas no cálculo da resposta das estruturas das pontes a excitações localizadas, o que permitiria estabelecer critérios para a escolha dos equipamentos mais adequados para a execução das estacas. Foi também elaborado um plano de monitorização do comportamento das estruturas durante a execução dos trabalhos, por forma a prevenir eventuais fenómenos de ressonância dinâmica decorrentes das obras de caroteamento que pudessem colocar em risco a estabilidade da estrutura. Estes estudos foram realizados entre maio e novembro de 2014, tendo o LNEC fornecido a

informação necessária para as Cláusulas Técnicas Especiais sobre limites de vibração admissíveis durante a execução das estacas e seu controlo, de acordo com o plano de monitorização.

As metodologias seguidas e os resultados do estudo foram apresentados e debatidos com técnicos da Infraestruturas de Portugal, IP e com os projetistas do reforço dos pilares daquelas pontes (A2P para a ponte de S. João de Areias e TRIEDE para a ponte Criz II), que forneceram os elementos necessários para a persecução do mesmo e analisaram os resultados aqui apresentados.

Este artigo contém a informação necessária para a interpretação das características em energia e conteúdo em frequência das vibrações registadas durante a fase de execução da obra para cada pilar isoladamente, podendo ser adotadas metodologias idênticas às que foram desenvolvidas noutras situações em que a segurança das estruturas seja colocada em causa devido à realização de operações que produzam vibrações intensas em determinados pontos da sua fundação.

Os resultados que aqui se apresentam resultam do desenvolvimento e exploração de três modelos numéricos:

- modelo de simulação da ação dinâmica induzida ao nível da fundação de cada pilar que resulta das perfurações por caroteamento de camadas de formações rochosas do tipo xistoso ou granítico com graus variáveis de deterioração e fragmentação; neste modelo a ação é representada como um sistema dinâmico, composto por três forças ortogonais e um binário em torno do eixo vertical definido no centroide da fundação e de regime periódico; tal sistema equivalente é conservativo para as potências admissíveis das máquinas de caroteamento e para a capacidade dos estratos rochosos a serem atravessados;
- modelos lineares dinâmicos globais de ambas as pontes, com malhas de elementos finitos refinadas ao nível dos embasamentos dos pilares de forma a que sejam reproduzidos os modos de vibração locais dessas zonas, permitindo reter os efeitos das deformações dinâmicas ao longo dos embasamentos dos pilares induzidas pelas ações definidas no ponto anterior; neste modelo procede-se à exploração exaustiva em termos de velocidades de rotação e número de elementos de corte, expressos de forma equivalente em frequências fundamentais de excitação, para o limite máximo de potência da caroteadora;
- modelos não lineares dinâmicos dos pilares das pontes, desde a fundação até ao tabuleiro, cujas condições de fronteira estáticas de ligação pilar-tabuleiro foram determinadas pelos modelos globais definidos no ponto anterior; estes modelos têm por objetivo avaliar a vulnerabilidade dos pilares das pontes para intensidades de ações extremas definidas no primeiro ponto, devendo, em consequência, reproduzir os movimentos vibratórios dos embasamentos até estados limites muito próximos do colapso através da idealização dos comportamentos não lineares, físico e geométrico que venham a ocorrer nos embasamentos para situações de magnitude da excitação da fundação elevadas.

Estes modelos são complexos, envolvendo um elevado número de parâmetros e de graus de liberdade.

2 Idealização das ações dinâmicas produzidas por máquinas de perfuração de rocha por caroteamento

A informação geotécnica relativa às fundações dos pilares P2 a P5 da Ponte Criz II e dos pilares P2, P3 e P4 de S. João de Areias foi disponibilizada ao LNEC pela Infraestruturas de Portugal, IP ([1], [3] e [15]). Nos estratos de fundação, a profundidades de 3 m a 5 m nos pilares P2 a P5 da ponte Criz II, são referidas formações xistosas medianamente alteradas a desagregadas e medianamente a muito fraturadas, com valores da qualidade do maciço rochoso (RQD – Rock Quality Designation) entre 20% e 80%. Já para os pilares P2 a P5 da Ponte de S. João de Areias, à mesma profundidade, são referidos estratos de fundação graníticos, provavelmente menos alterados e fraturados, apresentando valores de RQD relativamente elevados entre 50% e 100%. Mais concretamente, no caso dos pilares P2, P4 e P5 desta ponte o estado de alteração (I.S.R.M) é classificado em W4-3 (rocha muito a medianamente alterada) sendo no caso do pilar P3 classificado em W3-2 (rocha medianamente a pouco alterada).

Considerando ainda o grau de alteração e de fratura dos estratos rochosos de fundação dos pilares de ambas as pontes, e os valores estimados para estas situações apresentados em [14], optou-se neste estudo por aceitar os seguintes valores médios de coesão e ângulo de atrito para todas as formações existentes em todos os pilares das duas pontes:

- Coesão $c_i = 0,4 \text{ MPa}$ a 10 MPa
- Ângulo de atrito interno $\theta_A = 40^\circ$
- Resistência à compressão uniforme $UCS = 10 \text{ MPa}$ a 70 MPa

A perfuração por caroteamento com diâmetros superiores a um metro de formações rochosas com as características apresentadas acima pode ser efetuada por diferentes equipamentos fornecidos por diversos fabricantes. Neste estudo foi utilizada a informação de um catálogo de máquinas com características genéricas que se afiguram adequadas [16] e que sucintamente se resumem aos seguintes valores:

- Plataforma hidráulica rotativa tipo *Soilmec SR 80*
 - Potência máxima 300 kW (408 hp) a 1900 rpm
 - Binário máximo disponível 292 kN.m
 - Rotação máxima 8,7 rpm (perfuração em rocha)
 - Força máxima de compressão 220 kN
- Plataforma hidráulica rotativa tipo *Soilmec SR 125 HIT*
 - Potência máxima 470 kW (630 hp) a 1800 rpm
 - Binário máximo disponível 435 kN.m
 - Rotação máxima 8,7 rpm (perfuração em rocha)
 - Força máxima de compressão 345 kN

Tomando os valores limites de referência de resistência UCS assumidos como representativos dos estratos rochosos a serem perfurados (entre 10 MPa e 70 MPa), e os valores de RQD entre 40% e 100%, considerou-se adequado utilizar equipamentos de corte do tipo Core Barrel, caracterizados pelo seu diâmetro exterior e número de elementos de corte (bits), conforme se exemplifica na Figura 4.

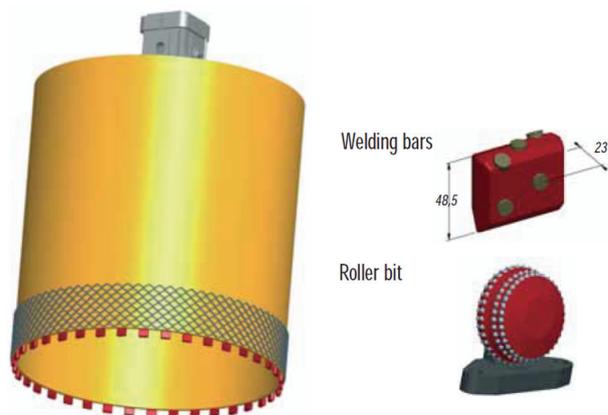


Figura 4 Características genéricas de caroteadoras do tipo Core Barrel

Na modelação da ação dinâmica induzida ao nível da fundação dos pilares P2 a P5 da Ponte Criz II e dos pilares P2, P3 e P4 da Ponte de S. João de Areias recorreu-se a um modelo numérico de simulação de funcionamento de uma caroteadora com as características idênticas às dos tipos apresentados anteriormente. No presente caso as estacas que estão previstas possuem diâmetros de 1,5 m e 1,2 m para os pilares das pontes Criz II e de S. João de Areias, respetivamente. As vibrações induzidas pelo funcionamento deste tipo de máquinas rotativas são do tipo periódico, ou quase-periódico, podendo mesmo ser aleatórias caso a heterogeneidade do meio fraturado no processo de corte seja muito elevada.

Na Figura 5a) ilustra-se a idealização do processo de fratura da rocha causado por um fluxo de corte combinado com uma tensão normal vertical introduzida por uma caroteadora do tipo Core Barrel adotado no presente estudo. A progressão dos elementos de corte (bits) ocorre numa sucessão de impulsos, durante os quais a tensão tangencial na rocha no bordo de ataque de cada bit aumenta gradualmente até à rotura que está associada à fratura súbita da rocha e à queda abrupta da tensão tangencial. Obtém-se assim um padrão de comportamento semelhante a uma função periódica em "dente de serra" (Figura 5b) para descrever a evolução temporal das forças generalizadas envolvidas neste mecanismo (forças e momento torsor).

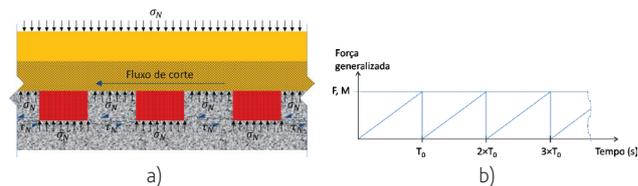


Figura 5 Idealização do mecanismo de fratura da rocha por corte através de uma força introduzida por uma caroteadora: a) esquema das tensões desenvolvidas; b) função temporal dos esforços resultantes em "dente de serra"

Para definir esta função periódica em dente de serra, considerou-se que o momento torsor máximo (M_t) desenvolvido pela caroteadora durante o corte é dado pela seguinte expressão:

$$M_t = N_b \times f_b \times \frac{\varnothing_c}{2}$$

em que N_b é o número de elementos de corte (*bits*), \varnothing_c é o diâmetro da caroteadora, e $f_b = \tau_N \times e \times L_b$ é a força de corte exercida num bit. Nesta expressão τ_N é a tensão de corte do maciço rochoso (ver Figura 5a), calculada utilizando os valores de coesão e ângulo de atrito anteriormente apresentados e considerando um critério de rotura de Mohr-Coulomb, o parâmetro e é a espessura dos bits de corte (tipicamente 23 mm) e L_b é a distância entre dois bits, medida ao longo do perímetro da caroteadora:

$$L_b = (1 - \alpha) \times \frac{\pi \varnothing_c}{N_b}$$

sendo α a percentagem de espaço vazio entre bits. Obtém-se assim:

$$M_t = \frac{(1 - \alpha) \pi}{2} \times \tau_N \times e \times \varnothing_c^2$$

A excitação periódica produzida por este equipamento, com forma em dente de serra, possui um desenvolvimento em série de Fourier. Dada a natureza periódica da ação, esta repete-se a cada instante $t + T_0$ pelo que, em regime permanente, é necessário analisar apenas a resposta no intervalo $[0, T_0]$.

Assumiu-se, como situação de referência naquele estudo, que o momento torsor máximo, com base na potência da máquina caroteadora, seria de 400 kNm, próximo do binário máximo disponível do equipamento. Para esse valor de binário, considerando uma força máxima de compressão de 345 kN, referida no catálogo, e um ângulo de atrito (θ_A) de 40° obtiveram-se, pela formulação dada, valores da coesão máxima admissível, da tensão normal devida à força máxima de compressão, da tensão de rotura por corte máxima e da potência para 8 rpm, para diâmetros de caroteadora de 1,2 m e 1,5 m. Estes resultados são independentes do número de elementos de corte (*bits*).

Os valores de tensão máxima de compressão, de cerca de 4,0 MPa, estão abaixo dos valores da resistência à compressão uniforme (UCS) para os xistos e granitos alterados. Relativamente aos valores da coesão máxima admissível da rocha de 7,6 MPa, verifica-se que estes são intermédios dos valores apontados para os xistos e granitos alterados. Conclui-se portanto que o binário máximo de 400 kNm poderá ser indicado como um valor limite superior para os binários a aplicar nas operações de caroteamento.

Considerou-se igualmente que a ação da caroteadora gerava forças dinâmicas com três componentes iguais, duas horizontais e uma vertical, com magnitude proporcional ao momento torsor máximo de $0,20 \times M_t \times \frac{1}{m}$, ou seja, com andamentos em “dente de serra” iguais e em fase com o andamento já definido para o momento utilizado para M_t .

3 Modelo linear para a quantificação das vibrações induzidas nas estruturas das pontes

A análise dinâmica linear realizada tem por objetivo determinar curvas que relacionem as amplitudes de movimento (deslocamentos, velocidades e/ou acelerações, lineares e/ou angulares) em pontos de controlo dos pilares das pontes Criz II e de S. João de Areias para diferentes frequências fundamentais de excitações periódicas que resultam das características das máquinas de caroteamento e das velocidades de rotação da forma definida na secção anterior.

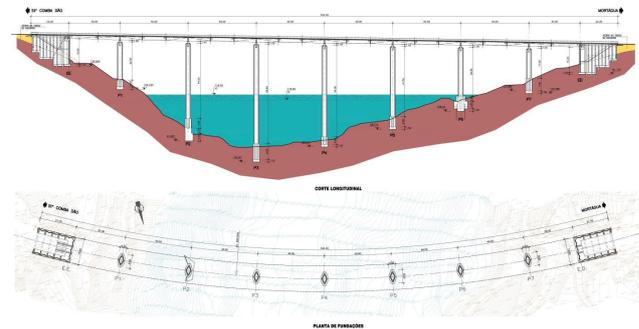


Figura 6 Alçado e planta da Ponte Criz II [6]

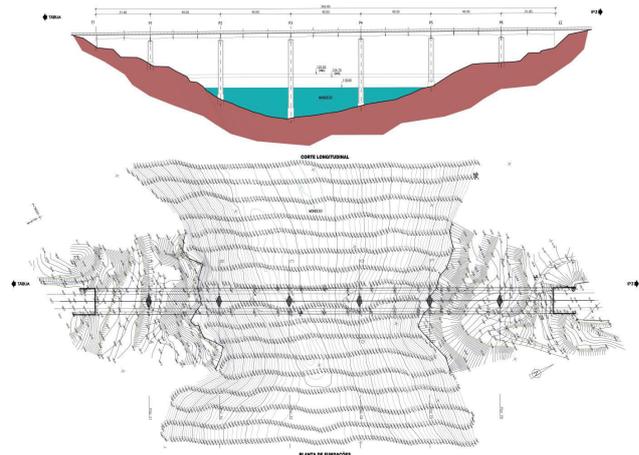


Figura 7 Alçado e planta da Ponte de S. João de Areias [7]

A obtenção da resposta em regime estacionário de estruturas sujeitas a ações periódicas, com várias componentes harmónicas, a partir de análises dinâmicas por sobreposição modal no domínio da frequência, é feita eficientemente no domínio da frequência para ações independentes e para excitações periódicas com diversas frequências fundamentais. Considerando que estas variam entre 0,5 Hz e 50 Hz, com uma resolução de 0,025 Hz, o número total de análises dinâmicas a realizar nestas condições, tendo em consideração o número de pilares em análise em ambas as pontes, é de 19 800.

Procedendo a uma análise no domínio da frequência é possível automatizar o processo de cálculo das respostas das estruturas recorrendo à sobreposição modal de funções de resposta em

frequência. Consegue-se desta forma reduzir consideravelmente o número de análises a realizar, uma vez que é necessário apenas proceder a uma análise modal, para identificar as frequências e modos de vibração da estrutura, e a análises estáticas em número igual ao dos casos de carga, o que no caso presente totaliza 34 análises no conjunto das duas pontes.

As estruturas são excitadas dinamicamente por meio de movimentos rápidos impostos quer globalmente quer localmente. No primeiro caso, onde se inclui a ação sísmica, são impostos movimentos ao nível das fundações, que podem ser distintos de fundação para fundação, e que posteriormente são transmitidos à estrutura. No segundo caso, os movimentos são impostos de forma localizada, por exemplo devido à presença de equipamentos em funcionamento na própria estrutura ou próximo dela. A Figura 8 procura ilustrar estas duas situações, sendo que, no segundo caso, a ação localizada é imposta numa fundação isolada e daí transmitida para a estrutura.

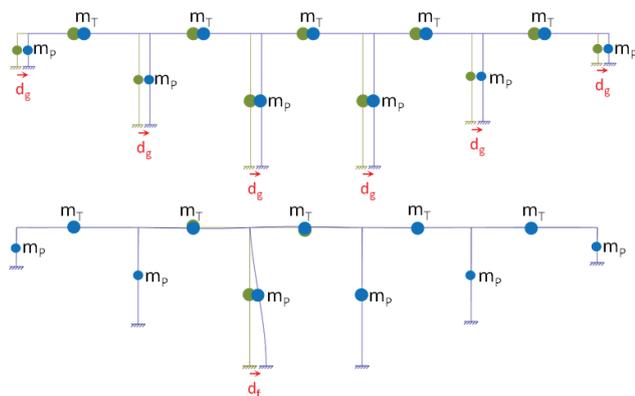


Figura 8 Estrutura com vários graus de liberdade sujeita a ações dinâmicas: a) movimentos impostos em todas as fundações; b) movimentos impostos numa fundação localizada

Conforme se pode observar, as massas mobilizadas são muito diferentes em ambos os casos, o que se reflete naturalmente no cálculo da resposta dinâmica da estrutura. No primeiro caso deve ser incluído um número necessário e suficiente de modos de vibração para que a percentagem da massa modal relativamente à massa total da estrutura seja elevada, sendo frequentemente recomendados valores superiores a 90% [13]. No segundo caso, os modos de vibração a considerar devem ser selecionados em função da sua contribuição para os efeitos da excitação localizada sobre a estrutura, devendo permitir quantificar 100% dos mesmos.

Em qualquer dos casos, existe um limite inferior para o número de modos a incluir, definido em termos da relação entre a frequência de excitação e as frequências modais, sendo que devem ser incluídas na análise modos de vibração correspondentes a frequências superiores à frequência de excitação.

A modelação numérica das pontes foi efetuada com recurso a modelos de elementos finitos desenvolvidos no programa de cálculo automático SAP2000 [9]. De uma forma geral, os elementos estruturais – pilares (embasamento, fuste e topo) e tabuleiro – foram modelados com elementos de barra, divididos em vários troços retos.

No caso particular da ponte Criz II, o tabuleiro com traçado curvo em planta foi aproximado através de uma sucessão de troços lineares. As vigas transversais nos topos dos pilares foram simuladas através de peças lineares com uma secção transversal ajustada em função da informação disponível ([6], [7] e [8]).

Os embasamentos dos pilares P2 a P5 de ambas as pontes foram modelados com uma malha de elementos finitos planos com comportamento de casca por forma a simular as paredes fissuradas, como se observa na Figura 9. Estas respeitam a geometria em planta das secções dos embasamentos e foram discretizadas com uma malha relativamente densa (dimensão máxima de cerca de 0,5 m) por forma a captar os modos de vibração locais de parede.

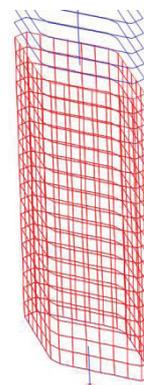


Figura 9 Ilustração do embasamento de um pilar modelado com elementos de casca

Em relação às condições de fronteira, os encontros foram considerados como rígidos para todas as translações e para a rotação em torno do eixo vertical. Para simular a ligação entre as fundações dos elementos verticais e o maciço rochoso consideraram-se apoios elásticos, com constantes de rigidez calculadas [14] nos seis graus de liberdade da base dos pilares.

A massa da estrutura foi gerada automaticamente a partir do peso volúmico do material e das secções transversais dos elementos estruturais. Nos troços de pilar modelados com elementos de barra foram adicionadas massas de rotação em torno do eixo vertical de modo a simular os momentos polares de massa uma vez que o programa gera apenas massas nodais de translação.

Foi adotado um amortecimento modal do tipo Rayleigh [13], com valores entre 3% e 5% para frequências compreendidas entre 5 Hz e 45 Hz.

Foram desenvolvidos modelos numéricos das duas pontes cujas propriedades, entre as quais as condições de fronteira e os valores dos módulos de elasticidade do embasamento dos pilares P2 a P5 ($E_{\text{embasamento}} = 10 \text{ GPa}$) e do maciço rochoso de fundação, foram ajustadas com base nos modos de vibração identificados experimentalmente na ponte Criz II. Os modelos calibrados (Figura 10) permitiram identificar ao todo 715 modos de vibração na ponte Criz II e 490 modos de vibração na ponte de S. João de Areias até aos 500 Hz.

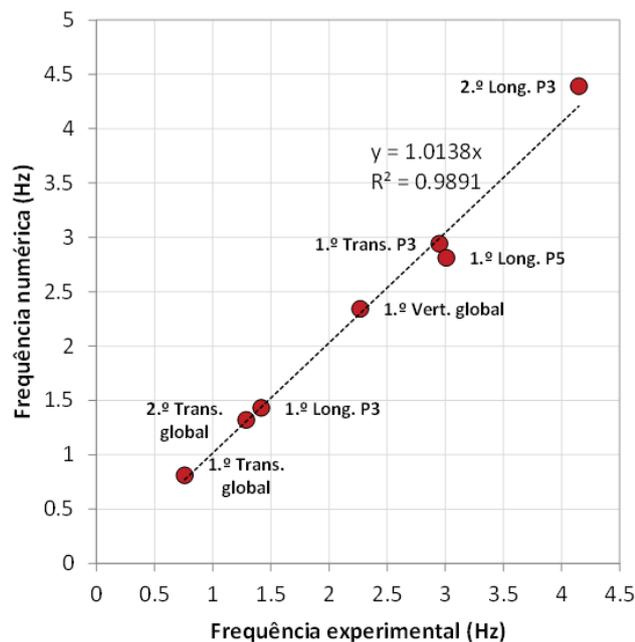


Figura 10 Ajuste entre frequências experimentais e numéricas para a Ponte Criz II

Na base dos pilares P2 a P5 foram aplicados, simultaneamente, um momento torsor (M), com um valor de 400 kNm, e três forças (F) ortogonais, de 80 kN cada uma, nas direções tangencial (longitudinal), radial (transversal) e vertical. O mesmo desenvolvimento em série de Fourier foi utilizado para todas as componentes de momento e de força o que, de forma conservativa, as coloca todas em fase.

As respostas temporais em regime estacionário foram obtidas por síntese modal partindo do conhecimento da matriz das configurações modais, da matriz das respostas estáticas, em todos os graus de liberdade da estrutura, a forças generalizadas unitárias aplicadas nos graus de liberdade da base dos pilares P2 a P5 e da matriz de massa diagonal (*lumped mass system*) associada aos graus de liberdade da ponte completa.

No cálculo da resposta dinâmica selecionaram-se como pontos de controlo nos pilares P2 a P5 os localizados na base e no topo do embasamento, e, no fuste, os correspondentes a dois níveis acima do nível de água na albufeira (Figura 11). Atendendo à forma alongada da secção dos pilares, foi calculada em cada nível a resposta em dois dos pontos mais afastados do centro da secção, um no extradorso e outro no intradorso.

Neste modelo foram analisadas as respostas estáticas nas coordenadas generalizadas da estrutura, relativas aos pontos de controlo no topo do embasamento, para forças generalizadas unitárias, e das contribuições modais para aquelas respostas estáticas mas determinadas para um sistema de forças triortogonais e momento torsor em torno do eixo vertical do pilar, aplicado isoladamente no nó da base de cada pilar em ambas as pontes. Este sistema é equivalente ao adotado na secção anterior e correspondente a forças unitárias segundo cada eixo e a um binário unitário com um braço de 5 m.

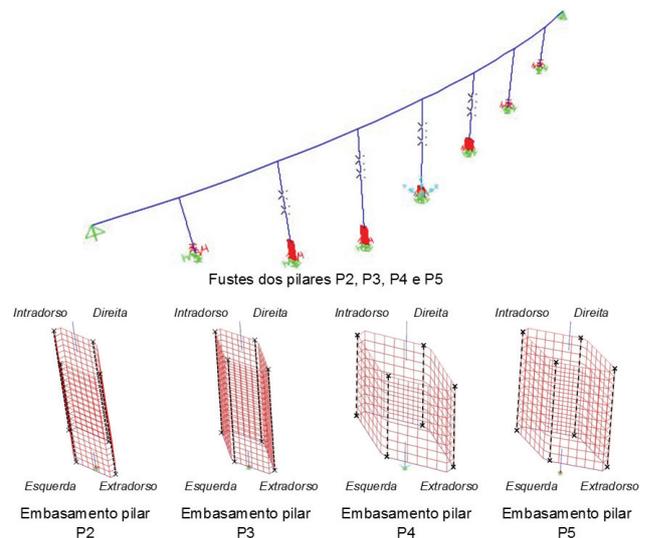


Figura 11 Pontos de controlo na estrutura da Ponte Criz II

O topo do embasamento foi escolhido pelo facto de aí ocorrer uma transição de rigidez entre o embasamento e o fuste do pilar, em resultado não só da redução da espessura das paredes do embasamento para o fuste como também, e principalmente, das propriedades elásticas equivalentes homogeneizadas assumidas para cada embasamento. As respostas foram calculadas em quatro pontos de controlo, dois mais afastados do eixo do pilar, nas faces de extradorso e intradorso na Ponte Criz II e poente e nascente na Ponte de S. João de Areias, e dois mais próximos do eixo do pilar, nas faces direita e esquerda em ambas as pontes.

As amplitudes das respostas estáticas dos pontos de controlo às forças generalizadas aplicadas nos centroides das fundações de cada pilar são relativamente baixas, tendo em consideração a amplitude das forças máximas que as máquinas de caroteamento podem aplicar, com valores relativamente próximos para todos os pilares de ambas as pontes. A combinação dos efeitos dos momentos torsores e das forças induzidas na base dos pilares resulta, nos pontos de controlo no topo do embasamento, em valores mais elevados no extradorso do que no intradorso. Os valores nas faces esquerda e direita não são tão amplificados pela rotação da secção transversal devido à rotação. Esta distribuição de deslocamentos horizontais está associada a uma rotação do pilar, que é máxima na base e praticamente nula no topo do pilar, em torno de um ponto localizado próximo do intradorso (centro de rotação para forças generalizadas estáticas). Para esta configuração de torção do pilar, o embasamento roda praticamente como um corpo rígido, acomodando o fuste a quase totalidade da rotação imposta na base.

Na direção vertical os valores da amplitude máxima são ligeiramente inferiores aos do deslocamento estático horizontal. Os deslocamentos verticais são desacoplados dos deslocamentos horizontais, resultando fundamentalmente de deformações axiais do pilar e da fundação.

Os resultados das contribuições modais foram normalizados ao valor total das contribuições modais de cada resposta estática, tendo-se considerado apenas as contribuições modais que, somadas,

totalizam 80% da resposta estática nos quatro pontos de controlo, sendo os respetivos modos de vibração designados como de torção ou de translação com base nas respetivas configurações modais. Estas, não sendo absolutamente puras em termos de torção ou de translação, mobilizam fundamentalmente os graus de liberdade locais associados a cada um dos pilares, com pequeno envolvimento da restante estrutura, facto que resulta da natureza localizada da ação dinâmica considerada.

Os modos de torção são representados separadamente dos de translação, o que permite identificar a contribuição relativa de cada modo para a resposta estática em deslocamento no topo do embasamento para as excitações definidas na base do pilar. Os modos de translação incluem as direções tangencial, radial e vertical dos pilares.

Na Figura 12 apresentam-se as contribuições modais para as respostas estáticas em deslocamento no topo do embasamento do pilar P3 da Ponte Criz II nos pontos de controlo. As contribuições modais mais elevadas ocorrem, na sua maioria, para modos de vibração com frequências compreendidas entre 5 Hz e 50 Hz. Os modos de vibração dominantes naquela banda de frequências são locais, contribuindo predominantemente para os deslocamentos generalizados de cada pilar, desenvolvendo deformações concentradas evidentes ao nível do embasamento.

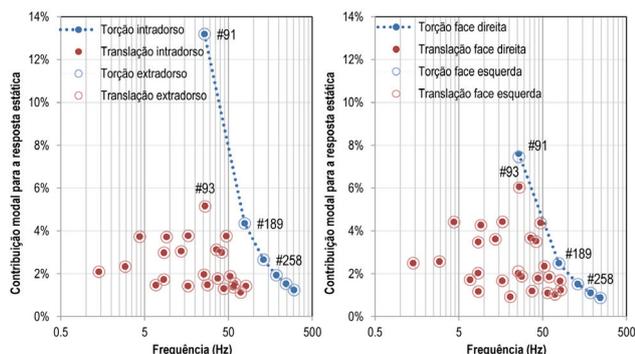


Figura 12 Contribuições modais no topo do embasamento do pilar P3 da Ponte Criz II (extradorso e intradorso, faces esquerda e direita)

Ao nível do topo do embasamento a contribuição do primeiro modo de torção é predominante na face do pilar mais afastada do ponto de aplicação das forças e momentos (pontos no intradorso e extradorso ou nas faces nascente e poente). As contribuições desses modos de torção nas faces esquerda e direita do embasamento dos pilares são naturalmente inferiores, aproximando-se das contribuições relativas às respostas estáticas dos modos de translação.

As contribuições modais das configurações predominantes de translação são muito semelhantes para faces opostas do embasamento dos pilares para ambas as pontes. No caso da ponte de S. João de Areias essas diferenças decorrem apenas do facto de os pontos selecionados no topo do embasamento não serem simétricos relativamente à secção transversal mas sim radialmente opostos.

A análise dos registos das respostas temporais em velocidade foi

realizada para frequências fundamentais de excitação f_0 compreendidas entre 0,5 Hz e 50 Hz, com uma resolução de 0,025 Hz. A adoção desta gama de frequências resulta da importância relativa das contribuições dos vários modos para a resposta dinâmica da estrutura das pontes. Obtiveram-se desta forma espectros que representam o valor máximo absoluto da velocidade nos vários pontos em função da frequência fundamental da excitação periódica do sistema de forças triortogonais e binário aplicadas na base de cada pilar, com amplitudes de força e de momento de 80 kN e 400 kNm respetivamente.

A análise dos espectros das velocidades na fundação dos pilares demonstra alguns aspetos que são comuns a todos os pilares de ambas as pontes. As ordenadas espectrais crescem quase linearmente com a frequência de excitação fundamental f_0 , até uma frequência próxima de 1,5 Hz, entrando num ramo de velocidade constante para frequências entre 3 Hz e 7 Hz, quando as respostas da estrutura começam a ser afetadas por modos com frequências relativamente baixas associadas a configurações modais dos modos de vibração axiais ou de flexão localizados. Para frequências de 10 Hz a 50 Hz as ordenadas espectrais das vibrações na fundação começam a ter a contribuição dos modos de torção dos pilares.

O andamento das ordenadas espectrais reflete a importância relativa das contribuições dos modos de vibração localizados para a resposta ao nível da fundação. Em particular, o efeito dos modos de torção localizada é mais evidente nas fundações dos pilares nas faces de extradorso/nascente e intradorso/poente a partir dos 10 Hz, devido à sobreposição das componentes de rotação, afetadas pela geometria retangular da fundação, com as componentes de translação, uniformes. Ilustra-se na Figura 13 o espectro das vibrações periódicas em velocidade induzidas na fundação do pilar P3.

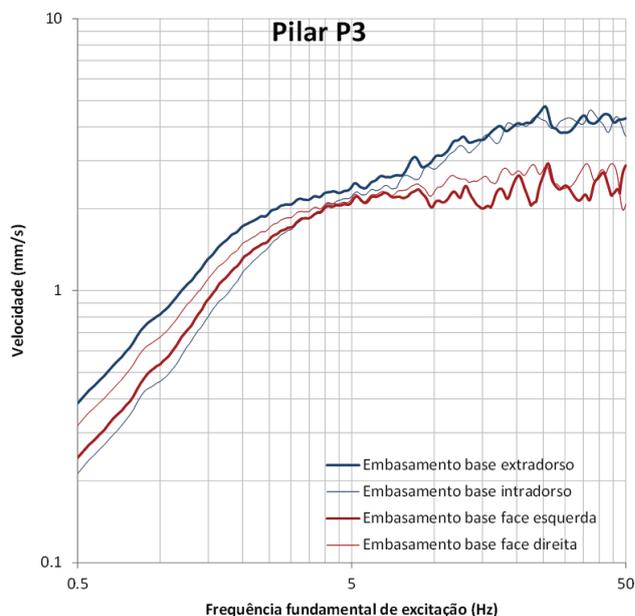


Figura 13 Espectro de resposta periódica em velocidade na fundação do pilar P3 da Ponte Criz II

Os espectros das velocidades ao longo dos embasamentos, desde a fundação até ao topo, revelam alguns aspetos que são também comuns a todos os pilares de ambas as pontes. As respostas periódicas em velocidade mostram, em geral, picos na frequência associada ao primeiro modo de vibração local de torção dos pilares. Este aspeto é particularmente evidente nos pontos de controlo nas faces de extradorso/nascente e intradorso/poente e estão associados a ressonância dinâmica daqueles modos. Nas faces esquerda e direita dos embasamentos tais fenómenos são também evidentes, estando algumas vezes associados a modos de deformação axial e/ou de flexão.

As referidas ressonâncias dinâmicas estão associadas à excitação de modos de vibração localizados dos pilares. As respostas nestas frequências são máximas, surgindo no entanto outros picos no espectro que correspondem a sub-harmónicas destas frequências de excitação. As amplitudes espectrais das respostas nas sub-harmónicas resultam da excitação de modos de vibração cujas frequências naturais são próximas de um múltiplo inteiro da frequência fundamental da excitação periódica. Na Figura 14 ilustram-se os espectros de resposta periódica calculados no embasamento do pilar P3 da Ponte Criz II.

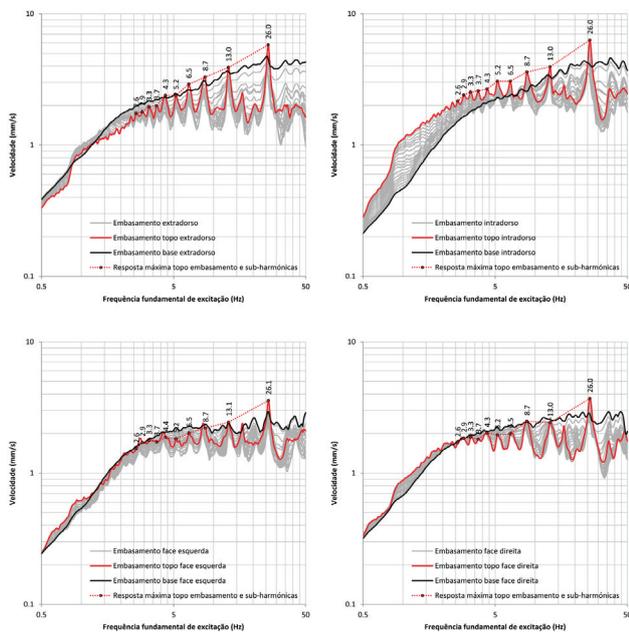


Figura 14 Espectros de resposta periódica em velocidade no pilar P3 da Ponte Criz II

A análise destes resultados permite tirar algumas conclusões importantes. Em primeiro lugar, destaca-se o facto de as respostas nos pontos de controlo estarem associadas a modos de vibração locais nos pilares, principalmente de torção e de deformação axial e de flexão. Em segundo lugar, as amplitudes máximas das respostas em velocidade nos pilares para a frequência fundamental e para as três primeiras sub-harmónicas são da mesma ordem de grandeza, não excedendo 6,7 mm/s na Ponte Criz II e 6,4 mm/s na Ponte de S. João de Areias, embora ocorram para frequências fundamentais

de excitação diferentes. Por último, esta semelhança entre pilares justifica a realização de análises mais sofisticadas com modelos parcelares, representando um pilar genérico, para obter a resposta não linear às vibrações induzidas nas estruturas das pontes e quantificar estados limites, que se apresentam na secção seguinte.

4 Avaliação dos limites de deformação dos embasamentos dos pilares

No sentido de avaliar a capacidade dos pilares às vibrações produzidas pelo caroteamento das estacas, foram efetuadas análises não lineares estáticas e dinâmicas desenvolvendo e explorando um modelo genérico de um pilar com um embasamento que reproduzisse de forma adequada e envolvente o comportamento de todos os embasamentos até valores próximos do colapso, para as excitações periódicas apresentadas anteriormente.

A idealização do comportamento foi realizada com base num modelo numérico de elementos discretos (MED). Este método numérico destina-se particularmente ao estudo de estruturas com descontinuidades importantes ou formadas por blocos, tendo uma utilização significativa no campo das estruturas de alvenaria e da mecânica das rochas, permitindo analisar o desenvolvimento de processos de rotura originados pela ocorrência de deslizamento ou separação ao longo de superfícies de descontinuidade, sob a ação de cargas estáticas ou dinâmicas.

Tendo em consideração os propósitos destas análises, de comportamento mais local do que global, a relativa homogeneidade de resultados da fase anterior do estudo, como descrito na secção precedente, e a complexidade e esforço de cálculo excessivo envolvido neste tipo de análise, adotou-se uma idealização do embasamento de um pilar genérico das pontes Criz II e de S. João de Areias como um conjunto de blocos discretos que se representam na Figura 15.

Relativamente à homogeneidade geométrica da rede de descontinuidades, foram testadas inicialmente duas hipóteses: uma primeira mais regular e uma segunda bastante irregular seguindo, *grosso modo*, os blocos de fissuração observados nos embasamentos dos pilares, representados na mesma Figura 15.

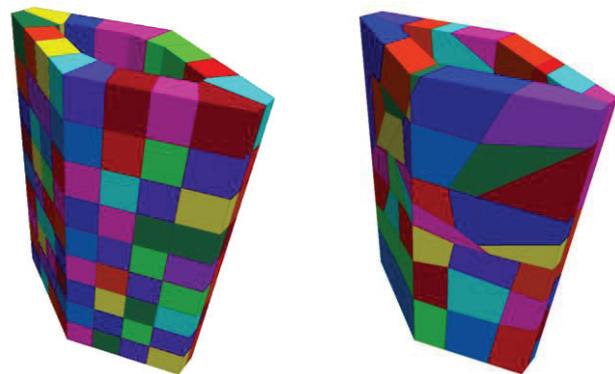


Figura 15 Modelo MED do embasamento

Tais blocos são separados por descontinuidades sem resistência à tração e com uma resistência ao corte devida apenas ao atrito, sem componente coesiva. Trata-se de uma hipótese simplificada, conservativa do ponto de vista da segurança, uma vez que despreza as ligações existentes entre os vários blocos definidos pela rede de fissuras.

Contudo, independentemente da discretização adotada para o embasamento, é fundamental reproduzir adequadamente as condições de fronteira, estáticas e cinemáticas e os estados de tensão inicial para cargas gravíticas em que se encontram os blocos, antes de iniciar a excitação dinâmica periódica prevista.

Assim, o pilar acima do embasamento (fuste), embora também simulado por blocos, foi admitido como elástico. No topo do pilar foram aplicadas as cargas e as condições de fronteiras definidas pelo tabuleiro. O maciço de fundação foi simulado por uma malha de elementos finitos com comportamento elástico. Na Figura 16 representa-se a estrutura de um pilar reduzido das pontes, idealizado através do MED.

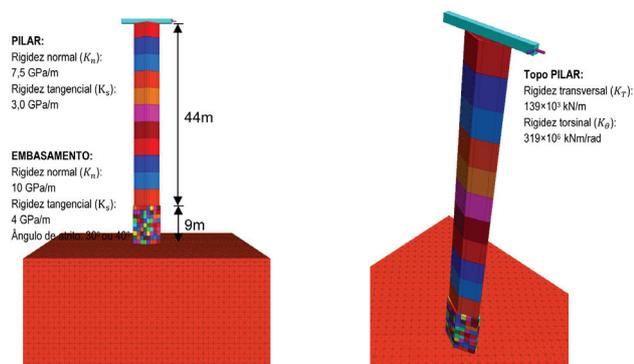


Figura 16 Modelo reduzido MED de um pilar genérico das pontes da Agueira: maciço de fundação, embasamento e pilar

A malha do maciço de fundação tem uma extensão horizontal de 48 m e vertical de 21,5 m, tendo sido discretizada em elementos tetraédricos com uma dimensão de 1 m. O módulo de elasticidade considerado foi de $E = 1$ GPa. Na realidade, sendo a ação dinâmica aplicada no maciço sob o pilar, um valor mais baixo do módulo de elasticidade do maciço conduz a uma maior solicitação do pilar. Um valor de 10 GPa, possivelmente mais realista, levaria uma maior percentagem da ação a ser absorvida pela fundação; tendo em vista maximizar a solicitação no embasamento fissurado foi adotado o valor baixo do módulo de elasticidade para a fundação.

O embasamento e o fuste do pilar foram representados por blocos rígidos ligados ao longo das descontinuidades por molas elásticas, cujos parâmetros de rigidez, na direção normal e tangencial, foram calculados para se obterem os módulos de elasticidade estimados para o betão. Na Figura 16 apresentam-se as propriedades consideradas para as juntas do embasamento, as quais, para um espaçamento entre juntas de 1 m, correspondem a um módulo de elasticidade equivalente $E = 10$ GPa.

Também na Figura 16, mas relativamente ao fuste, referem-se as propriedades consideradas para as juntas do fuste, as quais, para um espaçamento entre juntas de 4 m, correspondem a um módulo

de elasticidade equivalente $E = 30$ GPa. No topo do pilar, foram aplicadas condições de apoio elásticas, tendo os valores da rigidez sido definidos pelo modelo de elementos finitos do pilar e tabuleiro. Na direção longitudinal, foi considerado um apoio fixo.

Na direção vertical foi simulado o peso do tabuleiro através de uma carga aplicada, $W = 8600$ kN, também fornecida pelo modelo de elementos finitos. Nos cálculos dinâmicos foi considerada no topo do pilar uma massa concentrada adicional de 860 toneladas correspondente àquela carga.

Assumindo a hipótese de que todas as descontinuidades se mantêm elásticas, é possível determinar os modos de vibração da estrutura, o que permitiu confirmar que os parâmetros de rigidez atribuídos às descontinuidades são adequados. Posteriormente, para os cálculos à rotura, as descontinuidades do embasamento foram consideradas não lineares, com um dado ângulo de atrito, mantendo-se a hipótese de linearidade no fuste do pilar.

Tendo em vista verificar o comportamento dinâmico do modelo MED de um pilar genérico, foram determinadas as suas frequências próprias, na hipótese de comportamento elástico de todas as juntas. O embasamento foi considerado encastrado na fundação, mantendo as restantes condições de apoio referidas anteriormente.

Figura 17 apresentam-se as frequências e configurações dos três primeiros modos de vibração relativos às duas flexões laterais ortogonais e de torção em torno do eixo vertical obtidos com modelo reduzido do pilar.

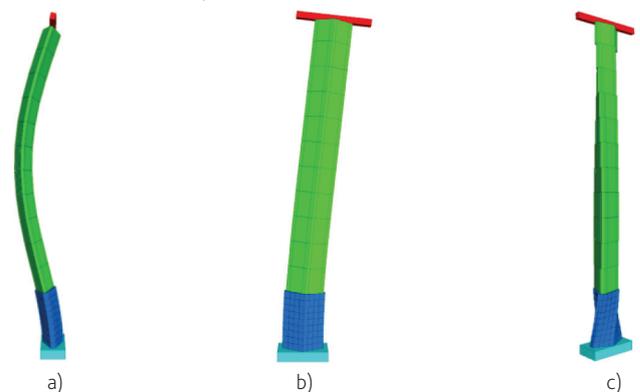


Figura 17 Primeiros modos de vibração do pilar: a) flexão na direção transversal (#1) 1,94 Hz, b) flexão na direção longitudinal (#2) 2,53 Hz e c) de torção vertical (#8) 14,7 Hz

Genericamente estes valores ajustam-se razoavelmente aos dados experimentais obtidos na ponte Criz II e aos resultados dos modelos de elementos finitos de ambas as pontes, havendo discrepâncias óbvias resultantes do facto de ser um modelo simplificado apenas de um pilar genérico em que a ligação ao resto da estrutura da ponte é representada de forma elementar.

A avaliação da capacidade resistente do embasamento fissurado foi realizada através de um conjunto de cálculos estáticos, em que o modelo de blocos do embasamento foi sujeito a cargas crescentes até se desenvolver um mecanismo de rotura. Foram utilizados os dois modelos de blocos do embasamento já referidos, com configuração regular e irregular.

Nestes cálculos, o fuste do pilar não é representado, considerando-se apenas o embasamento e o maciço de fundação elástico. As ações foram aplicadas ao nível do topo do embasamento. Em todos os cálculos foram aplicadas as cargas correspondentes ao peso próprio do pilar e cargas verticais devidas ao peso do tabuleiro. Foram considerados dois casos de cargas adicionais: (i) momento torsor apenas (M_t); (ii) momento torsor e forças em três direções ortogonais (F_x , F_y e F_z) cuja amplitude é dada por:

$$F_x = F_y = F_z = 0,20 \times M_t \times \frac{1}{m}$$

Para as juntas do embasamento, foram considerados os dois casos de ângulo de atrito, 30° e 40°, referidos anteriormente.

Na Figura 18 representa-se a evolução do momento torsor (M_t), combinado com as três forças ortogonais acima referidas (F_x , F_y e F_z), com o deslocamento do ponto de controlo no topo do embasamento no extradorso/intradorso. O último ponto em cada gráfico corresponde à última situação de equilíbrio, seguindo-se a rotura do modelo. Pode-se constatar que, para os valores de ângulo de atrito considerados, a resistência do pilar aumenta com o ângulo de atrito, atingindo-se valores máximos, expressos em termos de momento torsor, de 2000 kN.m e 2500 kN.m, respetivamente, para os ângulos de atrito de 30° e 40°.

Relativamente à deformabilidade do pilar, observa-se que os modelos com juntas regulares são mais deformáveis, logo desde a origem, atingindo deformações últimas entre 1,2 e 2,6 vezes superiores às do modelo irregular para os ângulos de atrito de 30° e 40°, respetivamente.

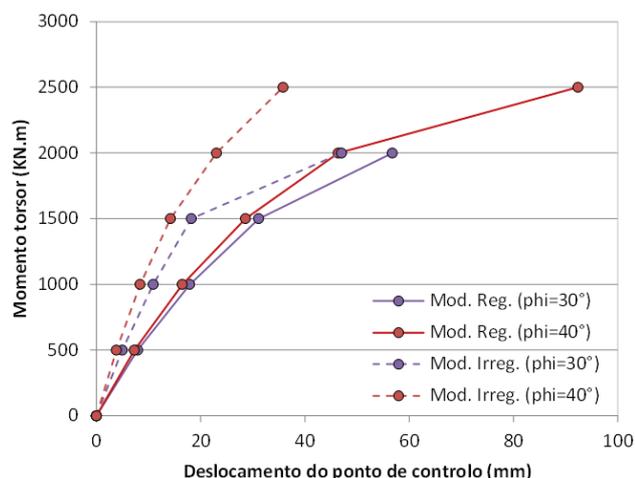


Figura 18 Relação da rotação no topo do embasamento com o momento torsor aplicado – Modelos regular e irregular sob a ação de momento torsor e forças nas três direções

Apresenta-se na Figura 19 as três fases do processo de rotura do modelo de blocos regular sob a ação de um momento torsor aplicado no topo do embasamento. O processo de rotura dos modelos de blocos irregular, não ilustrado, é semelhante.

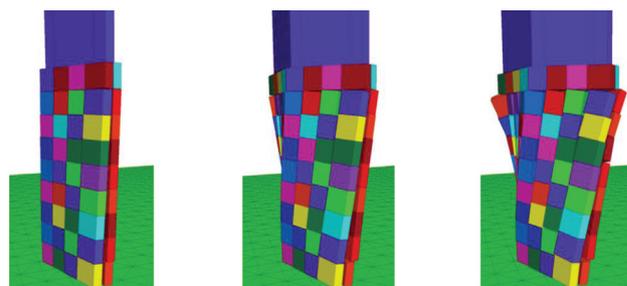


Figura 19 Sequência do processo de rotura do modelo de blocos regular sob a ação de um momento torsor

A análise da resposta dinâmica do pilar sob a ação da carreteadora foi realizada com o modelo MED completo, incluindo o maciço de fundação, embasamento e fuste (Figura 16). Foi realizada uma análise no domínio do tempo considerando o comportamento não linear das descontinuidades do embasamento, tendo sido estudada apenas a configuração regular da fissuração, uma vez que é a mais desfavorável. O objetivo principal destas análises dinâmicas foi o da avaliação da extensão dos efeitos não lineares nas fissuras do embasamento, que se refletem essencialmente na acumulação de deslocamentos permanentes. Estes movimentos podem ser de separação ao longo das descontinuidades, que se admitiram desprovidas de resistência à tração, ou de deslizamento relativo.

O maciço de fundação foi considerado elástico, tendo sido aplicadas condições de fronteira absorventes nas fronteiras base e laterais da malha de elementos finitos, de modo a simular a radiação das ondas para um meio de extensão infinita. O fuste do pilar foi assumido elástico, com as condições de ligação ao tabuleiro conforme já referidas. As propriedades elásticas do embasamento, pilar e ligações elásticas no topo foram as já referidas. Para as descontinuidades foi adotado o valor mais baixo para o ângulo de atrito, $\phi = 30^\circ$, por conduzir, como se se referiu anteriormente, a valores mais conservativos. Foi utilizado amortecimento de Rayleigh, caracterizado por um valor mínimo de 3% do amortecimento crítico centrado na frequência de 15 Hz, o qual corresponde a valores de amortecimento entre 3% e 9% na gama de frequências 2,5 Hz 90 Hz.

Foi adotada uma representação simplificada, mas desfavorável, da ação dinâmica da carreteadora sobre o pilar. O efeito principal foi assimilado a um momento torsor que foi aplicado ao nível do topo da sapata, portanto imediatamente sob o embasamento, e centrado no eixo do pilar. Tendo a malha da fundação uma dimensão do elemento de 1 m, as forças que compõem o momento torsor foram aplicadas nos nós exteriores de um segmento de 4 elementos, portanto um quadrado com 2 m de lado. Os valores nominais máximos de torque durante as operações de carreamento seriam, previsivelmente, de 400 kNm, conforme foi já definido como situação de referência. Contudo, dada a necessidade de atingir valores limites de vibrações, próximos do colapso, e assim estabelecer os correspondentes níveis de excitação máxima admissível associados a este estado limite, foram considerados quatro fatores multiplicativos do nível de excitação dinâmico: $\lambda_1 = 0,45$; 5 e 10, sendo naturalmente $\lambda_1 = 1,0$ o nível de referência. Tal como nos cálculos estáticos à rotura, a ação do momento torsor foi agravada, aplicando-se em simultâneo forças

dinâmicas nas direções x, y e z com os valores também afetados pelos mesmos fatores multiplicativos.

Dado o elevado esforço computacional necessário para realizar o conjunto de cálculos efetuados com os modelos lineares baseados no MEF, optou-se nesta fase de análises dinâmicas não lineares realizadas com o MED considerar apenas uma variação de frequências de rotação entre 1 e 24 rpm (entre 0,6 Hz e 30,4 Hz). De salientar que cada cálculo realizado leva entre 4 e 5 horas e que foram realizados um total de 18 casos.

Na Figura 20 apresenta-se a relação entre a frequência de excitação e a velocidade máxima no topo do embasamento para os três níveis de excitações aplicados na fundação considerados na análise pelo MED. Conforme se pode observar, a cada valor de fator de carga corresponde um grupo de valores de velocidade máxima que variam com a frequência de excitação em torno de um valor médio indicados também nessa figura e que são: 4,6 mm/s e 3,0 mm/s para fatores $\lambda_t = 0,45$ e de referência; 18 mm/s para um fator $\lambda_t = 5$; e 27 mm/s para o nível de excitação máxima correspondente ao fator $\lambda_t = 10$.

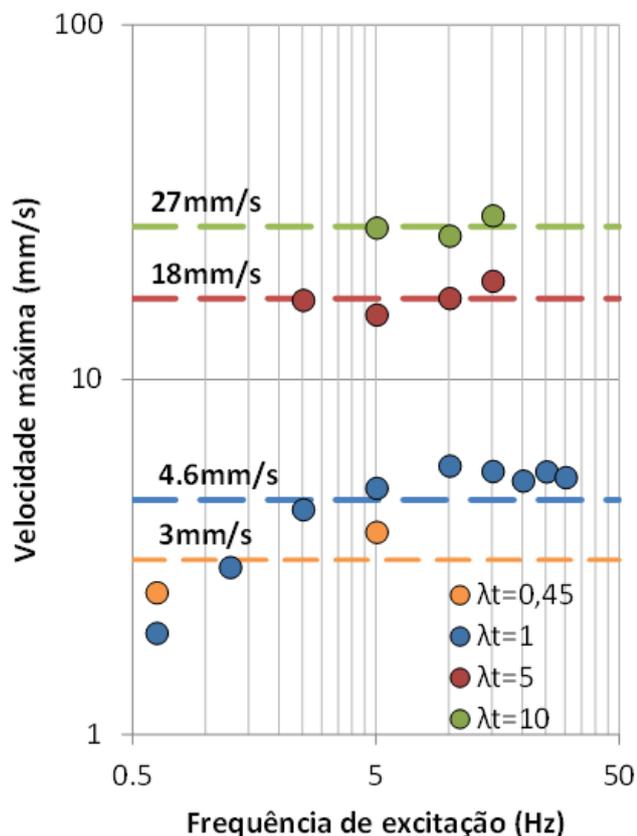


Figura 20 Velocidade máxima no topo do embasamento em função da frequência de excitação para os vários fatores de carga considerados nas análises não lineares no MED

Um outro Aspeto de grande interesse para se avaliar a proximidade de uma situação de colapso iminente da estrutura do embasamento, e que decorre da análise de resultados na idealização pelo MED, são os

deslizamentos relativos permanentes nas descontinuidades verticais e horizontais dos blocos do embasamento observados no final dos cálculos dinâmico. Na Figura 21 ilustram-se esses deslizamentos para juntas verticais (a) e para juntas horizontais (b).

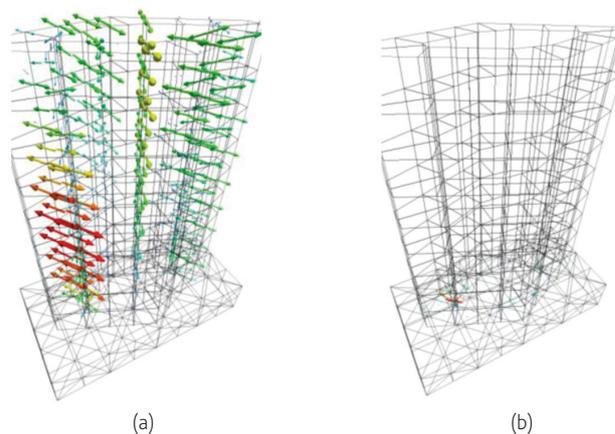


Figura 21 Deslizamentos permanentes nas descontinuidades verticais (a) e horizontais (b) do maciço de embasamento obtidos da simulação pelo MED do pilar reduzido para o caso da excitação harmónica $\lambda_t = 5$ e 24 rpm de velocidade de caroteamento

Conforme se pode observar, os deslizamentos permanentes através das juntas verticais são bastante superiores aos horizontais. Tal parece normal tendo em consideração que as juntas horizontais estão sujeitas a esforços normais elevados, provenientes das cargas gravíticas, que reduzem substancialmente a possibilidade de deslize relativo entre blocos pelas juntas horizontais. Além disso, o deslizamento pelas juntas verticais é predominantemente horizontal, de expulsão lateral dos blocos uns relativamente aos outros, ocorrendo os máximos junto à base do embasamento e evidenciando uma atenuação desde a fonte de excitação na base até ao topo num andamento semelhante ao exibido na Figura 19, mas invertido, uma vez que, naquele caso, se trata de uma força estática aplicada no topo.

Refira-se que o nível de deslizamentos relativos permanentes entre blocos é observado praticamente durante os primeiros impulsos da excitação harmónica, permanecendo praticamente inalterado em impulsos sucessivos. Tal deve-se à parcela transitória da resposta que contribui para a resposta total inicial de sistemas estruturais, sujeitos a ações dinâmicas e que, após alguns ciclos de resposta desses sistemas, é amortecida totalmente.

Na Figura 22 apresenta-se a relação entre as velocidades máximas no topo do embasamento (para os três níveis de excitações) e o deslizamento relativo permanentes entre blocos ao nível das juntas verticais e horizontal, observados no final dos cálculos dinâmicos. Verifica-se que para excitação correspondente a $\lambda_t = 5$, os deslizamentos relativos nas descontinuidades verticais não ultrapassam 0,1 mm. Porém para o caso $\lambda_t = 10$, há um aumento exponencial dos movimentos que atingem valores de cerca de 0,4 mm nessas mesmas descontinuidades verticais.

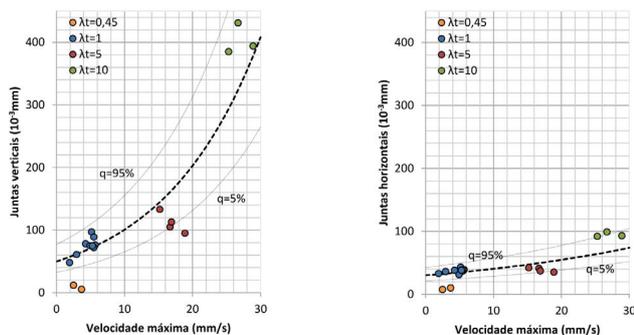


Figura 22 Abertura das juntas verticais (esq.) e horizontais (dir.) em função da velocidade máxima para os vários fatores de carga e diferentes frequências de excitação considerados nas análises não lineares no MED

Relativamente ao nível de deslizamentos entre blocos pelas juntas horizontais, obtido no final das análises dinâmicas, observa-se que as mesmas são muito inferiores às reportadas para as juntas verticais, situando-se entre dois limites extremos: um mínimo de 0,04 mm, para a excitação de referência e de 0,1 mm, para o maior nível de excitação, correspondente a $\lambda_t = 10$. Para o caso do nível de excitação de referência ($\lambda_t = 1$) os resultados são naturalmente inferiores, tendo sido obtidos deslizamentos permanentes máximos nas juntas verticais e horizontais na ordem dos 0,08 mm e 0,04 mm, respetivamente.

A baixa magnitude destes valores aponta para uma resposta praticamente linear da estrutura para este nível de excitação, validando assim os resultados obtidos através do MEF apresentados na secção anterior.

5 Conclusões

No decorrer do estudo foram desenvolvidos três tipos de modelos numéricos diferentes com objetivos complementares.

Foi modelada a ação dinâmica induzida ao nível da fundação de cada pilar que resulta das perfurações por caroteamento de camadas de formações rochosas do tipo xistoso ou granítico com graus variáveis de deterioração e fragmentação

A análise linear pelo método dos elementos finitos (MEF) da estrutura completa das pontes Criz II e de S. João de Areias permitiu obter resultados sobre o comportamento das pontes quando sujeitas a vibrações induzidas na base dos pilares pela ação de caroteamento. Dada a natureza dinâmica da excitação, definida como uma ação periódica, e a possibilidade da máquina caroteadora operar com frequências diferentes, apresentou-se uma formulação que permite obter resultados no domínio da frequência para ações localizadas em fundações independentes.

A análise das estruturas das pontes permitiu evidenciar a importância dos modos de vibração locais dos pilares para a resposta em velocidade nos pontos de controlo no topo dos embasamentos. Em cada pilar foi identificado um número limitado de modos cuja contribuição para a dita resposta é predominante. Estes correspondem a modos de torção local dos pilares, combinados com modos locais de deformação axial e de flexão dos pilares.

Obtiveram-se a partir destes modelos lineares espectros de resposta periódica em velocidade no topo dos embasamentos dos pilares afetados pelo fenómeno de reações expansivas do betão. Por fim, foi determinada uma envolvente para as velocidades máximas esperadas nos pontos de controlo no topo do embasamento dos pilares.

Foram realizadas várias análises não lineares, pelo método dos elementos discretos (MED), de um pilar genérico num modelo detalhado do embasamento que inclui o fuste e o maciço de fundação rochoso. As condições de fronteira estática foram ajustadas por forma a reproduzir genericamente o efeito da estrutura completa sobre o pilar modelado. Este modelo foi justificado pelos resultados obtidos através das análises lineares pelo MEF, os quais demonstraram as semelhanças existentes entre os resultados calculados para os vários pilares de ambas as pontes.

Estas análises permitiram identificar as cargas de rotura dos pilares, resultantes da ação representada como um sistema dinâmico equivalente de três forças ortogonais e binário em torno do eixo vertical definido no centroide da fundação e de regime periódico. Foram igualmente estimadas as velocidades máximas nos pontos de controlo no topo do embasamento dos pilares e a abertura das juntas no embasamento em regime dinâmico não linear para vários valores do momento torsor conjugado com as três forças.

A conjugação dos resultados destes modelos permitiu identificar os limites da vibração induzida a monitorizar nos pontos de controlo do topo do embasamento dos pilares devidos à operação de caroteamento planeada levar a cabo nas fundações dos pilares afetados nas pontes Criz II e de S. João de Areias. Foram por fim estabelecidos os dois limites de vibração e as respetivas medidas a tomar em obra.

Como conclusão do estudo realizado pode referir-se que são necessários valores muito elevados da excitação dinâmica localizada na base dos pilares para induzir uma resposta indicativa do início de um processo de colapso. Para os valores estimados da excitação associada ao caroteamento ao nível das fundações dos pilares, a estrutura degradada por reações expansivas do embasamento nas pontes Criz II e de São João de Areias apresenta ainda uma reserva de resistência considerável.

Agradecimentos

Agradece-se a colaboração do Eng.º Carlos Pimentel e do Eng.º Rodrigo Menezes Basto, da Infraestruturas de Portugal, IP, durante a realização do estudo efetuado pelo LNEC.

Referências

- [1] A2P, 2011a – *Reabilitação dos pilares da ponte de S. João das Areias sobre o rio Mondego, na EN 234-6. Projecto de Execução*. Planta de localização de sondagens. Perfil geotécnico interpretativo. P596-A2P-EXE-DE-001-0, Setembro.
- [2] A2P, 2011b – *Reabilitação dos pilares da ponte de S. João das Areias sobre o rio Mondego, na EN 234-6. Projecto de Execução*. Caderno de encargos. Prescrições complementares. P596-A2P-EXE-CE-001-0, Setembro.

- [3] Appleton, J., 2011 – *Reabilitação dos pilares da ponte de S. João das Areias sobre o rio Mondego, na EN 234-6* (Albufeira da Barragem da Aguieira). Projecto de Execução. Memória Descritiva e Justificativa. P596-A2P-EXE-MD-001-0, Setembro.
- [4] Appleton, J., 2013 – *Ponte de S. João das Areias. Monitorização*. Memória Descritiva e Justificativa. P596-A2P-MOE-MD-001-0, Abril.
- [5] Campos Costa, A.; Candeias, P.X.; Lemos, J.V., 2016 – *Análise de segurança das pontes Criz II e de S. João das Areias para ações dinâmicas isoladas aplicadas nas fundações dos pilares*. Impactos das empreitadas de reabilitação do embasamento dos pilares, estabelecimento dos limites de vibração induzida e plano de monitorização durante a fase de obra. Relatório 253/2016 – DE/NESDE, Agosto.
- [6] Carlos, C.M.T., 2012 – *Ponte sobre o rio Criz II. Inspeção subaquática dos pilares*. PROFICO, setembro.
- [7] Carlos, C.M.T., 2013a – EN234-6 – *Ponte de São João das Areias sobre o rio Mondego. Inspeção subaquática dos pilares*. PROFICO, setembro.
- [8] Carlos, C.M.T., 2013b – EN234 – *Ponte sobre o rio Criz II. Inspeção subaquática dos pilares*. PROFICO, novembro.
- [9] CSI, 2014 – *SAP2000® (v15.1.0) Integrated Software for Structural Analysis and Design*. Computers & Structures Inc., USA.
- [10] Dowding, Charles H., 1996 – *Construction Vibrations*. First Edition, ISBN 013299108X
- [11] Gazetas, G., 1991 – "Foundation vibrations", *Foundation Engineering Handbook*, 2nd Ed., Fang, H.Y. (Ed.), pp. 553-593, Van Nostrand Reinhold, New York, USA.
- [12] Hajdarwish, A.; Shakoor, A., 2006 – *Predicting the shear strength parameters of mudrocks*. Paper number 607, IAEG2006. The Geotechnical Society of London.
- [13] Paultre, P., 2010 – *Dynamics of structures*. ISBN: 978-1-84821-063-9. October, Wiley-ISTE, USA-UK.
- [14] Rocha, M., 1971 – *Mecânica das Rochas*. Coleção Cursos e Seminários CS 5, 1.ª edição, 4 volumes, 448 p., LNEC, Lisboa.
- [15] Soares da Costa, 2013 – EN234 – *Pontes sobre o rio Criz I e II e ponte de S. João das Areias sobre o rio Mondego na EN234-6. Reabilitação / substituição dos pilares. Estacas de fundação*. Memória descritiva e justificativa da execução.
- [16] Soilmec, 2016 – *Drilling tools. Hydraulic rotary rig. Buckets, augers, rock augers, underreamers, chisels, core barrels*. Disponível no endereço de internet (última consulta em 2016-04-28)
<http://www.soilmec.com.au/uploads/model/pdf/c8f9d327f7b6f233d5bf.pdf>

Dimensionamento ótimo de bloco sobre estacas

Optimum design of piles cap

Elcio Cassimiro Alves
Acley Gabriel da Silva Tomaz

Resumo

No projeto de estruturas uma das partes mais importantes é o projeto de fundação. A partir de uma sondagem será determinada, em função da capacidade de carga do terreno, o tipo de ideal para aquele empreendimento, podendo ser uma fundação direta ou uma fundação indireta. Projeto de fundação indireta pode ser feita em tubulão ou blocos sobre estacas. A escolha do tipo é feita diretamente em função da carga do projeto estrutural e das características do terreno. O presente trabalho apresentará a formulação para o problema de otimização para blocos sobre estacas com exemplos de aplicação. Como restrições, serão impostos os parâmetros definidos pela ABNT NBR 6118:2014 e pelo CEB FIP (1970), além do espaçamento entre as estacas. Uma plataforma foi desenvolvida no Matlab para a formulação do problema e a resolução do problema de otimização será obtida pelo Método dos Pontos Interiores. Exemplos numéricos comparativos mostram que quando não existe limitação de geometria, uma solução ótima pode ser obtida reduzindo ou aumentando a quantidade de estacas, alterando o f_{ck} e mudando a geometria do Bloco.

Abstract

In structural design one of the most important parts is the foundation. From a survey will be determined relation to the land carrying capacity the kind of ideal for that undertaking, may be a direct or an indirect foundation. Indirect foundation design can be made in caisson or pile caps. The type is connected directly to the load of the structural design and soil profile. This paper presents the design for the optimization problem to pile caps with application examples. As restrictions will be imposed the parameters set by the ABNT NBR 6118:2014 and the CEB FIP (1970), and the distance between foundation piles. A platform was developed in Matlab for the formulation of the problem and solving the optimization problem will be used Interior Point Method. Comparative numerical examples show that when there is no geometry constraint, an optimal solution can be obtained by reducing or increasing the amount of foundation piles, changing f_{ck} and changing the geometry of the block.

Palavras-chave: Dimensionamento / Ótimo / Blocos / Estacas

Keywords: Design / Optimum / Piles cap

Elcio Cassimiro Alves

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

Acley Gabriel da Silva Tomaz

Mestre em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES – Brasil
acley@vertiko.com.br

Aviso legal

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

Legal notice

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

Alves, E. [et al.] – Dimensionamento ótimo de bloco sobre estacas. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 19-32.

1 Introdução

Blocos sobre estacas são elementos de volume que têm a finalidade de transmitir o esforço proveniente do pilar para as estacas. Sua integridade é de extrema importância para a segurança da estrutura como um todo, porém, por serem elementos que ficam abaixo do nível do terreno, geralmente não permitem uma inspeção visual regular. Suas dimensões em planta dependem, quase sempre, apenas da disposição das estacas adotando-se o menor espaçamento possível entre elas, entretanto a altura é definida de acordo com as solicitações.

No Brasil, o cálculo de bloco rígido sobre estacas é realizado pela maior parte do meio técnico através da analogia de bielas e tirantes (Blévoit e Frémy, 1967) e do método do CEB-FIP (1970). Estes métodos são aproximações para o cálculo do dimensionamento no qual adotam algumas simplificações do modelo, não levando em consideração o comportamento mecânico do conjunto aço/concreto e a interação solo/estrutura.

A ABNT NBR6118:2014 define blocos sobre estaca como elementos de volume usados para transmitir as cargas às estacas, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis. Para blocos flexíveis seu dimensionamento deve ser realizado através de uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação de punçoamento. O método das bielas só pode ser utilizado em blocos rígidos onde a norma brasileira admite modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos de biela-tirante tridimensionais.

O dimensionamento de estruturas de concreto armado busca encontrar uma solução que atenda aos requisitos de resistência, utilização e durabilidade. Dentre as possíveis soluções, existe uma solução ótima para cada necessidade, como um menor custo, menor peso, menor prazo de execução, entre outros. Usualmente o dimensionamento é realizado a partir de uma predefinição da geometria do elemento, com a obtenção dos esforços faz-se a verificação se a geometria adotada atende a todas as condições estabelecidas. Caso não atenda a alguma das condições adota-se uma nova geometria até que todas as condições sejam atendidas. A experiência do projetista definirá se a solução encontrada será mantida ou se serão feitas ações em busca de uma melhor solução. Este processo não garante que a solução encontrada seja a ótima dentre as possíveis. O dimensionamento de bloco sobre estacas está entre os elementos de estrutura de concreto armado que normalmente são dimensionados como descrito acima.

Dentre os trabalhos recentes na literatura envolvendo o tema de otimização estrutural de blocos sobre estacas destaca-se o trabalho de Letsios *et. al.* (2008) onde é feito um estudo paramétrico para o projeto ótimo de blocos sobre estacas usando análise em elementos finitos. Liu *et. al.* (2012) apresentam um estudo baseado na norma chinesa para projeto ótimo de blocos sobre estacas usando algoritmo genético fazendo agrupamento dos blocos. Neste estudo os autores apontam a viabilidade do uso do algoritmo genético para este tipo de problema. Tomaz e Alves (2015) apresentaram a formulação do problema de otimização para Blocos de 2, 3 e 4 estacas. Neste trabalho aponta-se a viabilidade desta formulação para o problema de blocos até 4 estacas.

O presente trabalho tem como objetivo apresentar a formulação do problema de otimização de blocos sobre estacas para diferentes tipos de geometria, bem como para diferentes quantidades de estacas e com a variação do f_{ck} . A formulação do problema está de acordo com ABNT NBR6118:2014, utilizando o método das bielas e tirantes e o método sugerido pelo CEB-FIP(1970). Além disso, pretende-se fazer uma análise comparativa entre os modelos de cálculo convencional, bem como verificar a eficiência do modelo proposto.

2 Revisão bibliográfica

2.1 Dimensionamento de blocos segundo a ABNT NBR 6118:2014

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, blocos são estruturas de volume usadas para transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis. Quando se verifica a expressão (1), nas duas direções, o bloco é considerado rígido. Caso contrário, o bloco é considerado flexível:

$$h \geq \left(\frac{a - a_p}{3} \right) \quad (1)$$

onde:

h é a altura do bloco;

a é a dimensão do bloco em uma determinada direção;

a_p é a dimensão do pilar na mesma direção.

O comportamento estrutural do bloco rígido se caracteriza por trabalhar à flexão nas duas direções com trações essencialmente concentradas nas linhas das estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vezes seu diâmetro); as forças são transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão de forma e dimensões complexas; trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando

ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas. Para o bloco flexível deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção.

Para o cálculo e dimensionamento dos blocos, são aceitos modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. A ABNT NBR 6118:2014 apresenta algumas diretrizes para os modelos e verificações a serem feitas, mas não apresenta uma formulação a ser adotada no dimensionamento e verificação dos blocos sobre estacas.

A ABNT NBR 6118:2014 impõe valores limites para bielas comprimidas independentemente do elemento estrutural, já Machado (1985) indica valores específicos para blocos sobre estacas que variam de acordo com o número de estacas. Outras normas como ACI (2011), EHE (2008) e o Eurocódigo (2010) propõem valores diferentes, conforme Tabela 1.

Para o método proposto por Blévet e Frémy (1967), usualmente são utilizados como limites de tensões nas bielas os valores propostos por Machado (1985).

2.2 Dimensionamento de blocos sobre estacas segundo o Método das Bielas e Tirantes

O Método das Bielas é baseado nos ensaios de Blévet e Frémy (1967) e consiste em admitir uma treliça espacial no interior do bloco composta por barras tracionadas e comprimidas, unidas por meio de nós.

Com um modelo de treliça isostática, as forças das bielas e tirantes são calculadas por meio do equilíbrio entre forças internas e externas; as forças de compressão nas bielas são resistidas pelo concreto, as de tração que atuam nas barras horizontais da treliça, pela armadura.

O método consiste no cálculo da força de tração, que define a área necessária de armadura, e na verificação das tensões de compressão nas bielas, calculadas nas seções situadas junto ao pilar e à estaca.

Tabela 1 Tensões limites nos nós para o método das bielas e tirantes

Modelo	Tensões limites nos nós							
	Duas Estacas		Três Estacas		Quatro Estacas		5 ou mais Estacas	
	Pilar	Estaca	Pilar	Estaca	Pilar	Estaca	Pilar	Estaca
Machado (1985)	$1,4 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$1,75 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$2,1 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$2,1 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$
ACI (2011)	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,68 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,51 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,51 \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot f_{cd}$	$0,51 \cdot f_{cd}$
EHE (2008)	f_{cd}	$0,70 \cdot f_{cd}$	$3,30 \cdot f_{cd}$	$0,70 \cdot f_{cd}$	$3,30 \cdot f_{cd}$	$0,70 \cdot f_{cd}$	$3,30 \cdot f_{cd}$	$0,70 \cdot f_{cd}$
EUROCODE 2 (2010)	f_{cd}	$0,60 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$						
	$\gamma = (1 - f_{ck}/250)$							
ABNT NBR 6118:2014	$0,85 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,72 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,60 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,60 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,85 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$	$0,60 \cdot \gamma \cdot f_{cd}$
	$\gamma = (1 - f_{ck}/250)$							

As tensões limites foram determinadas experimentalmente por Blévoit em ensaios. O método das bielas é recomendado para ações centradas e todas as estacas devem estar igualmente afastadas do centro do pilar. Pode ser empregado no caso de ações que não são centradas, desde que se admita que todas as estacas comprimidas estão submetidas à maior força transferida.

O dimensionamento de blocos irá variar de acordo com a geometria e de acordo com a quantidade de estacas. No presente trabalho será apresentado o estudo para as geometrias apresentadas na Tabela 2 e o equacionamento das grandezas envolvidas apresentadas na Tabela 3 segundo Blévoit e Frémy (1967).

Os parâmetros das equações da Tabela 3 podem ser visualizados na Tabela 2.

2.3 Dimensionamento de blocos sobre estacas segundo a CEB-FIP (1970)

O projeto de blocos sobre estacas considerando o Processo do CEB-FIP (1970)[5] indica verificações de segurança para tensões normais e tangenciais com os esforços solicitantes determinados em seções transversais particulares. A rotina é aplicada a blocos considerados rígidos, com distância entre a face do pilar até o eixo da estaca mais afastada, variando entre um terço e a metade da altura do bloco.

Para o dimensionamento da armadura principal do bloco o método sugere uma verificação à flexão considerando uma seção de referência interna plana, normal à superfície do bloco. Esta seção está situada entre as faces do pilar a uma distância de $0,15 a_p$, onde a_p designa a medida do lado do pilar no sentido perpendicular à seção considerada.

Para verificação da resistência à força cortante, define-se uma seção de referência distante da face do pilar de um comprimento igual à metade da altura do bloco, e, no caso de blocos sobre estacas vizinhas ao pilar, em que algumas estacas ficam situadas a uma distância da face do pilar inferior a metade da altura útil do bloco, a seção é considerada na própria face. A força de referência é igual à componente normal à superfície de apoio da resultante das forças aplicadas sobre uma ou outra das partes do bloco limitadas pela seção de referência. A Tabela 4 apresenta um resumo das equações para aplicação deste método.

Nesta última Tabela, os parâmetros R_i são as reações das estacas para cada configuração de bloco.

2.4 Blocos submetidos à carga vertical e momento fletores

O método de cálculo é baseado na superposição dos efeitos onde soma-se a reação em cada estaca causada pela carga vertical à reação provocada pelo momento fletor (ver Figura 1). A seguir são descritas as hipóteses básicas para o desenvolvimento do método:

- Rigidez infinita do bloco
- Lei de Hooke é válida para o material
- Eixos x e y são os eixos principais de inércia
- Ligação entre bloco e estaca como rótula
- Força em cada estaca proporcional à projeção do deslocamento do topo da estaca sobre o eixo da mesma.

A reação em cada estaca é obtida pela expressão 2.

$$R_{est,i} = \frac{P_d}{n_e} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x_i^2} \quad (2)$$

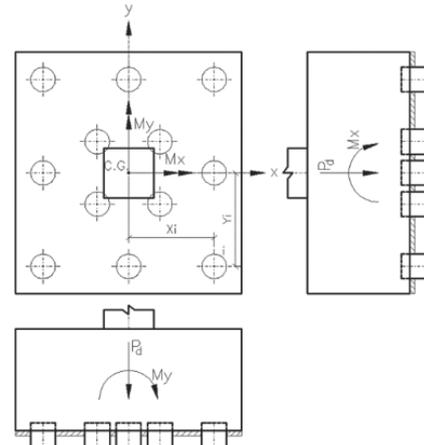


Figura 1 Determinação das reações nas estacas [8]

3 Formulação do problema

3.1 Formulação pelo Método das Bielas e Tirantes

Para o Método das Bielas e Tirantes o dimensionamento de blocos sobre estacas, adequando para a formulação de problema de otimização, pode ser escrito por:

Função objetivo (minimizar):

$$f(x) = Vb \cdot pc + Af \cdot pf + A_s \cdot \gamma a \cdot pa \quad (\text{custo do bloco}) \quad (3)$$

Restrições:

$$\begin{cases} c1: h - \frac{A-a}{3} \leq 0 \\ c2: 45^\circ - \theta \leq 0 \\ c3: \theta - 55^\circ \leq 0 \\ c4: \sigma_{cb,b,pil} - \sigma_{cb,b,lim,pil} \leq 0 \\ c5: \sigma_{cb,b,est} - \sigma_{cb,b,lim,est} \leq 0 \\ c6: R_{e,max} - R_{e,lim} \leq 0 \\ c7: e_x - e_{x,min} \leq 0 \\ c8: e_y - e_{y,min} \leq 0 \\ ceq1: A_s - \frac{R_{sd}}{f_{yd}} = 0 \end{cases} \quad (4)$$

onde:

- Vb volume do bloco
- pc preço por metro cúbico do concreto
- Af área de forma do bloco
- pf preço por metro quadrado da forma
- γa peso específico do aço
- pa preço por kg do aço
- h altura do bloco

Tabela 2 Geometria dos blocos

Bloco	Geometria
2 Estacas	
3 Estacas	
4 Estacas	
5 Estacas Retangular	
5 Estacas Pentagonal	
6 Estacas Hexagonal	
6 Estacas Retangular	

Tabela 3 Equações de dimensionamento pelo método das bielas e tirantes

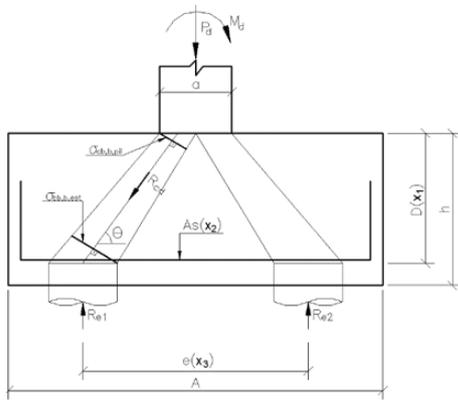
Bloco de 2 estacas			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e/2 - a_p/4}\right)$	$\frac{P_d}{8} \cdot \frac{(2e - a_p)}{D}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta}$	$\frac{P_d}{2 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2\theta}$
Bloco de 3 estacas			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e\sqrt{3}/3 - 0,3 \cdot b_p}\right)$	$\frac{P_d}{9} \cdot \frac{(e\sqrt{3} - 0,9 \cdot b_p) \cdot \sqrt{3}}{D}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta}$	$\frac{P_d}{3 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2\theta}$
Bloco de 4 estacas			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e\sqrt{2}/2 - b_p\sqrt{2}/4}\right)$	$\frac{P_d}{20} \cdot \frac{(2 \cdot e - b_p)}{D}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta}$	$\frac{P_d}{4 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2\theta}$
Bloco de 5 estacas (retangular)			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e\sqrt{2}/2 - b_p\sqrt{2}/4}\right)$	$\frac{P_d}{20} \cdot \frac{(2 \cdot e - b_p)}{D}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta}$	$\frac{P_d}{5 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2\theta}$
Bloco de 5 estacas (pentágono)			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e/2 \cdot \text{sen}(36^\circ) - b_p/4}\right)$	$\frac{0,725 \cdot P_d \left(e - \frac{a_p}{3,4}\right)}{5d}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta}$	$\frac{P_d}{5 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2\theta}$
Bloco de 6 estacas (hexágono)			
θ	R_{sd}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e - b_p/4}\right)$	$\frac{P_d \left(e - \frac{a_p}{4}\right)}{6d}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta}$	$\frac{P_d}{6 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2\theta}$
Bloco de 6 estacas (retangular)			
θ_1	R_{sd1}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e - b_p/2}\right)$	$\frac{P_d \left(\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}\right)}{6d}$		
θ_2	R_{sd2}	$\sigma_{cd,b,p}$	$\sigma_{cd,b,e}$
$\arctg\left(\frac{D}{e\sqrt{5}/2 - b_p\sqrt{2}/4}\right)$	$\frac{P_d \cdot \sqrt{5} \left(e \cdot \sqrt{5}/2 - 0,3 \cdot b_p\right)}{30d}$	$\frac{P_d}{A_p \cdot \text{sen}^2\theta}$	$\frac{P_d}{6 \cdot A_e \cdot \text{sen}^2\theta}$
	R_{sd3}		
	$2 \cdot R_{st,3}$		

Tabela 4 Equações de dimensionamento pelo método do CEB-FIP (1970)

Bloco de 2 estacas		
C	Mx	My
$(e-b_p)/2$	$R_{e,máx} \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p)$	-
Bloco de 3 estacas		
C	Mx	My
$\min \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \cdot e - a_p/2 \\ e \sqrt{13/6 - b_p/2} \end{array} \right.$	$R_{e,máx} \cdot (2 \cdot e/3 - b_p/2)$	-
Bloco de 4 estacas		
C	Mx	My
$(e-b_p) \cdot \sqrt{2}/2$	$\max \left\{ \begin{array}{l} (R_1+R_2) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \\ (R_3+R_4) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} (R_1+R_3) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \\ (R_2+R_4) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \end{array} \right.$
Bloco de 5 estacas (retangular)		
C	Mx	My
$(e-b_p) \cdot \sqrt{2}/2$	$\max \left\{ \begin{array}{l} (R_1+R_2) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \\ (R_3+R_4) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} (R_1+R_3) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \\ (R_2+R_4) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \end{array} \right.$
Bloco de 5 estacas (pentágono)		
C	Mx	My
$e/2 \cdot \text{sen}(36^\circ) - b_p/4$	$\max \left\{ \begin{array}{l} R_1 \cdot \left(\frac{e}{2 \cdot \text{sen}(36^\circ)} - 0,35 \cdot a_p \right) + \\ (R_2+R_3) \cdot \left(\frac{e \cdot \text{sen}(18^\circ)}{2 \cdot \text{sen}(36^\circ)} - 0,35 \cdot a_p \right) \\ (R_4+R_5) \cdot \left(\frac{e}{2 \cdot \text{tan}(36^\circ)} - 0,35 \cdot a_p \right) \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} R_2 \cdot \left(\frac{e \cdot \cos(18^\circ)}{2 \cdot \text{sen}(36^\circ)} - 0,35 \cdot b_p \right) + \\ R_4 \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \\ R_3 \cdot \left(\frac{e \cdot \cos(18^\circ)}{2 \cdot \text{sen}(36^\circ)} - 0,35 \cdot b_p \right) + \\ R_5 \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \end{array} \right.$
Bloco de 6 estacas (hexágono)		
C	Mx	My
$\max \left\{ \begin{array}{l} e - b_p/2 \\ (e-b_p)/4 \\ \frac{e \cdot \sqrt{3}/2 - a_p/2}{\text{sen}(60^\circ)} \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} (R_1+R_2) \cdot (e \cdot \sqrt{3}/2 - 0,35 \cdot a_p) \\ (R_5+R_6) \cdot (e \cdot \sqrt{3}/2 - 0,35 \cdot a_p) \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} R_3 \cdot (e - 0,35 \cdot b_p) + \\ (R_1+R_5) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \\ R_4 \cdot (e - 0,35 \cdot b_p) + \\ (R_2+R_6) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot b_p) \end{array} \right.$
Bloco de 6 estacas (retangular)		
C	Mx	My
$\frac{2-b_p}{\cos(\theta)}$ $\theta = \text{atan}(1/2)$	$\max \left\{ \begin{array}{l} (R_1+R_2+R_3) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \\ (R_4+R_5+R_6) \cdot (e/2 - 0,35 \cdot a_p) \end{array} \right.$	$\max \left\{ \begin{array}{l} (R_1+R_4) \cdot (e - 0,35 \cdot b_p) \\ (R_3+R_6) \cdot (e - 0,35 \cdot b_p) \end{array} \right.$
Bloco de 2 a 6 estacas		
$\frac{0,25}{\gamma_c} \cdot \left(1 - \frac{C}{5d} \right) \cdot b_2 \cdot d_2 \cdot \sqrt{f_{ck}}$	$V_{d,lim}$	$\frac{0,12}{\gamma_c} \cdot b_2' \cdot d_2' \cdot \sqrt{f_{ck}}$

- A largura do bloco
- a largura do pilar
- θ ângulo da biela de compressão
- $\sigma_{cb,b,pil}$ tensão da biela comprimida (pilar)
- $\sigma_{cb,b,est}$ tensão da biela comprimida (estaca)
- $\sigma_{cb,b,lim,pil}$ tensão limite da biela comprimida (pilar)
- $\sigma_{cb,b,lim,est}$ tensão limite da biela comprimida (estaca)
- $R_{e,m\acute{a}x}$ reação máxima das estacas
- $R_{e,lim}$ carga limite na estaca
- $e_{x,min}$ espaçamento mínimo entre estacas na direção x
- $e_{y,min}$ espaçamento mínimo entre estacas na direção y (para blocos com mais de duas estacas)
- A_s área de aço principal
- R_{sd} força de tração de cálculo no tirante

Os valores das variáveis são definidos de acordo com o número e disposições das estacas conforme apresentado na Tabela 3, sendo as variáveis do problema de otimização representadas na Figura 2.



- x_1 Altura útil do bloco (D)
- x_2 Área de aço principal (A_s)
- x_3 Espaçamento entre estacas (e)
- x_4 Resistência característica do concreto à compressão (f_{ck})

Figura 2 Variáveis do problema pelo método das bielas e tirantes

A primeira restrição ($c1$) é imposta pela ABNT 6118:2014 conforme visto no item 2.1, onde define a altura mínima para que o bloco seja considerado rígido e possa ser utilizada a teoria de bielas e tirantes para o dimensionamento.

O intervalo do ângulo da biela, válido para a aplicação do método das bielas e tirantes, indicado por Blévoit e Frémy é entre 45° e 55° ($c2$ e $c3$). A tensão da biela comprimida no pilar e na estaca deve ser menor ou igual à tensão limite definida por norma ($c4$ e $c5$).

A sexta restrição ($c6$) se refere a carga máxima suportada pela estaca, onde a reação da estaca não deve ultrapassá-la. O valor da carga máxima é fornecido pelo engenheiro geotécnico, e varia de acordo com o tipo de estaca e o solo onde serão cravadas as estacas.

A sétima e a oitava restrições ($c7$ e $c8$) limitam o espaçamento mínimo entre estacas. A necessidade de ter um valor mínimo para o espaçamento se deve principalmente ao efeito de grupo das estacas. De acordo com Oliveira [12], alguns autores adotam o espaçamento mínimo entre eixos das estacas da ordem de 2,5 vezes o diâmetro de estacas pré-moldadas e 3,0 vezes para estacas moldadas *in loco*,

para ambos os casos este valor não deve ser inferior a 60 cm. O valor adotado para este trabalho do espaçamento mínimo foi de duas vezes e meia o diâmetro das estacas que é o valor adotado pela maior parte do meio técnico no Brasil.

A última restrição é uma igualdade ($ceq1$) para o cálculo da área de aço, será igual à força de tração no tirante dividido pela resistência de cálculo do aço.

3.2 Formulação do problema de otimização segundo o CEB-FIP (1970)

Utilizando o método do CEB-FIP (1970) [5] para o dimensionamento de blocos sobre estacas e adequando para a formulação de problema de otimização de acordo com a Figura 3, têm-se restrições de acordo com as equações (4) e a função objetivo e as variáveis são as mesmas da formulação para o método das bielas e tirantes.

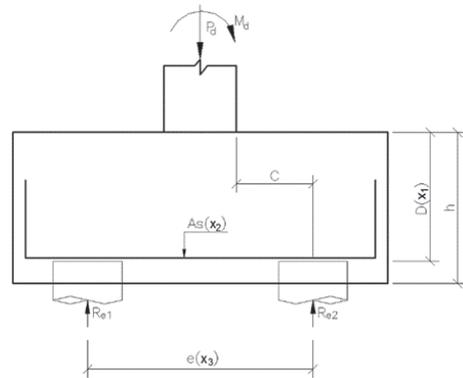


Figura 3 Variáveis do problema pelo método do CEB-FIP (1970)

Restrições:

$$\begin{cases} c1: \frac{3}{2}C - h \leq 0 \\ c2: h - 2C \leq 0 \\ c3: V_d - V_{d,lim} \leq 0 \\ c4: R_d - R_{d,lim} \leq 0 \\ c5: R_{e,m\acute{a}x} - R_{e,lim} \leq 0 \\ c6: e_x - e_{x,min} \leq 0 \\ c7: e_y - e_{y,min} \leq 0 \\ ceq1: A_s - \frac{M_d}{0,85 \cdot d \cdot f_{yd}} = 0 \end{cases} \quad (5)$$

onde:

- h altura do bloco
- C distância entre a face do pilar e a estaca mais afastada
- V_d força cortante atuante na seção de referência
- R_d forças cortante na estaca de borda
- $V_{d,lim}$ força cortante limite para a seção de referência
- $R_{d,lim}$ força cortante local limite
- $R_{e,m\acute{a}x}$ reação máxima das estacas
- $R_{e,lim}$ carga limite na estaca

A_s área de aço principal
 M_d momento fletor na seção perpendicular situada a 0,15 da largura do pilar

Da mesma forma que o método das bielas, os valores das variáveis são definidos de acordo com o número e disposições das estacas, para o método do CEB-FIP (ver item 2.3). Para o cálculo das reações nas estacas também foi utilizado o método de superposição dos efeitos descrito no item 2.4. O resumo das equações para o cálculo das restrições pelo método do CEB-FIP (1970) está na Tabela 4.

4 Exemplos e discussões

Foi desenvolvido um software utilizando a plataforma do Matlab para o dimensionamento otimizado de blocos sobre estacas com as geometrias indicadas na Tabela 2, a interface inicial do mesmo é apresentada na Figura 4.

O software foi implementado para o método das bielas e tirantes e o método do CEB-FIP (1970). O usuário define o método a ser utilizado no dimensionamento e quais valores poderão ser alterados no processo de otimização. As possíveis variáveis são: número de estacas (conforme Tabela 2), altura do bloco, espaçamento entre estacas, área de aço e o f_{ck} .

Normalmente o engenheiro de estruturas fornece os valores das cargas na fundação de cada pilar para o engenheiro geotécnico. O engenheiro geotécnico analisa as sondagens e as cargas para determinar o tipo de solução a adotar. Caso opte por fundação profunda (com estacas), essa opção irá determinar a quantidade e disposição das estacas. O engenheiro de estruturas recebe a solução através do projeto geotécnico e dimensiona o bloco sobre as estacas. Neste processo quer o engenheiro geotécnico quer o engenheiro de estruturas buscam através de sua experiência determinar a solução mais econômica.

O software desenvolvido leva em consideração as informações fornecidas do geotécnico e da estrutura para obter a solução ótima do conjunto bloco mais estacas. Em alguns casos é interessante aumentar o espaçamento entre estacas para reduzir o número, mesmo que o bloco tenha um aumento de custo, pois o custo total poderá reduzir por ter uma quantidade menor de estacas. Existem porém casos em que a solução ótima é aumentar o número de estacas para reduzir o custo do bloco. Para encontrar a solução ótima do conjunto, o software faz a busca, dentre as soluções que atendem as restrições, a que apresenta o menor custo total (bloco mais estacas).

Para os exemplos que serão apresentados a solução inicial foi obtida com o software de cálculo CAD/TQS (versão 17.12). Os exemplos são soluções dadas por um escritório de cálculo estrutural da Grande Vitória – ES para diferentes projetos estruturais. Os custos dos materiais foram obtidos da tabela SINAPI da Caixa Econômica Federal, para o mês de dezembro/2015, referente à cidade de Vitória do estado Espírito Santo, Brasil. Os valores do concreto estão indicados na Tabela 5, o custo do aço é de R\$ 10,51/kg (pa) e o da forma de R\$ 67,37/m² (pf). Para os exemplos 2 e 3 utilizou-se a carga máxima resistida pela estaca e para o custo unitário da estaca os valores fornecidos pela empresa de construção que executou os

blocos sobre estacas do edifício. Custo por estaca escavada com trado mecânico Φ 70 (unidade) um valor de R\$ 1.892,00 e a carga máxima resistente da estaca Φ 70 (tf): 185 tf por estaca.

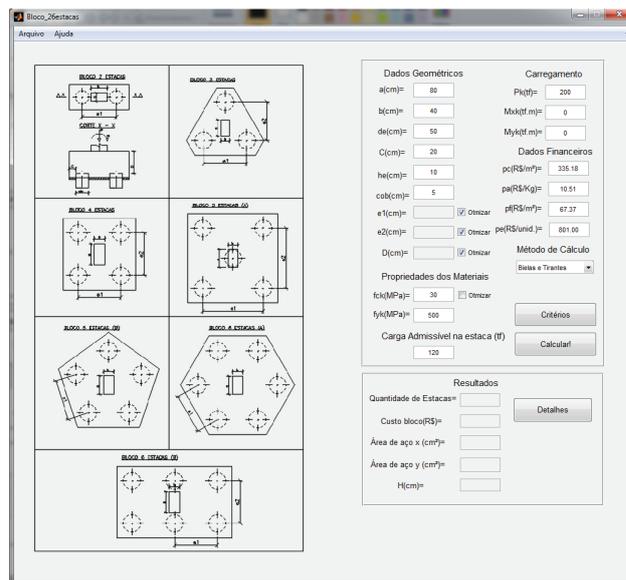


Figura 4 Interface inicial do software de otimização de bloco sobre estacas

Tabela 5 Custo do concreto por metro cúbico

f_{ck} (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55
R\$	314,72	325,88	335,18	345,42	360,94	405,79	481,26	549,62

f_{ck} (MPa)	60	65	70	75	80	85	90
R\$	617,99	668,57	719,16	769,75	820,33	870,92	921,51

4.1 Exemplo 1 – Otimização do dimensionamento de bloco sobre 5 estacas

O primeiro exemplo é a fundação de um pilar de um edifício residencial de 11 pavimentos. A quantidade e a disposição das estacas foram definidas pelo engenheiro geotécnico com 5 estacas hélice contínua de 50 cm de diâmetro. Os dados do exemplo e a solução adotada pelo escritório estão indicados na Figura 5.

A Tabela 6 demonstra os valores comparativos do custo do bloco para a solução adotada pelo escritório de cálculo e as soluções obtidas através do processo de otimização com o método das bielas e tirantes e o método proposto pelo CEB-FIP (1970); o processo de otimização é realizado com o f_{ck} sendo variável e com o f_{ck} fixo.

Em ambos os métodos foi possível encontrar uma solução com menor custo que a solução adotada. A redução foi maior quando foi

Tabela 6 Resultados do exemplo 1

BLOCO SOBRE ESTACAS – Exemplo 1

Blévet&Frémy (1967)											
Solução	f_{ck}	H	θ	$S_{cb,e}$	$S_{e,lim}$	$S_{cb,p}$	$S_{p,lim}$	A_s (cm ²)	Q.est.	$R_{em\acute{a}x}$	Custo (R\$)
Convencional	30	1,40	53,1°	15,2	18,2	42,6	45,0	28,1			8 352,03
Otmização Blévet	30	1,31	51,1°	16,0	18,2	45,0	45,0	30,2	5	113,5	8 252,80
Otmização Blévet/ f_{ck}	35	1,12	46,5°	18,5	15,2	52,0	52,0	35,5			8 187,41
CEB-FIP (1970)											
Solução	f_{ck}	H	H_{min}	H_{max}	$R_{e,lim}$	V_d	$V_{d,lim}$	A_s (cm ²)	Q.est.	$R_{em\acute{a}x}$	Custo (R\$)
Convencional	30	1,40			206,8	548,2	573,7	47,3			6 570,93
Otmização CEB-FIP	30	1,37	0,59	1,76	198,7	548,2	548,2	48,4	5	113,5	6 541,33
Otmização CEB-FIP/ f_{ck}	20	1,50			194,6	548,2	44,1	44,1			6 517,44
VARIAÇÃO DOS CUSTOS											
Métodos	Δ Custo	Métodos		Δ Custo	Unidades						
Convencional/Blévet	1,2%	Blévet/Blévet (f_{ck})		0,8%	Medidas: m						
Convencional/CEB-FIP	0,5%	CEB-FIP/CEB-FIP (f_{ck})		0,4%	Força: tf						
Blévet/CEB-FIP	26,2%	Blévet (f_{ck})/CEB-FIP (f_{ck})		25,6%	Tensão: MPa						

incluído o f_{ck} como variável do problema.

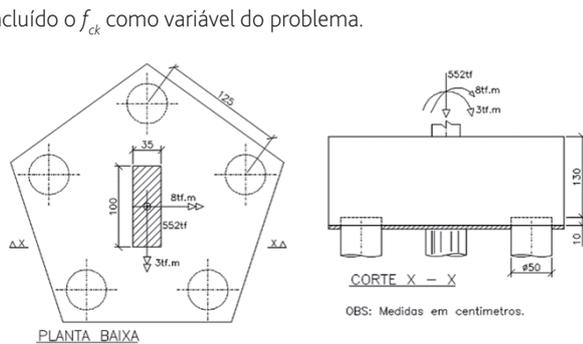


Figura 5 Geometria e cargas do exemplo 1

4.2 Exemplo 2 – Otimização da fundação

O segundo exemplo é de um pilar com carga excêntrica, o software realizou a busca da quantidade, disposição das estacas e fez dimensionamento do bloco correspondente ao menor custo do conjunto bloco mais estacas.

A fundação deste exemplo é de um pilar de um edifício residencial localizado na Serra, ES. O engenheiro estrutural forneceu uma planta com as dimensões e cargas dos pilares. As cargas e dimensões dos pilares estão indicadas na Figura 6. A solução adotada pelo escritório para o problema foi de um bloco de 280 cm x 280 cm em planta e 1,2 m de altura sobre 4 estacas de 70 cm de diâmetro (Figura 6a). A solução indicada pelo software de otimização foi de 3 estacas conforme Figura 6b.

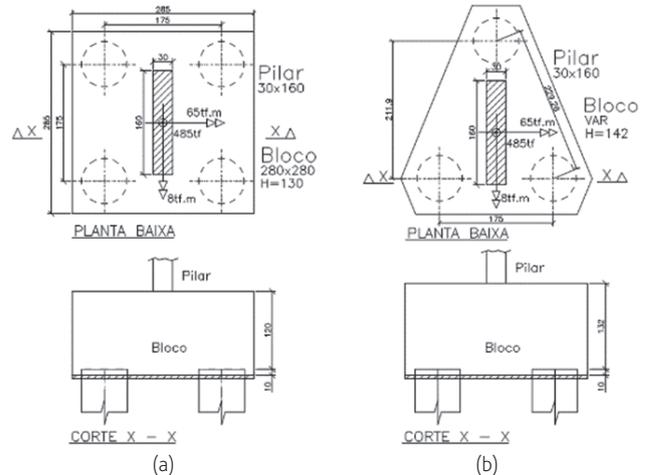


Figura 6 Geometria e cargas do exemplo 2: (a) solução executada, (b) solução do software de otimização

Na solução inicial com 4 estacas a distância de eixo a eixo de estacas era de 1,75 m, porém a solução definida pelo software foi com 3 estacas e a distância aumentou para 2,23 m. O aumento da distância foi necessário para reduzir a reação máxima da estaca para o seu valor limite de 185 tf.

A redução de uma estaca proporcionou uma redução no custo total, mesmo com o aumento da distância entre estacas. A síntese dos resultados está na Tabela 7, sendo a comparação entre o projetado e o obtido pelo processo de otimização. A Figura 7 apresenta a interface com o resultado da otimização pelo software de otimização pelo método das bielas e tirantes.

Tabela 7 Resultados do exemplo 2

BLOCO SOBRE ESTACAS – Exemplo 2

Blévet&Frémy (1967)											
Solução	f_{ck}	H	θ	$S_{cb,e}$	$S_{e,lim}$	$S_{cb,p}$	$S_{p,lim}$	A_s (cm ²)	Q.est.	$R_{emáx}$	Custo (R\$)
Convencional	30	1,30	46,7°	11,7	18,2	37,6	45,0	36,6	4	142,1	18 327,26
Otmização Blévet	30	1,42	51,2°	13,3	18,2	32,0	45,0	64,9	3	185,0	17 336,39
Otmização Blévet/ f_{ck}	25	1,51	52,9°	12,7	15,2	31,2	31,2	62,7	3	185,0	17 260,35
CEB-FIP (1970)											
Solução	f_{ck}	H	H_{min}	H_{max}	$R_{e,lim}$	V_d	$V_{d,lim}$	A_s (cm ²)	Q.est.	$R_{emáx}$	Custo (R\$)
Convencional	30	1,30	0,50	1,50	201,5	279,6	291,1	52,7	4	142,1	16 585,70
Otmização CEB-FIP	30	1,22	0,48	1,45	181,5	–	–	59,8	3	181,5	15 599,80
Otmização CEB-FIP/ f_{ck}	40	1,13	0,48	1,45	182,1	–	–	63,3	3	182,1	15 493,69
VARIAÇÃO DOS CUSTOS											
Métodos	Δ Custo	Métodos				Δ Custo	Unidades				
Convencional/Blévet	5,7%	Blévet/Blévet (f_{ck})				0,4%	Medidas: m				
Convencional/CEB-FIP	6,3%	CEB-FIP/CEB-FIP (f_{ck})				0,7%	Força: tf				
Blévet/CEB-FIP	11,1%	Blévet (f_{ck})/CEB-FIP (f_{ck})				11,4%	Tensão: MPa				

Tabela 8 Resultados do exemplo 3

BLOCO SOBRE ESTACAS – Exemplo 3

Blévet&Frémy (1967)											
Solução	f_{ck}	H	θ	$S_{cb,e}$	$S_{e,lim}$	$S_{cb,p}$	$S_{p,lim}$	A_s (cm ²)	Q.est.	$R_{emáx}$	Custo (R\$)
Convencional	30	1,60	45,1°	12,8	18,2	38,5	45,0	40,1	5	148,1	27 787,26
Otmização Blévet	30	1,32	46,0°	15,6	18,2	37,6	45,0	48,7	4	185,0	21 117,12
Otmização Blévet/ f_{ck}	25	1,36	46,9°	15,2	15,2	36,5	37,5	47,3	4	185,0	21 009,04
CEB-FIP (1970)											
Solução	f_{ck}	H	H_{min}	H_{max}	$R_{e,lim}$	V_d	$V_{d,lim}$	A_s (cm ²)	Q.est.	$R_{emáx}$	Custo (R\$)
Convencional	30	1,60	0,75	2,24	325,0	495,6	850,1	35,4	5	148,1	26 512,40
Otmização CEB-FIP	30	1,41	0,47	1,45	232,0	368,3	618,7	35,9	4	185,0	19 448,23
Otmização CEB-FIP/ f_{ck}	30	–	–	–	–	–	–	–	–	–	19 448,23
VARIAÇÃO DOS CUSTOS											
Métodos	Δ Custo	Métodos				Δ Custo	Unidades				
Convencional/Blévet	31,6%	Blévet/Blévet (f_{ck})				0,5%	Medidas: m				
Convencional/CEB-FIP	36,3%	CEB-FIP/CEB-FIP (f_{ck})				0,0%	Força: tf				
Blévet/CEB-FIP	8,6%	Blévet (f_{ck})/CEB-FIP (f_{ck})				8,0%	Tensão: MPa				

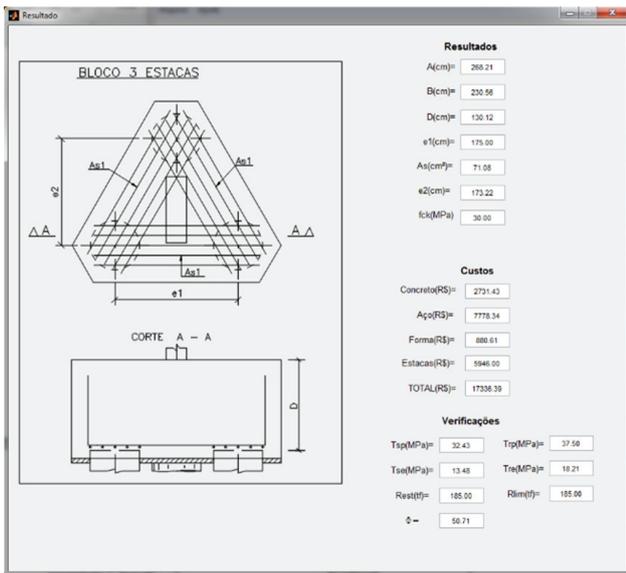


Figura 7 Interface da solução do exemplo 2 do software de otimização pelo método das bielas e tirantes

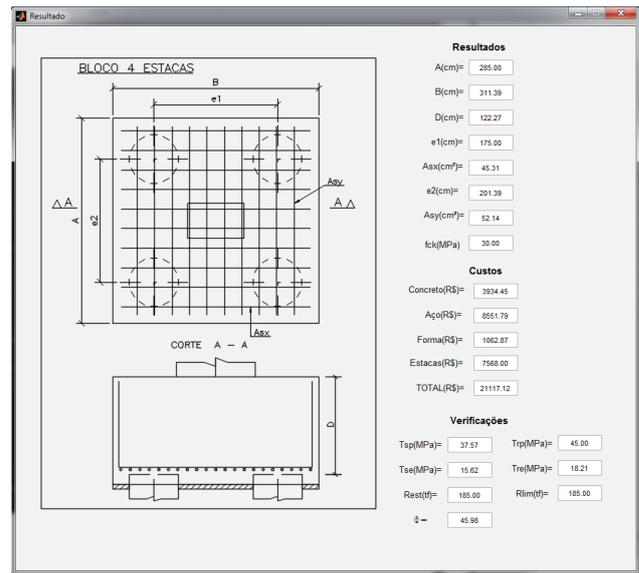


Figura 9 Interface da solução do exemplo 3 do software de otimização pelo método do CEB-FIP (1970)

4.3 Exemplo 3 – Otimização da fundação

A fundação do terceiro exemplo faz parte do mesmo edifício do segundo exemplo. As cargas e dimensões do pilar são apresentadas na Figura 8. A fundação foi definida e executada com 5 estacas de 70 cm de diâmetro. A solução encontrada pelo software de otimização foi um bloco sobre 4 estacas (Figura 8b). A redução de uma estaca foi possível pelo aumento da distância entre estacas.

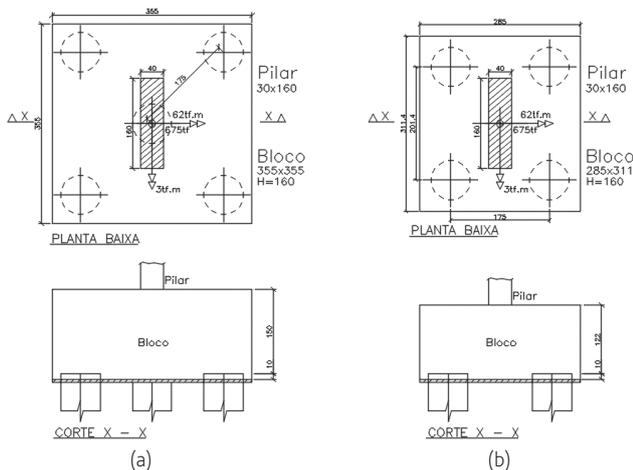


Figura 8 Geometria e cargas do exemplo 3: (a) solução executada, (b) solução do software de otimização

O resumo dos resultados é apresentado na Tabela 8, onde a redução do custo do conjunto (estacas mais blocos) para ambos os métodos foi maior que 30%. A Figura 9 apresenta a interface do software com o resultado pelo método do CEB-FIP.

5 Conclusões

O método convencional de cálculo do bloco sobre estacas é feito baseado na experiência do projetista e não garante que a solução encontrada seja a solução ótima, como pode ser observado nos exemplos.

O método dos pontos interiores foi eficiente na busca do bloco com um custo mínimo dentre as soluções possíveis para os exemplos analisados, tendo em vista que se obteve um resultado melhorado em relação à geometria do bloco inicialmente lançada e em relação ao custo final.

A otimização da resistência do concreto não apresentou redução significativa de custo para os exemplos deste trabalho. Os valores dos custos dos materiais influenciam diretamente na otimização do bloco ótimo, desta forma para outros valores de custo dos materiais os resultados de blocos otimizados poderiam ser muito diferentes dos apresentados neste trabalho.

O número e disposição das estacas para uma determinada carga pode não conduzir à solução ótima quando é levado em consideração o custo total do bloco mais as estacas. A interação dos dados geotécnicos com os estruturais para a busca da solução ótima é importante principalmente quando a carga é excêntrica. Os exemplos 2 e 3 demonstraram a alteração da solução ótima quando é feito o estudo em conjunto. A redução do custo no exemplo 3 foi de 31,6%, o que demonstra que a otimização de blocos sobre fundação pode gerar uma economia considerável no custo da estrutura, principalmente se for feita a análise da disposição das estacas em conjunto (geotécnico e estrutural).

Referências

- [1] American Concrete Institute – *Building code requirements for structural concrete and commentary*. Committee 318, ACI 318-11, Farmington Hills, 2011.
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 – *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- [3] Blévoit, J; Frémy, R. – *Semelles sur pieux*. Annales d’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, v. 20, n. 230, p. 223-295, 1967.
- [4] Comisión Permanente del Hormigón, EHE – *Instrucción Española de Hormigón Armado*. Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, Madrid, 2008.
- [5] Comité Euro-International du Béton, CEB-FIP – "Recommandations particulières au calcul et à l’exécution des semelles de fondation". *Bulletin D’Information*, Paris, n. 73, 1970.
- [6] Júnior, S.J.R. – *Otimização de Pilares de Edifícios Altos de Concreto Armado*. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, RJ, 2005.
- [7] Christos, L.; Lagaros, N.; Manolis, P. – "Optimum Design of Pile Foundations". *The Sixth International Conference on Engineering Computational Technology*, 2008
- [8] Lima, B.S. – *Otimização de Fundações Estaqueadas*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília Faculdade de Tecnologia, 2007.
- [9] Liu, X.; Cheng, G.; Wang, B.; Lin, S. – *Optimum Design of Pile Foundation by Automatic Grouping Genetic Algorithms*, International Scholarly Research Network ISRN Civil Engineering, 2012.
- [10] Machado, C.P. – *Edifícios de Concreto Armado*. Notas de Aula EPUSP, São Paulo, 1985.
- [11] Munhoz, F.S. – *Análise do Comportamento de Blocos de Concreto Armado sobre Estacas Submetidos à Ação de Força Centrada*. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.
- [12] Oliveira, L.M. – *Diretrizes para Projetos de Blocos de Concreto Armado sobre Estacas*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2009.
- [13] Ramos, F.A.C; Giongo J.S. – *Análise das Reações nas Estacas em Blocos com Pilares Submetidos à Ação de Força Centrada e Excêntrica considerando a Interação Solo-Estrutura*. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 11, n. 50, p. 155-170, 2009.
- [14] Tomaz, A.G.S.; Alves, E.C. – "Dimensionamento Ótimo de Bloco Sobre Estacas". *Engenharia Estudo e Pesquisa*. ABPE, v. 15, n. 1, p. 56-65, 2015.

Dimensionamento otimizado de pilares mistos preenchidos de aço e concreto

Optimum design of mixed steel and concrete filled columns

Jéssica Salomão Lourenção

Elcio Cassimiro Alves

Resumo

A utilização de perfis de aço de seções tubulares para pilares mistos preenchidos de aço e concreto é uma solução interessante para a construção civil, visto que esse tipo de perfil apresenta grande resistência aos esforços solicitantes, além da dispensa do uso de formas e proteção contra o fogo e a corrosão. Este artigo objetiva estudar o dimensionamento ótimo de pilares mistos preenchidos de aço e concreto seguindo as prescrições da NBR 8800:2008 e a NBR 16239:2013. O desenvolvimento da formulação será feito dentro da plataforma do Matlab utilizando a ferramenta do *guide*. A solução do problema será obtida via método dos pontos interiores e programação quadrática sequencial para verificar a eficiência dos algoritmos de otimização. Exemplos de aplicação serão apresentados de modo a validar a formulação proposta bem como apontar melhores soluções a partir de um problema definido.

Abstract

The use of tubular sections to filled concrete columns of steel and concrete is an interesting solution for the civil construction, since this type of profile presents great resistance to the requesting efforts, besides the dispensation of the use of forms and protection against the fire and corrosion. This article aims to study the optimal design of filled concrete columns of steel and concrete following the requirements of NBR 8800:2008 and NBR 16239:2013. The development of the formulation will be done within the Matlab platform using the *guide* tool. The solution of the problem will be obtained through the interior points method and quadratic sequential programming to verify the efficiency of the optimization algorithms. Application examples will be presented in order to validate the proposed formulation as well as to point out better solutions from a defined problem.

Palavras-chave: Pilares / Mistos / Ótimo / Tubular

Keywords: Columns / Mixed / Optimum / Tubular

Jéssica Salomão Lourenção

Mestranda em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo
Vitória – ES – Brasil
jessica_lourencao@hotmail.com

Elcio Cassimiro Alves

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

Aviso legal

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

Legal notice

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

LOURENÇÃO, J. [et al.] – Dimensionamento otimizado de pilares mistos preenchidos de aço e concreto. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 33-48

1 Introdução

Os perfis tubulares de aço sempre foram muito utilizados na construção civil por apresentarem grande resistência aos esforços solicitantes, além de apresentarem vantagens tais como proteção contra o fogo e a corrosão, e dispensa do uso de formas. Um pilar misto preenchido é composto por um perfil de aço que trabalha em conjunto com o concreto, unindo a capacidade de resistência do aço com a robustez do concreto. De acordo com a NBR 8800:2008, temos três tipos de seções transversais disponíveis, circular, retangular e quadrada, possibilitando assim, inúmeras geometrias de seções transversais com ou sem armações que satisfazem cada situação de esforço solicitante.

Pilares mistos com este tipo de configuração foram citados em estudos como os de Fernandes (1997), De Nardin (1999), De Nardin (2003), Oliveira (2008), Gomes (2015), entre outros. Entretanto, os mesmos não apresentaram estudos que retratassem o dimensionamento desses pilares seguindo as exigências das normas brasileiras de dimensionamento, motivando, assim, o desenvolvimento deste estudo.

Este artigo objetiva apresentar a formulação e os critérios para o dimensionamento otimizado de pilares mistos preenchidos de aço e concreto em função do custo do pilar misto preenchido. Será desenvolvido um programa computacional para uso educacional no software Matlab que, após definidos os dados do perfil tubular, comprimento do pilar, características do ambiente e dos materiais e os esforços solicitantes de cálculo, dimensionará o pilar de forma otimizada, utilizando, para a otimização, o método dos pontos interiores e a programação quadrática sequencial existente na biblioteca do Matlab. Adicionalmente, o programa computacional tem por objetivo auxiliar no estudo do dimensionamento de pilares mistos preenchidos, visto que atualmente não existem muitas pesquisas relacionadas ao mesmo.

2 Dimensionamento de pilares mistos preenchidos de aço e concreto

Neste trabalho, o dimensionamento de pilares mistos preenchidos de aço e concreto será realizado com base nas prescrições da NBR 8800:2008, podendo, alternativamente, utilizar as modificações sugeridas pelas NBR 16239:2013. No entanto, num contexto internacional, os mesmos podem ser dimensionados de acordo com as normas: Eurocódigo 4 - Parte 1.1 (1994), ANSI/AISC 360 (2005), e outras.

2.1 Hipóteses básicas e limites de aplicabilidade do dimensionamento

O anexo P da NBR 8800:2008 aborda as diretrizes para o dimensionamento por método simplificado. As hipóteses básicas adotadas pelo método simplificado são: total interação entre aço e concreto; a flambagem local não pode ser um estado-limite último predominante; e as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas na determinação da resistência de barras de aço.

O método ainda possui alguns limites de aplicabilidade, tais como:

os pilares mistos devem ter dupla simetria e seções transversais constantes ao longo do comprimento; o concreto deve possuir densidade normal; a contribuição do perfil metálico para a capacidade resistente da seção mista deve estar entre 0,2 e 0,9, conforme equação (1); a esbelteza relativa do pilar não pode ser superior a 2,0, de acordo com equação (2); as seções transversais preenchidas com concreto podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto para algumas condições em situação de incêndio; a relação entre a altura e a largura das seções transversais mistas retangulares deve estar entre 0,2 e 5; e o projeto das armaduras deve atender aos requisitos da NBR 6118:2014.

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (1)$$

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_e}} \quad (2)$$

2.2 Flambagem local dos elementos de aço

Para garantir a hipótese de que as resistências de todos os materiais devem ser atingidas sem que ocorra flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal, não podem ser ultrapassadas as relações indicadas na Tabela 1.

Tabela 1 Limitação do índice de esbelteza local dos pilares mistos preenchidos

Morfologia da seção	Limite de esbelteza
Seção tubular retangular e quadrangular preenchida	$\frac{b_i}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}}$
Seção tubular circular preenchida	$\frac{D}{t} \leq 0,15 \frac{E_a}{f_y}$

Fonte: ABNT NBR 8800:2008

2.3 Dimensionamento segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a ABNT NBR 16239:2013

2.3.1 Dimensionamento a força axial de compressão

O dimensionamento por método simplificado proposto pela NBR 8800:2008 é aplicado, como explicado anteriormente, a pilares mistos duplamente simétricos e com seção transversal constante ao longo do seu comprimento. Para tal, a força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total é calculada de acordo com a equação (3).

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + \alpha A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (3)$$

onde:

α coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas com concreto e 0,85 para as demais seções.

Devido aos efeitos de retração e fluência do concreto, uma redução

no módulo de elasticidade do concreto é aplicada, tomando-se no lugar de E_c o valor de $E_{c,red}$ descrito na equação (4).

$$E_{c,red} = E_c \frac{1}{1 + \left(\frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right) \phi} \quad (4)$$

A rigidez efetiva à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão são calculadas respectivamente na equação (5) e equação (6), conforme a NBR 8800:2008. No entanto, na NBR 16239:2013 recomenda-se utilizar a equação (7) no cálculo da rigidez efetiva à flexão.

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad (5)$$

$$(EA)_e = E_a A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s \quad (6)$$

$$\chi = \frac{1}{1 + \lambda_{0,m}^2} \quad (7)$$

A força axial de flambagem elástica, equação (8), e o fator de redução da resistência, equação (9) e equação (10), são também obtidos conforme a NBR 8800:2008. No entanto, a NBR 16239:2013 recomenda utilizar a equação (11) para o cálculo do fator de redução da resistência.

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (8)$$

$$\lambda_{0,m} \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_{0,m}^2} \quad (9)$$

$$\lambda_{0,m} > 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2} \quad (10)$$

$$\chi = \frac{1}{(1 + \lambda_{0,m}^{4,48})^{1/2,24}} \quad (11)$$

Portanto, o cálculo da força axial resistente de cálculo é dado na equação (12) e posteriormente a capacidade resistente do pilar à compressão é verificada garantindo que a força axial resistente de cálculo seja maior ou igual à força axial solicitante de cálculo, equação (13).

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad (12)$$

$$N_{Rd} \geq N_{Sd} \quad (13)$$

2.3.2 Dimensionamento a flexo-compressão

Para o dimensionamento de pilares mistos sujeitos aos efeitos combinados de força axial de compressão e momento fletor em relação a um ou aos dois eixos de simetria da seção transversal podem ser utilizados um modelo de cálculo mais simplificado, modelo de cálculo I, ou um modelo mais rigoroso, modelo de cálculo II, de acordo com a NBR 8800:2008 ou um modelo de cálculo proposto pela NBR 16239:2013.

Para tal, o momento fletor resistente de plastificação de cálculo ($M_{pl,Rd}$) de seções mistas duplamente simétricas em relação ao eixo x ou ao eixo y, $M_{pl,x,Rd}$ e $M_{pl,y,Rd}$ e o momento fletor máximo resistente de plastificação ($M_{max,pl,Rd}$) em relação ao eixo x ou ao eixo y, $M_{max,pl,x,Rd}$ e $M_{max,pl,y,Rd}$ podem ser calculados de acordo com as equação (14) e

equação (15).

$$M_{pl,Rd} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (14)$$

$$M_{max,pl,Rd} = f_{yd}Z_a + 0,5f_{cd1}Z_c + f_{sd}Z_s \quad (15)$$

O cálculo do módulo de resistência plástico para seções circulares preenchidas e seções tubulares retangulares e quadrangulares é descrito nas equações (16) a (27).

Seção tubular circular:

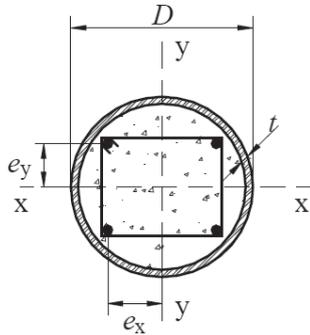


Figura 1 Seção tubular circular preenchida com concreto (ABNT NBR 8800 (2008))

$$Z_c = \frac{(D-2t)^3}{4} - \frac{2}{3}\left(\frac{D}{2}-t\right)^3 - \left(\frac{D}{2}-t\right)^2(4-\pi)\left(\frac{D}{2}-t-\left(\frac{D}{2}-t\right)\right) - Z_s \quad (16)$$

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad (17)$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2Df_{cd1} + 4t(2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (18)$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sin} e_i| \quad (19)$$

$$Z_{cn} = (D-2t)h_n^2 - Z_{sn} \quad (20)$$

$$Z_{an} = Dh_n^2 - Z_{cn} - Z_{sn} \quad (21)$$

Seção tubular retangular e quadrangular:

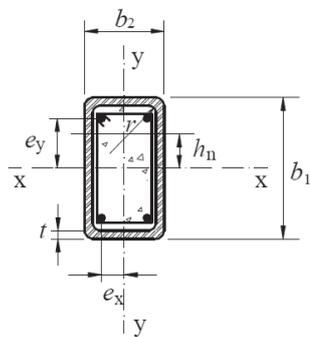


Figura 2 Seção tubular retangular/quadrangular preenchida com concreto (ABNT NBR 8800 (2008))

Eixo x:

$$Z_{c,x} = \frac{(b_2-2t)(b_1-2t)^2}{4} - \frac{2}{3}r^3 - r^2(4-\pi)\left(\frac{b_1}{2}-t-r\right) - Z_{s,x} \quad (22)$$

$$Z_{s,x} = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad (23)$$

$$h_{n,x} = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2b_2 f_{cd1} + 4t(2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (24)$$

$$Z_{sn,x} = \sum_{i=1}^n |A_{sin} e_{yi}| \quad (25)$$

$$Z_{cn,x} = (b_2-2t)h_{n,x}^2 - Z_{sn,x} \quad (26)$$

$$Z_{an,x} = b_2 h_{n,x}^2 - Z_{cn,x} - Z_{sn,x} \quad (27)$$

Eixo y:

Para o cálculo com relação ao eixo y, devem ser utilizadas as equações relativas ao eixo x, porém substituindo entre si as dimensões b_1 e b_2 , bem como os índices subscritos x e y.

2.3.2.1 Modelo de cálculo I (NBR 8800:2008)

No Modelo de Cálculo I, o diagrama de interação é composto por duas retas, como indica a Figura 3, e a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores deve satisfazer as equações (28) e (29).

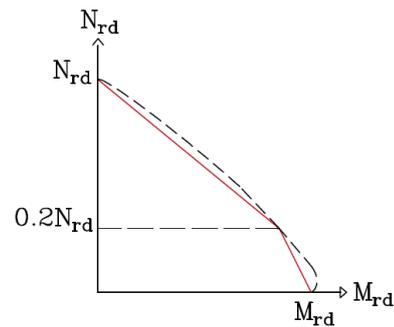


Figura 3 Diagrama de interação momento fletor-força normal

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (28)$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad \frac{N_{sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (29)$$

2.3.2.2 Modelo de cálculo II (NBR 8800:2008)

No Modelo de Cálculo II, a curva de interação é formada por três retas, como indica a Figura 4, o que pode aproximar melhor os segmentos de reta à curva tracejada que representa a relação do pilar flexo-comprimido. A interação entre o momento fletor e a força normal atuante devem satisfazer as equações (30) a (32)

sendo o cálculo de μ_y idêntico ao cálculo de μ_x , apenas substituindo as grandezas referentes a x por y.

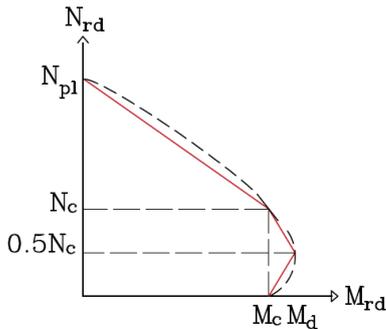


Figura 4 Diagrama de interação momento fletor-força normal

$$N_{sd} \geq N_c \quad \mu_x = 1 - \frac{N_{sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \quad (30)$$

$$\frac{N_c}{2} \leq N_{sd} \leq N_c \quad \mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2N_{sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (31)$$

$$0 \leq N_{sd} \leq \frac{N_c}{2} \quad \mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \left(\frac{2N_{sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \quad (32)$$

Os momentos devidos às imperfeições ao longo do pilar, respectivamente em relação aos eixos x e y são obtidos conforme a equação (33) e equação (34).

$$M_{x,i,sd} = \frac{N_{sd} L_x}{200 \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{e2,y}}\right)} \quad (33)$$

$$M_{y,i,sd} = \frac{N_{sd} L_y}{150 \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{e2,y}}\right)} \quad (34)$$

Assim, os momentos fletores solicitantes de cálculo totais, caso não seja feita análise mais rigorosa, são dados na equação (35) e equação (36).

$$M_{x,tot,sd} = M_{x,sd} + M_{x,i,sd} \quad (35)$$

$$M_{y,tot,sd} = M_{y,sd} + M_{y,i,sd} \quad (36)$$

Portanto, a verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores pode ser feita por meio da equação (37) e equação (38).

$$N_{Rd} \geq N_{sd} \quad (37)$$

$$\frac{M_{x,tot,sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0 \quad (38)$$

É importante ressaltar que, ao se entrar com os valores de $M_{x,tot,sd}$ e $M_{y,tot,sd}$ na equação (38), deve-se considerar o momento devido às imperfeições ao longo do pilar em relação apenas a um dos eixos, o que levar o resultado mais desfavorável. Isso implica que se $M_{x,i,sd}$ for

considerado com seu valor diferente de zero, $M_{y,i,sd}$ deve ser tomado igual a zero, e vice-versa.

2.3.2.3 Modelo de cálculo I (NBR 16239:2013)

No Modelo de cálculo, o diagrama de interação é composto por duas retas, como indica a Figura 5. A verificação dos efeitos da força axial de compressão e dos momentos fletores é feita por meio da equação (39) e da equação (40).

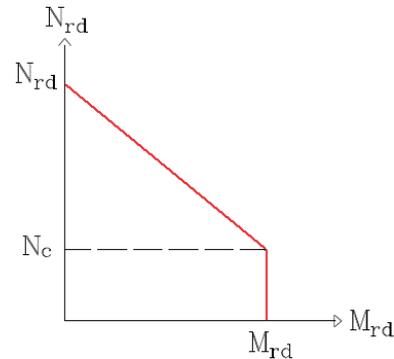


Figura 5 Diagrama de interação momento fletor-força normal

$$N_{sd} \leq N_c \quad \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (39)$$

$$N_{sd} \leq N_c \quad \frac{N_{sd} - N_c}{N_{Rd} - N_c} + \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (40)$$

3 Formulação do problema de otimização

O problema de otimização se baseia em encontrar a solução ótima que maximize ou minimize a função objetivo. No caso do dimensionamento de pilares mistos preenchidos de aço e concreto, a função objetivo é o custo total do pilar (por metro linear), que engloba o custo do concreto, do perfil de aço e das armaduras utilizadas. Assim, a função objetivo a qual deseja-se minimizar pode ser definida por:

$$f_{(min)} = C_a A_a \rho_a + C_c A_c + C_s A_s \rho_s \quad (41)$$

em que C_a é o custo do perfil de aço (R\$/kg), A_a é a área de aço total do perfil, ρ_a é o peso específico do aço (kg/m³), C_c é o custo do concreto (R\$/m³), A_c é a área de concreto na seção transversal do perfil de aço (m²), C_s é o custo das armaduras de aço (R\$/kg), A_s é a área das armaduras de aço (m²) e ρ_s é o peso específico das armaduras (kg/m³). Os custos relacionados ao processo construtivo do pilar misto preenchido não estão sendo levados em consideração no software desenvolvido, os mesmos serão introduzidos posteriormente.

A solução ótima para a função objetivo acima definida é dada por meio de cálculos iterativos que alteram os valores das variáveis sucessivamente, até obter o ponto mínimo. Portanto, para os pilares mistos de seção tubular circular, Figura 6, temos as seguintes

variáveis:

- Diâmetro do perfil ($x_1 = D$);
- Espessura do perfil ($x_2 = t$);
- Resistência característica do concreto a compressão ($x_3 = f_{ck}$);
- Área das armaduras de aço ($x_4 = A_s$).

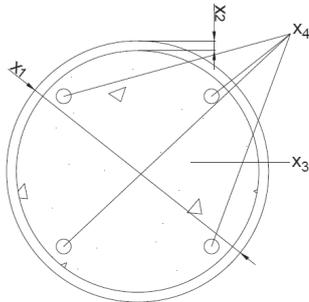


Figura 6 Variáveis de projeto – seção tubular circular

Já para os pilares mistos de seção tubular retangular e quadrangular, Figura 7, as variáveis de projeto são as seguintes:

- Base do perfil ($x_1 = b$);
- Altura do perfil ($x_2 = h$);
- Espessura do perfil ($x_3 = t$);
- Resistência característica do concreto a compressão ($x_4 = f_{ck}$);
- Área das armaduras de aço ($x_5 = A_s$).

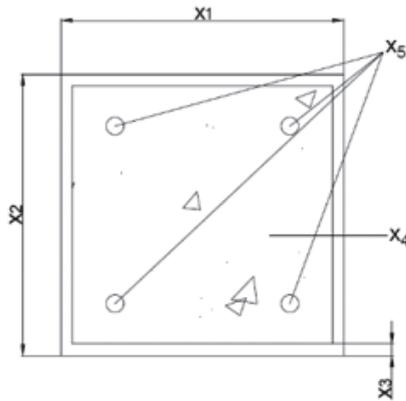


Figura 7 Variáveis de projeto – seção tubular retangular e quadrangular

No programa, o usuário define para pilares mistos de seção tubular circular se as variáveis x_1 , x_2 e x_3 devem ser fixas ou ter seus valores alterados iterativamente, assim como as variáveis x_1 , x_2 , x_3 e x_4 para os pilares mistos de seção retangular e quadrangular. Em vista disso, as dimensões do perfil tubular encontrado pelo algoritmo podem ser de um perfil tubular não catalogado ou comercial. Da mesma forma, a variável x_3 , para seção tubular circular, e a variável x_4 , para seções tubulares retangular e quadrangular, não são limitadas a classes existentes da NBR 6118:2014. Além disso, é possível também escolher se o pilar misto preenchido possuirá armaduras longitudinais ou não. A quantidade de armaduras longitudinais determinada pelo

processo de otimização será sempre um número inteiro, sendo que para seção tubular circular o número mínimo de armaduras longitudinais é seis e para seções tubulares retangular e quadrangular o número mínimo de armaduras longitudinais é quatro, as quais são determinadas em camadas de mesma quantidade. O espaçamento entre as armaduras longitudinais também será determinado pelo algoritmo, podendo ser um número inteiro ou decimal, obedecendo sempre os critérios da norma.

A solução ótima deve atender às funções de restrições, as quais, em geral, são recomendações e exigências das normas de dimensionamento. As funções de restrições inseridas no programa estão explicitadas a seguir:

Seção tubular circular:

Resistências devem ser superiores às solicitações:

$$N_{Rd} \geq N_{Sd} \quad (42)$$

$$M_{x,Rd} \geq M_{x,Sd} \quad (43)$$

$$M_{y,Rd} \geq M_{y,Sd} \quad (44)$$

sendo:

N_{Rd} a força axial resistente de cálculo;

N_{Sd} a força axial solicitante de cálculo;

$M_{x,Rd}$ e $M_{y,Rd}$ os momentos resistentes de cálculo em relação ao eixo x e ao eixo y, da seção mista;

$M_{x,Sd}$ e $M_{y,Sd}$ os momentos solicitantes de cálculo em relação ao eixo x e ao eixo y, da seção mista.

Resistência aos esforços combinados devem ser superiores às solicitações combinadas:

Modelo de Cálculo I

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (45)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (46)$$

Modelo de Cálculo II

$$\frac{M_{x,tot,Sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,Sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0 \quad (47)$$

Modelo de Cálculo

$$N_{Sd} \leq N_c \quad \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (48)$$

$$N_{Sd} \leq N_c \quad \frac{N_{Sd} - N_c}{N_{Rd} - N_c} + \frac{M_{x,Sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,Sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (49)$$

sendo:

$M_{x,tot,Sd}$ e $M_{y,tot,Sd}$ os momentos solicitantes de cálculo total em relação ao eixo x e ao eixo y;

$M_{c,x}$ e $M_{c,y}$ dados por $0,9 M_{pl,x,Rd}$ e por $0,9 M_{pl,y,Rd}$;

N_c dado por $\chi N_{pl,c,Rd}$

Limite de aplicabilidade:

$$\frac{D}{t} \leq 0,15 \frac{E_a}{f_y} \quad (50)$$

em que E_a é o módulo de elasticidade do aço e f_y é o limite de escoamento do aço.

Fator de contribuição do aço:

$$0,2 \leq \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9 \quad (51)$$

no qual f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do aço e $N_{pl,Rd}$ é a força axial resistente de cálculo à plastificação total.

Taxas geométricas mínimas e máximas:

$$\text{máximo} \left(0,004A_c; 0,15 \frac{N_{sd}}{f_{sd}} \right) \leq A_s \leq 0,04A_c \quad (52)$$

Número de barras mínimo na seção:

$$n \geq 6 \quad (53)$$

Espaçamento mínimo e máximo:

$$2 \text{ cm} \leq s = \frac{2\pi(x_1 - 2x_2 - 2d - n\varnothing_b)}{2n} \leq 40 \text{ cm} \quad (54)$$

em que s é o espaçamento entre barras, medido radialmente, e \varnothing_b é o diâmetro da barra.

Seção tubular retangular e quadrada:

Resistências devem ser superiores às solicitações:

$$N_{Rd} \geq N_{sd} \quad (55)$$

$$M_{x,Rd} \geq M_{x,sd} \quad (56)$$

$$M_{y,Rd} \geq M_{y,sd} \quad (57)$$

Resistência aos esforços combinados devem ser superiores às solicitações combinadas:

Modelo de Cálculo I

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad \frac{N_{sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (58)$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad \frac{N_{sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \right) \leq 1,0 \quad (59)$$

Modelo de Cálculo II

$$\frac{M_{x,tot,sd}}{\mu_x M_{c,x}} + \frac{M_{y,tot,sd}}{\mu_y M_{c,y}} \leq 1,0 \quad (60)$$

Modelo de Cálculo

$$N_{sd} \leq N_c \quad \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (61)$$

$$N_{sd} \leq N_c \quad \frac{N_{sd} - N_c}{N_{Rd} - N_c} + \frac{M_{x,sd}}{M_{x,Rd}} + \frac{M_{y,sd}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (62)$$

Limite de aplicabilidade:

$$\frac{b_i}{t} \leq 2,26 \sqrt{\frac{E_a}{f_y}} \quad (63)$$

Fator de contribuição do aço:

$$0,2 \leq \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,9 \quad (64)$$

Relação entre a base e a altura:

$$0,2 \leq \frac{h}{b} \leq 5,0 \quad (65)$$

Taxas geométricas mínimas e máximas:

$$\text{máximo} \left(0,004A_c; 0,15 \frac{N_{sd}}{f_{sd}} \right) \leq A_s \leq 0,04A_c \quad (66)$$

Número de barras mínimo na seção:

$$n_{cx}, n_{cy} \geq 2 \quad (67)$$

Espaçamento mínimo e máximo:

$$2 \text{ cm} \leq s_x = \frac{(x_1 - 2x_3 - 2d - n_{cx}\varnothing_b)}{n_{cx} - 1}, s_y = \frac{(x_2 - 2x_3 - 2d - n_{cy}\varnothing_b)}{n_{cy} - 1} \leq 40 \text{ cm} \quad (68)$$

em que s_x e s_y são os espaçamentos entre as barras e \varnothing_b é o diâmetro da barra.

Finalmente, tem-se o espaço de busca, ou região viável, o qual deverá conter a solução ótima, dada para pilares mistos preenchidos de seção por:

Seção tubular circular:

$$33,4 \text{ mm} \leq x_1 \leq 355,6 \text{ mm} \quad (69)$$

$$3,2 \text{ mm} \leq x_2 \leq 25 \text{ mm} \quad (70)$$

$$\text{máximo}(20 \text{ MPa}, f_{ck,min}) \leq x_3 \leq 90 \text{ MPa} \quad (71)$$

sendo $f_{ck,min}$ o valor mínimo exigido pela norma para a resistência característica do concreto à compressão em função da classe de agressividade do local da edificação.

Seção tubular retangular:

$$40 \text{ mm} \leq x_1 \leq 200 \text{ mm} \quad (72)$$

$$60 \text{ mm} \leq x_2 \leq 400 \text{ mm} \quad (73)$$

$$3,6 \text{ mm} \leq x_3 \leq 16 \text{ mm} \quad (74)$$

$$\text{máximo}(20 \text{ MPa}, f_{ck,min}) \leq x_4 \leq 90 \text{ MPa} \quad (75)$$

Seção tubular quadrangular:

$$50 \text{ mm} \leq x_1 \leq 300 \text{ mm} \quad (76)$$

$$50 \text{ mm} \leq x_2 \leq 300 \text{ mm} \quad (77)$$

$$3,6 \text{ mm} \leq x_3 \leq 20 \text{ mm} \quad (78)$$

$$\text{máximo}(20 \text{ MPa}, f_{ck,min}) \leq x_4 \leq 90 \text{ MPa} \quad (79)$$

4 Exemplos

As soluções otimizadas apresentadas nos exemplos foram obtidas por meio do software desenvolvido que utiliza o método dos pontos interiores (IP) e o método de programação quadrática sequencial (SQP), Figura 8. Os métodos escolhidos são baseados em algoritmos determinísticos que geram uma sequência de possíveis soluções, utilizando, na maioria das vezes, o uso de pelo menos a primeira derivada da função objetivo em relação às variáveis de projeto que são dadas como funções matemáticas e relações funcionais. Eles partem de um ponto inicial e buscam determinar alguns pontos no interior da região viável do problema, e a partir destes pontos eles continuam a procurar pelo ponto ótimo. Todos os pontos obtidos em sequência possuirão sempre valores decrescentes a cada passo, mesmo que a convergência para o ponto ótimo não seja garantida.

Para tal, os exemplos abaixo foram obtidos nas literaturas citadas

com o objetivo de validação dos cálculos realizados pelo software desenvolvido; devido a isso, não possuem interligação entre si. No mais, o dimensionamento otimizado foi realizado duas vezes para cada exemplo atendendo as restrições exemplificadas na formulação do problema.

Para a comparação dos custos, os valores utilizados foram baseados na Tabela SINAPI, da Caixa Econômica Federal, de novembro de 2015 e referente à cidade de Vitória – ES. É importante salientar que a definição precisa dos custos dos materiais influencia direta e fortemente os resultados fornecidos pelo programa. Dessa forma, os custos devem ser levantados de forma adequada para não se obter resultados distorcidos. Além disso, para todos os exemplos, o programa de otimização busca qual a melhor combinação entre a geometria da seção e a resistência a compressão do concreto (f_{ck}), no qual o resultado será a solução ótima dentro do grande espaço viável de busca.

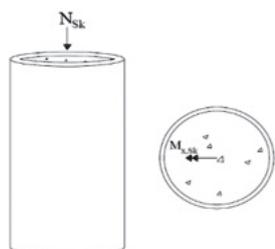
The image shows the PPotimo software interface. It is divided into several sections:

- Dados de Entrada**:
 - Seção Transversal**: A dropdown menu.
 - Concreto**: Fields for f_{ck} (MPa), Brita (dropdown), and Perfil de aço (dropdown).
 - Perfil de aço**: Fields for f_{yk} (MPa) and E_a (MPa).
 - Esforços Solicitantes**: Fields for N_{sk} (kN), $M_{x,sk}$ (kN.cm), and $M_{y,sk}$ (kN.cm).
 - Armaduras**: Radio buttons for "Sem armaduras longitudinais" (selected) and "Com armaduras longitudinais". A dropdown for "C. Agres.", and fields for d' (cm), f_{ys} (MPa, value 500), and E_s (MPa, value 210000).
 - Dimensões do Perfil**: Fields for D (mm), h (mm), b (mm), t (mm), and L (cm).
 - Norma**: Radio buttons for "NBR 8800:2008" (selected) and "NBR 16239:2013".
- Preço dos Materiais**:
 - Concreto**: A table of concrete grades and their prices in R\$/m³.
 - Perfil de aço**: Field for Perfil R\$/kg (value 6.00).
 - Armadura**: Field for Armadura R\$/kg (value 6.00).
- Otimização**: Checkboxes for "fck", "Base", "Diametro", "Espessura", and "Altura".
- Buttons**: "CALCULAR" and "LIMPAR" (highlighted with a dashed border).
- Footer**: "PPotimo v1.2018".

Figura 8 Interface gráfica do software desenvolvido

4.1 Pilar misto preenchido de perfil tubular circular

O primeiro exemplo é de um pilar misto preenchido composto por perfil tubular circular submetido a uma compressão axial e a flexão oblíqua no eixo x, Figura 9, de solução dada por um software *PilarMisto 3.04.11* (Caldas, Fakury e Souza Jr., 2018) utilizando a NBR 8800:2008. Dados do problema:



Diâmetro do perfil tubular = 323,80 mm
Espessura do perfil tubular = 12,5 mm
Comprimento do pilar misto = 4000 mm
Resistência do concreto (f_{ck}) = 30 MPa
Limite de escoamento do aço (f_{yk}) = 250 MPa
Carregamento vertical (N_{sk}) = 1428,57 kN.cm
Momento na direção x ($M_{x,sk}$) = 9428,57 kN.cm
Momento na direção y ($M_{y,sk}$) = 0 kN

Figura 9 Pilar misto circular

Na Tabela 2 são apresentados o diâmetro, a espessura, a resistência do concreto, os esforços resistentes e o custo total do pilar misto preenchido de seção tubular circular. O primeiro é o dimensionamento realizado pelo software *PilarMisto 3.04.11*. O segundo é o dimensionamento realizado pelo programa desenvolvido.

O dimensionamento realizado pelo programa apresentou um aumento de 0,4% no resultado da força resistente de compressão axial quando comparado com o dimensionamento realizado pelo software *PilarMisto 3.04.11*. Isso pode ter ocorrido devido a alguma inconsistência na formulação das áreas de aço e de concreto, como também dos esforços resistentes. No entanto, não houve diferença entre os valores dos momentos resistentes em nenhum dos eixos. Já o fato de os fatores de segurança serem diferentes deriva de a força resistente de compressão possuir esse acréscimo de 0,4%.

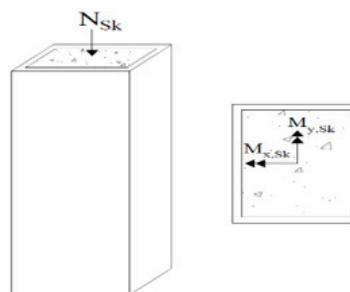
As Tabelas 3 e 4 apresentam o dimensionamento otimizado pelo processo dos pontos interiores (IP) e pelo processo de programação quadrática sequencial (SQP), respectivamente. As tabelas ainda informam quais foram as variáveis de projeto otimizadas e os respectivos esforços resistentes, além do custo total do pilar misto.

Os resultados encontrados com os dois métodos IP e SQP mostraram que não houve diferença nas soluções. Em qualquer situação de otimização das variáveis de projeto os valores obtidos foram os mesmos. Contudo, as linhas que não possuem resultados indicam que o software não conseguiu encontrar uma solução ótima devido a ser muito pequena a tolerância entre um passo e outro, ocorrendo assim a parada do software sem uma possível solução. Como pode ser observado, o melhor resultado foi obtido quando se deixou o software otimizar todas as variáveis de projeto, chegando

numa diferença percentual de 37,5% comparando com a solução dada no dimensionamento.

4.2 Pilar misto preenchido de perfil tubular retangular

Este exemplo é de um pilar misto preenchido composto por perfil tubular retangular submetido a uma compressão axial e a flexão oblíqua no eixo x e no eixo y, Figura 10, de solução dada por um software *PilarMisto 3.04.11* (Caldas, Fakury e Souza Jr., 2018) utilizando a NBR 8800:2008. Dados do problema:



Base do perfil tubular = 180,00 mm
Altura do perfil tubular = 380,00 mm
Espessura do perfil tubular = 12,5 mm
Comprimento do pilar misto = 3000 mm
Resistência do concreto (f_{ck}) = 40 MPa
Limite de escoamento do aço (f_{yk}) = 250 MPa
Carregamento vertical (N_{sk}) = 1071,43 kN
Momento na direção x ($M_{x,sk}$) = 9428,57 kN.cm
Momento na direção y ($M_{y,sk}$) = 5428,57 kN.cm

Figura 10 Pilar misto retangular

A Tabela 5 apresenta a base, a altura, a espessura, a resistência do concreto, os esforços resistentes e o custo total do pilar misto preenchido de seção tubular retangular. O primeiro é o dimensionamento realizado pelo software *PilarMisto 3.04.11*. O segundo é o dimensionamento realizado pelo programa desenvolvido.

O dimensionamento realizado pelo programa apresentou uma redução de 2,0% no resultado da força resistente de compressão axial, uma redução de 3,0% no resultado dos momentos resistentes no eixo x e no eixo y, quando comparados com o dimensionamento realizado pelo software *PilarMisto 3.04.11*. Isso pode ter ocorrido devido ao fato de considerarmos o valor do raio externo e interno dos perfis tubulares como sendo duas vezes a espessura e uma vez a espessura, respectivamente, ocasionando assim uma diferença nos resultados dos fatores de segurança.

Já as Tabelas 6 e 7 apresentam o dimensionamento otimizado pelo processo dos pontos interiores (IP) e pelo processo de programação quadrática sequencial (SQP), respectivamente. As tabelas ainda informam quais foram as variáveis de projeto otimizadas, as dimensões do perfil tubular e os respectivos esforços resistentes, além do custo total do pilar misto.

Os resultados encontrados com os dois métodos IP e SQP foram basicamente os mesmos, no entanto, houve uma diferença no

Tabela 2 Resultados das restrições dos softwares para o exemplo 1

Método	D (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
PilarMisto 3.04.11	323,8	12,5	30	3821	30611	30611	0,91	0,80	–
Software	323,8	12,5	30	3836	30611	30611	0,90	0,87	2397

Tabela 3 Resultados das restrições para o método IP do exemplo 1

Método (IP)			D (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
D	t	f_{ck}									
x			312,8	12,5	30	3629	28400	28400	0,96	1,00	2309
	x		323,8	10,9	30	3545	27284	27284	0,99	1,00	2115
		x	323,8	12,5	29,9	3832	30604	30604	0,91	0,87	2397
x	x	x	324,3	6,4	90	5136	19216	19216	1,00	0,76	1497
x	x										
		x	269,3	12,5	90	4231	22251	22251	1,00	0,91	2078
	x	x	323,8	6,4	90	5125	19243	19243	1,00	0,77	1501

Tabela 4 Resultados das restrições para o método SQP do exemplo 1

Método (SQP)			D (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
D	t	f_{ck}									
x			312,8	12,5	30	3629	28400	28400	0,96	1,00	2309
	x		323,8	10,9	30	3545	27284	27284	0,99	1,00	2115
		x									
x	x	x	324,3	6,4	90	5136	19216	19216	1,00	0,76	1497
x	x		355,6	8,3	30	3591	26485	26485	1,00	0,87	1830
x		x	269,3	12,5	90	4231	22251	22251	1,00	0,91	2078
	x	x									

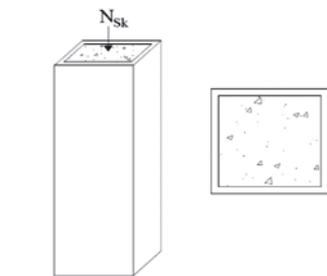
Tabela 5 Resultados das restrições dos softwares para o exemplo 2

Método	b (mm)	h (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
PilarMisto 3.04.11	180,0	380,0	12,5	40	3890	40578	22701	0,97	0,94	–
Software	180,0	380,0	12,5	40	3812	39410	22160	1,00	0,97	1892

resultado encontrado quando as variáveis de projeto, base e resistência do concreto, foram selecionadas para serem otimizadas. Os valores obtidos foram diferentes, no entanto, o custo total do pilar misto preenchido se mostrou o mesmo. Além disso, as linhas que não possuem resultados indicam que o software não conseguiu encontrar uma solução ótima devido a tolerância entre um passo e outro ser muito pequena, ocorrendo assim a parada do software sem uma possível solução. Novamente a melhor solução foi obtida quando se liberou todas variáveis para serem otimizadas, obtendo uma redução no custo final de 21,98%.

4.3 Pilar misto preenchido de perfil tubular quadrangular

Um pilar misto preenchido composto por perfil tubular quadrangular submetido somente a uma compressão axial, Figura 11, de solução dada pelo software *PilarMisto 3.04.11* (Caldas, Fakury e Souza Jr., 2018) utilizando a NBR 8800:2008. Dados do problema:



Base do perfil tubular = 150,00 mm
Altura do perfil tubular = 150,00 mm
Espessura do perfil tubular = 12,5 mm
Comprimento do pilar misto = 3000 mm
Resistência do concreto (f_{ck}) = 30 MPa
Limite de escoamento do aço (f_{yk}) = 250 MPa
Carregamento vertical (N_{sk}) = 714,29 kN
Momento na direção x ($M_{x,sk}$) = 0 kN
Momento na direção y ($M_{y,sk}$) = 0 kN

Figura 11 Pilar misto quadrangular

A Tabela 8 apresenta as dimensões do perfil, a resistência do concreto, os esforços resistentes e o custo total. Na primeira linha tem-se o dimensionamento realizado pelo software *PilarMisto 3.04.11*, enquanto na segunda é o dimensionamento realizado pelo programa desenvolvido.

O dimensionamento realizado pelo programa apresentou uma redução de 5,6% no resultado da força resistente de compressão axial, uma redução de 5,5% no resultado dos momentos resistentes no eixo x e no eixo y, quando comparados com o dimensionamento realizado pelo software *PilarMisto 3.04.11*. Isso pode ter ocorrido devido ao fato de considerarmos o valor do raio externo e interno dos perfis tubulares como sendo duas vezes a espessura e uma vez a espessura, respectivamente.

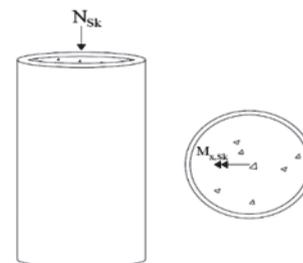
Já as Tabelas 9 e 10 apresentam o dimensionamento otimizado pelo processo dos pontos interiores (IP) e pelo processo de programação quadrática sequencial (SQP), respectivamente. As tabelas ainda informam quais foram as variáveis de projeto otimizadas e os

respectivos esforços resistentes, além do custo total do pilar misto. As linhas que não possuem resultados indicam que o software não conseguiu encontrar uma solução ótima por a tolerância entre um passo e outro ser muito pequena, ocorrendo assim a parada do software sem uma possível solução.

Os resultados encontrados com os dois métodos IP e SQP foram basicamente os mesmos, no entanto, houve uma diferença no resultado encontrado quando a variável de projeto, resistência do concreto, foi selecionada para ser otimizada. Os valores obtidos foram diferentes, no entanto, o custo total do pilar misto preenchido se mostrou o mesmo. Além disso, as linhas que não possuem resultados indicam que o software não conseguiu encontrar uma solução ótima devido a tolerância entre um passo e outro ser muito pequena, ocorrendo assim a parada do software sem uma possível solução. De forma similar aos exemplos anteriores, a melhor solução foi obtida considerando todas as variáveis no problema de otimização, porém neste caso a redução do custo chegou aos 65,1%.

4.4 Pilar misto preenchido de perfil tubular circular

Neste exemplo, é dado um pilar misto preenchido composto por perfil tubular circular submetido a uma compressão axial e a flexão oblíqua no eixo x, Figura 12, de solução dada por Canales (2014) utilizando a NBR 16239:2013. Dados do problema:



Diâmetro do perfil tubular = 323,80 mm
Espessura do perfil tubular = 10,3 mm
Comprimento do pilar misto = 4000 mm
Resistência do concreto (f_{ck}) = 30 MPa
Limite de escoamento do aço (f_{yk}) = 250 MPa
Carregamento vertical (N_{sk}) = 1428,57 kN.cm
Momento na direção x ($M_{x,sk}$) = 9428,57 kN.cm
Momento na direção y ($M_{y,sk}$) = 0 kN

Figura 12 Pilar misto circular

Na Tabela 11 é apresentada o diâmetro, a espessura, a resistência do concreto, os esforços resistentes e o custo total do pilar misto preenchido de seção tubular circular. O primeiro dimensionamento é o realizado por Canales (2014). O segundo é o dimensionamento realizado pelo programa desenvolvido.

O dimensionamento realizado pelo programa apresentou um aumento de 8,5% no resultado da força resistente de compressão axial quando comparado com o dimensionamento realizado por Canales (2014) e uma diminuição no fator de segurança devida a força resistente de compressão.

Já as Tabelas 12 e 13 apresentam o dimensionamento otimizado pelo

Tabela 6 Resultados das restrições para o método IP do exemplo 2

Método (IP)				b (mm)	h (mm)	t (mm)	f _{ck} (MPa)	N _{Rd} (kN)	M _{x,Rd} (kN.cm)	M _{y,Rd} (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
b	h	t	f _{ck}										
x				179,2	380,0	12,5	40	3799	39311	22030	1,00	0,98	1889
	x			180,0	378,6	12,5	40	3801	39174	22092	1,00	0,98	1887
		x		180,0	380,0	12,4	40	3880	39240	22060	1,00	0,98	1993
			x										
x	x	x	x	200,0	400,0	7,9	90	5098	34156	18650	1,00	0,87	1476
x	x	x		200,0	400,0	10,0	40	3844	38322	22250	1,00	0,92	1678
x	x		x	200,0	305,1	12,5	90	4648	31467	22195	1,00	0,99	1779
x		x	x	200,0	380,0	8,5	90	4987	33607	19296	1,00	0,90	1523
	x	x	x										
x	x			200,0	346,7	12,5	40	3847	36114	23692	1,00	0,96	1847
x		x		200,0	380,0	10,8	40	3839	37520	22780	1,00	0,92	1736
x			x	157,6	380,0	12,5	90	4415	39575	19038	0,99	1,00	1888
	x	x		180,0	400,0	11,5	40	3794	40179	21608	1,00	0,95	1821
x			x	180,0	335,1	12,5	90	4531	34440	20588	1,00	1,00	1811

Tabela 7 Resultados das restrições para o método SQP do exemplo 2

Método (SQP)				b (mm)	h (mm)	t (mm)	f _{ck} (MPa)	N _{Rd} (kN)	M _{x,Rd} (kN.cm)	M _{y,Rd} (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
b	h	t	f _{ck}										
x				179,2	380,0	12,5	40	3799	39311	22030	1,00	0,98	1889
	x			180,0	378,6	12,5	40	3801	39174	22092	1,00	0,98	1887
		x		180,0	380,0	12,4	40	3880	39240	22060	1,00	0,98	1993
			x										
x	x	x	x	200,0	400,0	7,9	90	5098	34156	18650	1,00	0,87	1476
x	x	x		200,0	400,0	10,0	40	3844	38322	22250	1,00	0,92	1678
x	x		x	200,0	305,1	12,5	90	4648	31467	22195	1,00	0,99	1779
x		x	x	200,0	380,0	8,5	90	4987	33607	19296	1,00	0,90	1523
	x	x	x	180,0	400,0	9,2	90	4772	36666	18477	1,00	0,94	1602
x	x			200,0	346,7	12,5	40	3847	36114	23692	1,00	0,96	1847
x		x		200,0	380,0	10,8	40	3839	37520	22780	1,00	0,92	1736
x			x	163,2	380,0	12,5	69,6	4161	39263	19790	1,00	0,99	1877
	x	x		180,0	400,0	11,5	40	3794	40179	21608	1,00	0,95	1821
	x		x	180,0	335,1	12,5	90	4531	34440	20588	1,00	1,00	1811
		x	x	180,0	380,0	10,0	90	4689	35994	19078	1,00	0,96	1656

Tabela 8 Resultados das restrições dos softwares para o exemplo 3

Método	b/h (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
PilarMisto 3.04.11	150,0	12,5	30	1555	8229	8229	0,00	0,00	–
Software	150,0	12,5	30	1468	7780	7780	0,00	0,00	930

Tabela 9 Resultados das restrições para o método IP do exemplo 3

Método (IP)			b/h (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
b/h	t	f_{ck}									
x			121,8	12,5	30	1000	4755	4755	0,00	0,00	725
	x		150,0	6,8	30	1000	4940	4940	0,00	0,00	549
		x	150,0	12,5	29,9	1468	7780	7780	0,00	0,00	930
x	x	x	140,1	3,6	90	1000	2733	2733	0,00	0,00	324
x	x		173,9	4,3	30	1000	4688	4688	0,00	0,00	431
x		x	113,9	12,5	90	1000	4237	4237	0,00	0,00	682
	x	x	150,0	3,7	74,3	1071	3196	3196	0,00	0,00	347

Tabela 10 Resultados das restrições para o método SQP do exemplo 3

Método (SQP)			b/h (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS1	FS2	CT (R\$)
b/h	t	f_{ck}									
x			121,8	12,5	30	1000	4755	4755	0,00	0,00	725
	x		150,0	6,8	30	1000	4940	4940	0,00	0,00	549
		x	150,0	12,5	20	1401	7573	7673	0,00	0,00	929
x	x	x	140,1	3,6	90	1000	2733	2733	0,00	0,00	324
x	x		173,9	4,3	30	1000	4688	4688	0,00	0,00	431
x		x	113,9	12,5	90	1000	4237	4237	0,00	0,00	682
	x	x									

Tabela 11 Resultados das restrições dos softwares para o exemplo 4

Método	D (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS3	CT (R\$)
Canales (2014)	323,8	10,3	30	3430	26006	26006	0,88	–
Software	323,8	10,3	30	3722	26006	26006	0,75	2008

Tabela 12 Resultados das restrições para o método IP do exemplo 4

Método (IP)			D (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS3	CT (R\$)
D	t	f_{ck}								
x			297,0	10,3	30	3263	21594	21594	1,00	1829
	x		323,8	7,2	30	3104	19096	19096	1,00	1446
		x	323,8	10,3	29,9	3717	26000	26000	0,75	2008
x	x	x	286,2	5,7	90	4377	13200	13200	1,00	1165
x	x									
x		x	233,7	10,3	90	3370	13963	13963	1,00	1498
	x	x	323,8	6,4	48,3	3844	18032	18032	0,73	1337

Tabela 13 Resultados das restrições para o método SQP do exemplo 4

Método (SQP)			D (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS3	CT (R\$)
D	t	f_{ck}								
x			297,0	10,3	30	3263	21594	21594	1,00	1829
	x		323,8	7,2	30	3104	19096	19096	1,00	1446
		x	323,8	10,3	20	3248	25277	25277	0,97	2002
x	x	x	286,2	5,7	90	4377	13200	13200	1,00	1165
x	x		330,2	6,5	30	3069	18339	18339	1,00	1356
x		x	233,7	10,3	90	3370	13963	13963	1,00	1498
	x	x	323,8	6,4	48,3	3844	18032	18032	0,73	1337

Tabela 14 Resultados das restrições dos softwares para o exemplo 5

Método	b/h (mm)	t (mm)	f_{ck} (MPa)	N_{Rd} (kN)	$M_{x,Rd}$ (kN.cm)	$M_{y,Rd}$ (kN.cm)	FS3	CT (R\$)
Canais (2014)	290,0	9,5	30	3400	27612	27612	0,89	–
Software	290,0	9,5	30	3664	27612	27612	0,77	2063

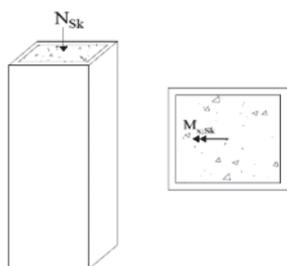
processo dos pontos interiores (IP) e pelo processo de programação quadrática sequencial (SQP), respectivamente. As tabelas ainda informam quais foram as variáveis de projeto otimizadas e os respectivos esforços resistentes, além do custo total do pilar misto.

Os resultados encontrados com os dois métodos IP e SQP foram basicamente os mesmos, no entanto, houve uma diferença no resultado encontrado quando a variável de projeto, resistência do concreto, foi selecionada para ser otimizada. Os valores obtidos foram diferentes, no entanto, o custo total do pilar misto preenchido se mostrou bem próximo. Além disso, as linhas que não possuem resultados indicam que o software não conseguiu encontrar uma solução ótima devido a tolerância entre um passo e outro ser muito

pequena, ocorrendo assim a parada do software sem uma possível solução. Novamente a melhor solução com uma redução no custo de 41,98% foi obtida quando se considerou todas as variáveis no problema de otimização.

4.5 Pilar misto preenchido de perfil tubular quadrangular

Um pilar misto preenchido composto por perfil tubular quadrangular submetido a compressão axial e flexão oblíqua no eixo x, Figura 13, de solução dada por Canales (2014) utilizando a NBR 16239:2013. Dados do problema:



Base do perfil tubular = 290,00 mm
 Altura do perfil tubular = 290,00 mm
 Espessura do perfil tubular = 9,5 mm
 Comprimento do pilar misto = 4000 mm
 Resistência do concreto (f_{ck}) = 30 MPa
 Limite de escoamento do aço (f_{yk}) = 250 MPa
 Carregamento vertical (N_{sk}) = 1428,57 kN.cm
 Momento na direção x ($M_{x,Sk}$) = 9428,57 kN.cm
 Momento na direção y ($M_{y,Sk}$) = 0 kN

Figura 13 Pilar misto quadrangular

A Tabela 14 apresenta as dimensões do perfil, a resistência do concreto, os esforços resistentes e o custo total. Na primeira linha tem-se o dimensionamento realizado por Canales (2014), e na segunda o dimensionamento realizado pelo programa desenvolvido.

O dimensionamento realizado pelo programa apresentou um aumento de 7,7% no resultado da força resistente de compressão axial quando comparado com o dimensionamento realizado por Canales (2014) e uma diminuição no fator de segurança devida a força resistente de compressão. Isso pode ter ocorrido devido ao fato de considerarmos o valor do raio externo e interno dos perfis tubulares como sendo duas vezes a espessura e uma vez a espessura, respectivamente.

As Tabelas 15 e 16 apresentam o dimensionamento otimizado pelo processo dos pontos interiores (IP) e pelo processo de programação quadrática sequencial (SQP), respectivamente. As tabelas ainda informam quais foram as variáveis de projeto otimizadas e os respectivos esforços resistentes, além do custo total do pilar misto.

Os resultados encontrados com os dois métodos IP e SQP foram basicamente os mesmos, no entanto, houve uma diferença no resultado encontrado quando a variável de projeto, resistência do concreto, foi selecionada para ser otimizada. Os valores obtidos foram diferentes, no entanto, o custo total do pilar misto preenchido se mostrou bem próximo. Além disso, as linhas que não possuem resultados indicam que o software não conseguiu encontrar uma solução ótima por a tolerância entre um passo e outro ser muito pequena, ocorrendo assim a parada do software sem uma possível solução. A redução final no custo foi de 41,66%.

Tabela 15 Resultados das restrições para o método IP do exemplo 5

Método (IP)			b/h (mm)	t (mm)	f _{ck} (MPa)	N _{Rd} (kN)	M _{x,Rd} (kN.cm)	M _{y,Rd} (kN.cm)	FS3	CT (R\$)
b/h	t	f _{ck}								
x			266,4	9,5	30	3226	22945	22945	1,00	1877
	x		290,0	7,1	30	3152	21734	21734	0,96	1599
		x	290,0	9,5	29,9	3660	27606	27606	0,77	2063
x	x	x	239,8	5,9	90	3784	13200	12300	1,00	1221
x	x		287,4	7,1	30	3093	21145	21145	1,00	1570
x		x	211,3	9,5	90	3367	14827	14827	1,00	1541
	x	x								

Tabela 16 Resultados das restrições para o método SQP do exemplo 5

Método (SQP)			b/h (mm)	t (mm)	f _{ck} (MPa)	N _{Rd} (kN)	M _{x,Rd} (kN.cm)	M _{y,Rd} (kN.cm)	FS3	CT (R\$)
b/h	t	f _{ck}								
x			266,4	9,5	30	3226	22945	22945	1,00	1877
	x		290,0	7,1	30	3152	21734	21734	0,96	1599
		x	290,0	9,5	20	3230	26918	26918	0,97	2057
x	x	x	239,8	5,9	90	3784	13200	12300	1,00	1221
x	x		287,4	7,1	30	3093	21145	21145	1,00	1570
x		x	211,3	9,5	90	3367	14827	14827	1,00	1541
	x	x	290,0	7,1	28,6	3088	21660	21660	1,00	1598

5 Conclusões

O dimensionamento ótimo de pilares mistos preenchidos de aço e concreto utilizando técnicas de otimização, existentes dentro do software Matlab, foi desenvolvido para estimar o menor custo total deste elemento estrutural, tendo por base as propriedades e custos unitários dos materiais utilizados para a sua construção, bem como as diversas restrições impostas pelas normas vigentes no país.

Os resultados encontrados pelos dois métodos de otimização utilizados, método dos pontos interiores e programação quadrática sequencial, praticamente em todos os exemplos convergiram para uma mesma solução, apontando que a solução encontrada em torno dessas dimensões é a solução otimizada do problema.

A formulação tanto para o dimensionamento quanto para o problema de otimização foi comparada com as resoluções de problemas resolvidos na literatura e com resultados obtidos por meio de software, apresentando resultados bem próximos e significativos, validando assim a utilização do algoritmo. No entanto, o software utilizado nas comparações não revela as formulações que utiliza para o dimensionamento de pilares mistos preenchidos, porém os resultados se mostraram consistentes.

No mais, realizar o dimensionamento ótimo de pilares mistos preenchidos frente as solicitações impostas ao mesmo possibilita ao profissional uma análise mais analítica para a escolha do tipo de perfil tubular, bem como as dimensões deste elemento estrutural e a resistência do concreto, garantindo assim uma redução de valores expressivos para o seu custo total.

Além disso, ressalta-se que o estudo realizado pode sofrer impactos quando comparado com as normas internacionais de dimensionamento de pilares mistos preenchidos de aço e concreto devido as particularidades de cada norma nos cálculos para obtenção dos esforços resistentes.

Referências

- [1] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT, NBR 6118 – *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento* (2014).
- [2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT, NBR 8800 – *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios* (2008).
- [3] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT, NBR 16239 – *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações com perfis tubulares* (2013).
- [4] Canales, Ana Flávia – *Estudo do dimensionamento de pilares de aço tubulares e pilares mistos de perfis tubulares preenchidos com concreto de acordo com a ABNT NBR 16239:2013*. 2014. 72 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2014.
- [5] Fernandes, Juliana Ferreira – *Pilares mistos: tubos de aço com seções quadradas e retangulares e núcleo de concreto de alta resistência*. 1997. 149 f. 52 Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 1997.
- [6] De Nardin, Silvana – *Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência*. 1999. 148 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.
- [7] De Nardin, Silvana – *Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar*. 2003. 323 f. Tese (Doutor em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.
- [8] Gomes, Harlley Davidson – *Análise numérica de pilares mistos de aço e concreto tubulares circulares com concreto de alto desempenho*. 2015. 158 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2015.
- [9] Oliveira, Walter Luiz Andrade de – *Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular*. 2008. 251 f. Tese (Doutor em Engenharia de Estruturas) – Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.
- [10] Vallourec Tubos Do Brasil – *Tubos estruturais seção circular, quadrada e retangular*. Minas Gerais: Belo Horizonte, 2017. 56 p. Catálogo estrutural.
- [11] Caldas, R. B; Fakury, R. H.; Souza Jr., J. B. M. – *PilarMisto 3.04.11: verificação de pilares mistos de aço e concreto segundo a ABNT NBR 8800:2008 e a NBR 14323:2010*. Belo Horizonte: UFMG, Departamento de Engenharia de Estruturas. Acesso em: 30 maio 2018.

Análise das novas prescrições da ABNT NBR 9062:2017 para o dimensionamento de cálices externos de fundações submetidos a ações de grande excentricidade

Analysis of the new prescripts of ABNT NBR 9062:2017 in the design of external socket foundations with high eccentricity loads

Gabriel Fernandes Sousa
Rodrigo Gustavo Delalibera

Resumo

Ligações entre pilares e fundações por meio de cálice são as mais utilizadas no Brasil por possuírem facilidade na montagem e boa capacidade de transmissão de força normal, bem como, momento fletor. Tal ligação consiste em se embutir uma parte do pilar no elemento de fundação de modo que as solicitações provenientes do pilar pré-moldado sejam transferidas para o colarinho do cálice e para a base. Sendo assim, neste artigo foi feito um estudo comparativo entre o dimensionamento do colarinho de um cálice externo proposto pela ABNT NBR 9062:2006 e pela atualização da referida norma, a ABNT NBR 9062:2017. Tal comparação foi realizada por meio do dimensionamento de cálices com interface lisa, rugosa e com chave de cisalhamento submetidos a ação de grande excentricidade, de modo a se analisar a diferença na força horizontal transferida do pilar para o colarinho e consequentemente a taxa de armadura obtida. Verificou-se que, como a NBR 9062:2017 considera o coeficiente de atrito no cálculo da força lateral transferida, em alguns casos pode-se ter um efeito favorável de modo a reduzir a força horizontal transferida para o cálice e consequentemente a taxa de armadura necessária.

Palavras-chave: Cálice de fundação / Colarinho / Pilar pré-moldado / Grande excentricidade / Interfaces lisa e rugosa / Chave de cisalhamento / ABNT NBR 9062:2017

Abstract

Connections between column and foundations through socket are the most used in Brazil for having ease of assembly and good capacity of normal load transmission, as well as, bending moment. This connection consists of embedding a part of the column in the foundation member such that stresses from the precast column are transferred to the socket foundation and to the base. Thus, in this paper a comparative study was made between the design of the pedestal wall of an external socket proposed by ABNT NBR 9062:2006 and by the updating of this code, ABNT NBR 9062:2017. Such comparison was made by design pedestal wall with a smooth, rough interface and with shear key with high eccentricity loads in order to analyze the difference in the horizontal load transferred from the column to the pedestal wall and consequently the obtained reinforcement rate. It has been found that, as NBR 9062:2017 considers the coefficient of friction in the calculation of lateral force transferred to socket, in some cases it can have a favorable effect in order to reduce the horizontal force transferred to socket and consequently the reinforcement rate require.

Keywords: Socket foundation / Pedestal / Wall precast column / High eccentricity / Rough and smooth interfaces / Shear key / ABNT NBR 9062:2017

Gabriel Fernandes Sousa

Engenheiro Civil, Mestrando em Engenharia de Estruturas
FECIV, Universidade Federal de Uberlândia
Uberlândia, Brasil
gfsousa@yahoo.com.br

Rodrigo Gustavo Delalibera

Professor Associado I
FECIV, Universidade Federal de Uberlândia
Uberlândia, Brasil
delalibera@ufu.br

1 Introdução

Em estruturas pré-moldadas de concreto o estudo de ligações apresenta grande importância, tanto na análise estrutural e dimensionamento da estrutura, quanto na possibilidade de execução da mesma. Com relação à ligação entre pilar prefabricado de concreto e elemento de fundação, Campos [1] afirma que a ligação por meio de cálice é a mais utilizada no Brasil e apresenta diversas vantagens como: facilidade na montagem, boa capacidade de transmissão de força normal (N_d), força cortante (V_d) e momentos fletores (M_d), dentre outras. Segundo a autora Canha [2], a ligação entre pilar e fundação através de cálice consiste em se embutir uma parte do pilar no elemento de fundação, conforme pode observar-se na Figura 1. Em seu estudo referente a blocos sobre estacas, Delalibera & Giongo [3] abordam algumas variações com relação aos tipos de cálices, podendo ser: externo, parcialmente embutido e totalmente embutido, conforme pode observar-se na Figura 2.

No Brasil, a norma que regulamenta o dimensionamento de cálices, bem como demais elementos pré-moldados de concreto, é a ABNT NBR 9062:2017 [4]. Logo, de acordo com esta norma, as ligações entre pilar e fundação por meio de cálice podem ser através de interface lisa, rugosa ou por chave de cisalhamento, sendo considerada interface rugosa quando houver uma rugosidade mínima de 3 mm a cada 3 cm, quer na superfície do cálice quer na superfície do pilar. A interface por chave de cisalhamento é obtida quando a configuração das chaves apresentar uma profundidade mínima de 1 cm a cada 5 cm nas superfícies do cálice e do pilar. Em casos onde essas condições não são atendidas a ligação é considerada com interface lisa.

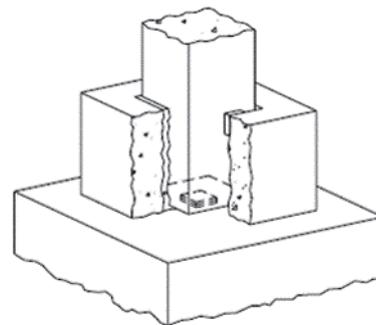


Figura 1 Pilar embutido na fundação [1]

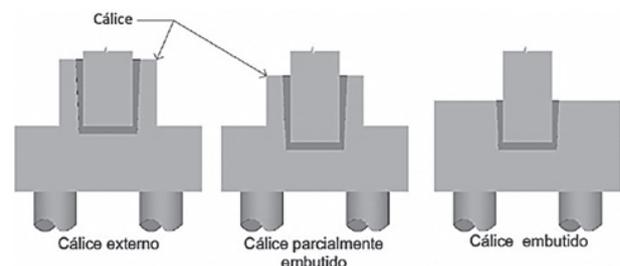


Figura 2 Variações dos blocos sobre estacas com cálice para pilares pré-moldados [3]

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.

SOUSA, G. F. [et al.] – Análise das novas prescrições da ABNT NBR 9062:2017 para o dimensionamento de cálices externos de fundações submetidos a ações de grande excentricidade. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 49-58.

A ABNT NBR 9062:2006 [5], na sua última versão, passou por atualização em 2017. Sendo assim, neste artigo foi feito um estudo comparativo entre o dimensionamento do colarinho de um cálice externo proposto por [5] e por [4]. Tal comparação foi feita por meio do dimensionamento de cálices com interface lisa, rugosa e com chave de cisalhamento de modo a se analisar a diferença na ação horizontal transferida do pilar para o colarinho e consequentemente a taxa de armadura obtida.

2 Características geométricas

De modo a se apresentar as características geométricas dos cálices de fundação, devem-se observar as Figuras 3(a) e 3(b). Na Figura 3(a) é apresentada a vista em planta do cálice, observam-se nas colorações azul e amarelo as paredes frontal e posterior respectivamente; já as colorações verde e vermelho representam a posição das paredes longitudinais. Essa representação torna-se importante uma vez que a direção do momento fletor e da força cortante definirá quais serão essas paredes. Na Figura 3(b) é apresentado um corte que representa as dimensões variáveis do cálice de fundação.

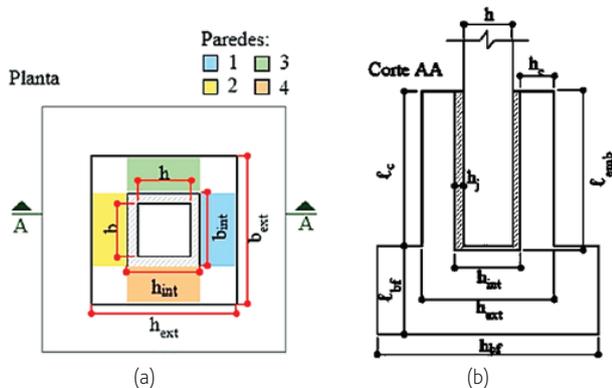


Figura 3 Propriedades geométricas gerais do cálice: (a) planta; (b) corte [6]

As variáveis que caracterizam a geometria do modelo, apresentadas na Figura 3, são listadas e caracterizadas a seguir. Na Tabela 1, são apresentados os valores das variáveis utilizadas para o cálice estudado no presente artigo.

- h Medida da seção transversal do pilar na direção horizontal;
- b Medida da seção transversal do pilar na direção vertical;
- b_{int} Medida entre as faces internas das paredes do cálice na direção vertical;
- h_{int} Medida entre as faces internas das paredes do cálice na direção horizontal;
- b_{ext} Medida entre as faces externas das paredes na direção vertical;
- h_{ext} Medida entre as faces externas das paredes na direção horizontal;
- h_c Espessura da parede do cálice;
- h_j Espessura da junta entre a face interna do cálice e a face do pilar;
- l_{emb} Comprimento de embutimento do pilar no cálice;
- l_c Altura externa do cálice.

Tabela 1 Dimensões do cálice

Parâmetro	Dimensão (cm)
b	50
h	50
b_{int}	60
h_{int}	60
h_c	15
b_{ext}	90
h_{ext}	90
l_{emb}	-
l_c	$l_{emb} - 1$ cm
h_j	5

Observou-se que [5] não faz distinção entre interface rugosa e interface por chave de cisalhamento conforme é apresentado em [4], no entanto afirma que, para situações em que as faces do cálice e do pilar apresentem uma rugosidade mínima de 1 cm a cada 10 cm, permite-se considerar apenas 80% do comprimento de embutimento estabelecido para interface lisa. Sendo assim, com base nas equações apresentadas na Tabela 2, pode-se calcular os comprimentos de embutimento de acordo com [4] e [5]. Neste artigo foi feita análise de um modelo com ações de grande excentricidade, sendo $M_d = 25000$ kN.cm, $V_d = 50$ kN e $N_d = 250$ kN. Com base nas solicitações obteve-se uma relação $M_d/N_d \cdot h = 2$.

Tabela 2 Comprimentos mínimos de embutimento do pilar [4]

Interfaces	$\frac{M_d}{N_d \cdot h} \leq 0,15$	$\frac{M_d}{N_d \cdot h} \geq 2,00$
Lisas ou rugosas	$1,5h$	$2,0h$
Com chave de cisalhamento	$1,2h$	$1,6h$

Logo, pode-se analisar a comparação entre os comprimentos de embutimento para as três interfaces com base na norma de 2006 e a de 2017. Como pode observar-se na Figura 4 para ações de grande excentricidade, não houve alterações na consideração do l_{emb} , percebe-se que a consideração de chave de cisalhamento permite a redução do comprimento de embutimento. É importante salientar que ambas as normas sugerem a não utilização de um comprimento de embutimento menor que 40 cm.

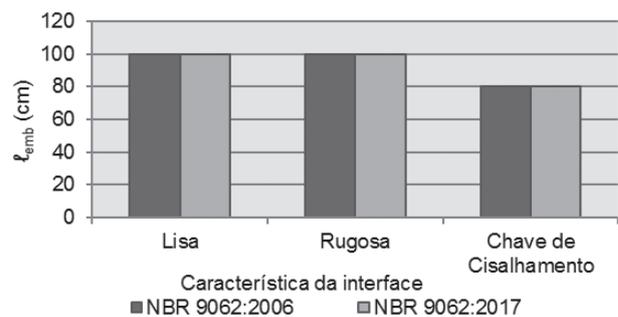


Figura 4 Comprimentos de embutimento

3 Dimensionamento do colarinho

Para um correto dimensionamento e obtenção da armadura necessária para combater as tensões atuantes no elemento estrutural em estudo, torna-se necessário o entendimento dos mecanismos de transferência de solicitações do pilar para o colarinho. De acordo com o autor [7], o fato de se considerar a interface entre pilar e colarinho como sendo lisa ou rugosa altera a forma como as solicitações são transferidas para o colarinho. As solicitações de momento e cortante são transferidas, diretamente, para as paredes transversais por meio da resultante das pressões superiores e inferiores [8]. Utilizou-se, para o dimensionamento, concreto com $f_{ck} = 20$ MPa e aço CA-50 com diâmetro de 10 mm.

3.1 Solicitações atuantes

Com relação às solicitações provenientes do pilar e transferidas para o colarinho, nesse trabalho, foi considerado que o pilar está submetido a momento fletor (M_d) em uma direção, força cortante (V_d) em uma direção e força normal (N_d). A disposição dessas ações pode ser observada nas Figuras 5(a) e 5(b), sendo importante salientar que a Figura 5(a) se refere à transferência de solicitações para o colarinho com interface lisa e rugosa, enquanto a Figura 5(b) está relacionada à transferência de solicitações para o colarinho na presença de interface com chave de cisalhamento. Na análise da atualização da ABNT NBR 9062:2017, percebeu-se alteração no cálculo da força resultante que atua no colarinho H_{supf} .

Conforme se observou em [5], para cálices com interface lisa, tal resultante poderia ser calculada com base na Equação (1), já para cálices com interface rugosa, a resultante seria calculada conforme a Equação (2). Presumiu-se que, para interface com chave de cisalhamento, o cálculo também seria feito conforme a Equação (2).

$$H_{supf} = M_d / 0,67 \ell_{emb} + 1,25V_d \quad (1)$$

$$H_{supf} = M_d / 0,85 \ell_{emb} + 1,2V_d \quad (2)$$

Nestas equações H_{supf} é a força transferida para o colarinho (kN), M_d o momento fletor solicitante de cálculo (kN.cm), V_d a força cortante solicitante de cálculo (kN) e ℓ_{emb} o comprimento de embutimento do pilar (cm).

Tendo como referência a autora [2], a resultante atuante no colarinho sofreu alteração e, de acordo com [4], passou a levar em consideração o coeficiente de atrito (μ) entre as interfaces, sendo utilizada a Equação (3) para o cálculo de cálices com interface lisa ou rugosa. Segundo [4] e [9], para interface lisa deve-se utilizar $\mu \leq 0,3$ e para interface rugosa $\mu \leq 0,6$.

No presente artigo utilizou-se $\mu = 0,3$ para cálices com interface lisa e $\mu = 0,6$ para cálices com interface rugosa.

$$H_{supf} = K_1 + K_2 \quad (3)$$

sendo:

$$K_1 = \frac{M_d - N_d \left[0,25h + \mu \left(\frac{0,1 \ell_{emb} - 0,75\mu \cdot h}{1 + \mu^2} \right) \right]}{0,8 \ell_{emb} + \mu \cdot h} \quad (4)$$

$$K_2 = \frac{V_d \left[\ell_{emb} - \left(\frac{0,1 \ell_{emb} - 0,75\mu \cdot h}{1 + \mu^2} \right) \right]}{0,8 \ell_{emb} + \mu \cdot h} \quad (5)$$

onde H_{supf} é a força transferida para o colarinho (kN), M_d o momento fletor solicitante de cálculo (kN.cm), V_d a força cortante solicitante de cálculo (kN), ℓ_{emb} o comprimento de embutimento do pilar (cm), h a dimensão do pilar na direção do momento fletor (cm) e μ o coeficiente de atrito.

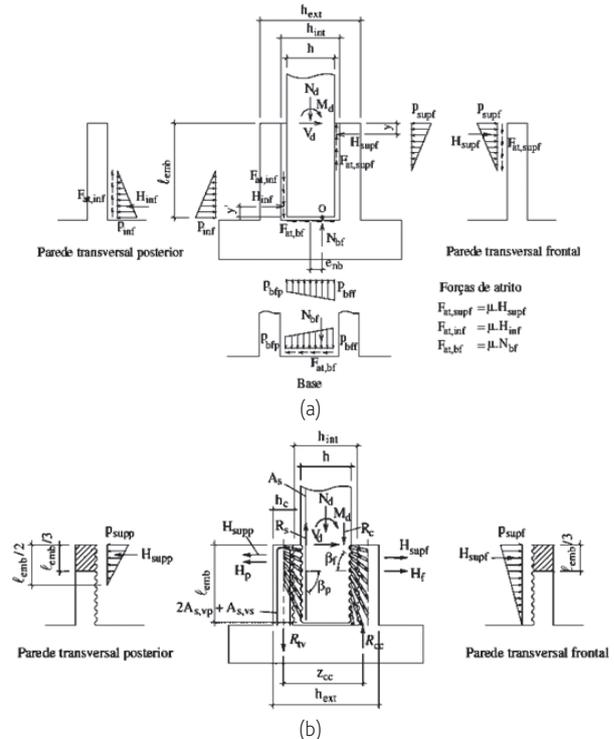


Figura 5 Transferência de solicitações para o colarinho: (a) interface lisa ou rugosa; (b) interface com chave de cisalhamento [1]

Com relação à interface com chave de cisalhamento [4] propõe a Equação (6) e a Equação (7); conforme se pode observar na Figura 5(b), uma parcela da resultante é transferida para a parede frontal, enquanto outra é transferida para a parede posterior.

$$H_{supf} = \frac{[M_d + V_d \cdot \ell_{emb} + N_d (0,5d_c)]}{2,60d_c} \quad (6)$$

$$H_{supf} = \frac{[M_d + V_d \cdot \ell_{emb} - N_d (0,4d_c)]}{0,63d_c} \geq 0 \quad (7)$$

sendo d_c a distância entre o eixo central dos colarinhos.

Deve-se levar em consideração, ainda, o ponto de aplicação (y) dessa resultante, que pode ser observado na Figura 5(a) e 5(b). De acordo com [5], para paredes lisas y era calculado conforme a Equação (8), enquanto que para interfaces rugosas e por chave de cisalhamento era calculado conforme a Equação (9). Tal parâmetro

também sofreu alteração e, segundo [4], deve ser calculado com base na Equação (10), para as interfaces lisa, rugosa e com chave de cisalhamento, submetidas a ações de grande excentricidade.

$$y = h - 0,167 \ell_{emb} \quad (8)$$

$$y = h - 0,15 \ell_{emb} \quad (9)$$

$$y = \frac{\ell_{emb}}{10} \quad (10)$$

nas quais h é a dimensão do pilar na direção da flexão e y o ponto de aplicação da força resultante H_{supf}

Na Figura 6 pode-se observar os valores de H_{supf} transferidos para o cálice, submetido a ações de grande excentricidade, considerando-se os três tipos de interface pilar-cálice conforme [5] e [4]. Verifica-se que para as interfaces lisa e rugosa, a atualização normativa propiciou uma redução no módulo do esforço transferido para as paredes do cálice na ordem de 53,17% e 35,66% respectivamente, no entanto para a interface com chave de cisalhamento o valor da força repassada para o colarinho, proposto pela norma atualizada, foi 6,4% maior que o obtido conforme [5].

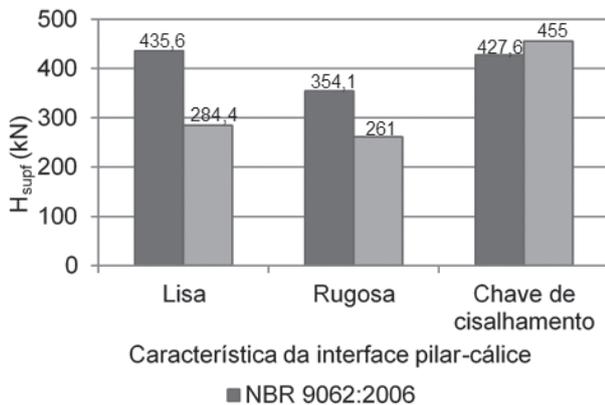


Figura 6 Força horizontal H_{supf} transferida para o cálice

3.2 Armaduras

Com relação à armadura horizontal principal $A_{s,hpl}$ pode-se dizer que sua principal função é transferir a força H_{supf} por meio das paredes longitudinais até a armadura vertical principal [1]. De acordo com [10], a $A_{s,hpl}$ é constituída de duas parcelas, uma referente à armadura horizontal principal transversal $A_{s,hpt}$ e outra parcela referente à armadura horizontal principal longitudinal $A_{s,hpl}$. A autora [1] afirma, ainda, que a armadura horizontal principal deve estar disposta no primeiro terço do comprimento de embutimento, conforme se pode observar na Figura 7(a).

Como pode observar-se na Figura 8(a), a força H_{supf} se aplica na parede frontal e é então absorvida pelas paredes longitudinais devido à sua grande rigidez na direção da força. A armadura horizontal principal, referente às paredes longitudinais, pode ser calculada mediante a Equação (11).

$$A_{s,hpl} = \frac{H_{supf}}{2 \cdot f_{yd}} \quad (11)$$

na qual f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço (kN/cm^2) e $A_{s,hpl}$ a área de aço da armadura horizontal longitudinal principal do colarinho (cm^2).

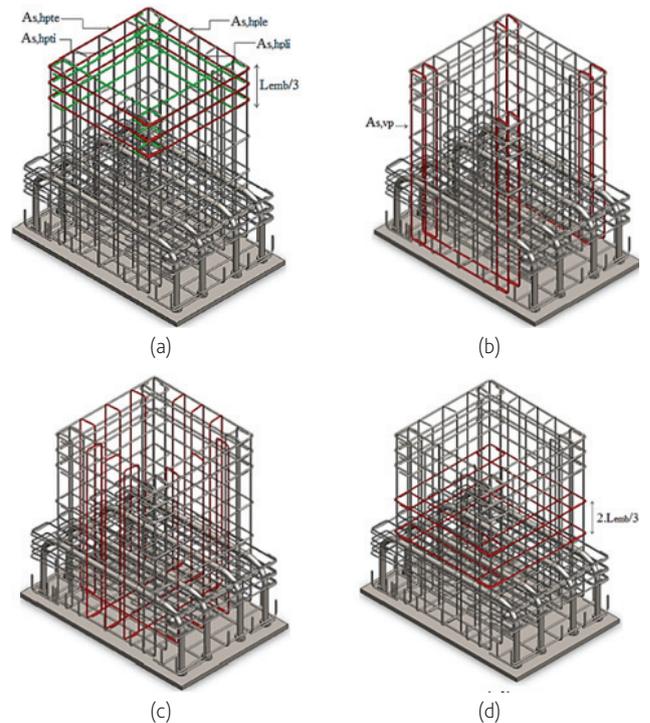


Figura 7 Disposição das armaduras com destaque para a especificidade: (a) $A_{s,hpl}$; (b) $A_{s,vp}$; (c) $A_{s,vs}$ (costura); (d) $A_{s,hs}$ (distribuição) [1]

No dimensionamento da $A_{s,hpl}$, admite-se que a parede frontal estará sujeita a solicitações de tração e flexão conforme Figura 8(b), sendo por vezes a tração preponderante com relação à flexão. De acordo com [11], a força H_{supf} deve ser desmembrada em duas parcelas, uma referente à flexão H_{supf-f} e outra referente à tração H_{supf-t} . Os autores afirmam, ainda, que se pode considerar que 85% de H_{supf} tende a causar tração na parede frontal, enquanto os 15% restantes produzem solicitação de flexão, no entanto recomendam que seja verificada a situação em que 100% de H_{supf} gere solicitação de tração na parede frontal.

O momento fletor e a força normal de tração, na parede do cálice, podem ser calculados mediante as Equações (12) e (13) respectivamente.

$$M_{supf-f} = H_{supf-f} \cdot \left(\frac{b_{int} + h_c}{4} - \frac{b_{int}}{8} \right) \quad (12)$$

$$N_{supf-t} = \frac{H_{supf-t}}{2 \cdot \sin \theta} \cdot \cos \theta \quad (13)$$

onde M_{supf-f} é o momento fletor na parede frontal do cálice devido à força H_{supf-f} ($\text{kN} \cdot \text{cm}$), b_{int} a dimensão do colarinho contígua ao pilar –

ver Figura 3 – (cm), N_{supf-t} a força normal de tração na parede frontal do cálice devido à força H_{supf} (kN), θ o ângulo que a componente da parcela de H_{supf-f} faz com a quina do cálice ($\theta = 45^\circ$), H_{supf-f} a força transferida para o colarinho (kN) e H_{supf-t} a força transferida para o colarinho (kN).

Na Figura 9(a), e conforme apresentado na Figura 7(a), são utilizados estribos com 2 ramos nas paredes do colarinho para as armaduras horizontais, logo, $A_{s,hpt}$ deve ser separada em $A_{s,hpti}$ referindo-se ao ramo interno, e $A_{s,hpte}$ referindo-se ao ramo externo.

Deve-se então converter as solicitações de momento e tração em forças paralelas à parede frontal com as Equações (14) e (15), sendo z o braço de alavanca que forma o binário do momento fletor, calculado pela Equação (16).

Os sinais, positivo e negativo, para a parcela de momento fletor, nas Equações (14) e (15) se referem ao fato de o ramo externo estar sujeito à tração e o ramo interno estar sujeito à compressão (flexão devida ao momento fletor traciona as fibras externas da parede frontal e comprime as fibras internas).

Sendo $R_{s,hpte}$ a força referente à borda externa da parede frontal (kN), $R_{s,hpti}$ a força referente à borda interna da parede frontal (kN), N_{supf-t} a força normal de tração na parede frontal do cálice devido à força H_{supf} (kN), z o braço de alavanca que forma o binário – ver Figura 9 – (cm), d o comprimento útil da parede frontal (cm) e d' a distância da face interna da parede frontal à posição do centroide da primeira armadura horizontal da parede frontal – ver Figura 9 – (cm).

Logo, pode-se armar a seção por meio das Equações (17) e (18). A soma das duas parcelas resultará em $A_{s,hpt}$.

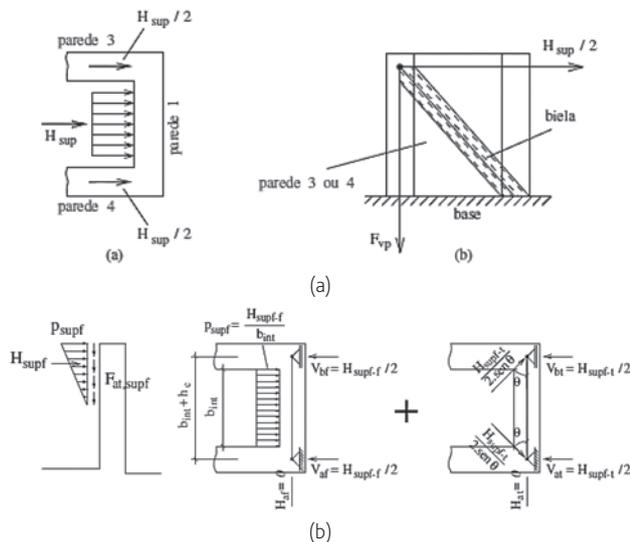


Figura 8 Transferência de esforço para as paredes do cálice: (a) longitudinais; (b) transversais [11]

$$R_{s,hpte} = \frac{N_{supf-t}}{2} + \frac{M_{supf-f}}{z} \quad (14)$$

$$R_{s,hpti} = \frac{N_{supf-t}}{2} - \frac{M_{supf-f}}{z} \quad (15)$$

$$z = d - d' \quad (16)$$

$$A_{s,hpte} = \frac{R_{s,hpte}}{f_{yd}} \quad (17)$$

$$A_{s,hpti} = \frac{R_{s,hpti}}{f_{yd}} \quad (18)$$

Fazendo-se menção à armadura vertical principal $A_{s,vp}$, [10] salientam que a mesma deve ser distribuída nos cantos das paredes longitudinais e transversais de acordo com a Figura 7(b). Para interfaces lisas e rugosas, o cálculo dessa armadura foi feito considerando que a parede do colarinho apresenta comportamento de consolo, sendo necessário verificar se o consolo seria calculado como longo, curto ou muito curto, uma vez que tal consideração influencia na escolha do modelo de cálculo.

De acordo com [1] é necessário, em caso de consolo longo ou muito curto, calcular o mesmo como sendo curto (modelo de bielas e tirantes) para verificar se tal análise conduz a uma taxa de armadura superior. No presente estudo verificou-se que o colarinho calculado como consolo curto conduziu a uma $A_{s,vp}$ superior em todos os casos. Na Figura 9(b) é apresentada a formação da biela e do tirante para a parede longitudinal do cálice.

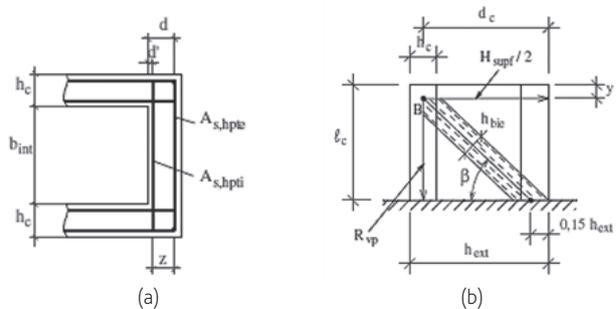


Figura 9 Representação: (a) armaduras transversais; (b) biela e tirante na parede longitudinal [1]

O ângulo β pode ser calculado conforme a Equação (19), a força no tirante é calculada pela Equação (20) e a área de aço conforme a Equação (21).

$$\beta = \arctg \frac{\ell_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - \frac{h}{2}} \quad (19)$$

$$R_{vp} = \frac{H_{supf}}{2} \cdot \text{tg}\beta \quad (20)$$

$$A_{s,vp} = \frac{R_{vp}}{f_{yd}} \quad (21)$$

sendo β o ângulo de inclinação da biela comprimida (graus), ℓ_c a dimensão vertical externa da parede do cálice (cm), y é o ponto de aplicação da resultante H_{supf} em relação à borda superior (cm), h_{ext} a medida entre as faces externas das paredes do colarinho na direção do momento fletor (cm), h a dimensão do pilar na direção do momento fletor (cm), R_{vp} a força atuante no tirante (kN) e $A_{s,vp}$ a

área de aço calculada do tirante (cm^2).

Para as interfaces com chave de cisalhamento, utilizou-se a teoria de flexão para se calcular $A_{s,vp}$, pois, conforme [10], o modelo com tal interface apresenta comportamento semelhante ao de uma ligação monolítica, sendo transferidas, totalmente, as solicitações do pilar para o cálice. A Figura 10 representa a conformação das solicitações na seção transversal do cálice.

Fazendo-se o equilíbrio da seção transversal, obtém-se a Equação (22).

$$R_{cd} = R_{sd} + N_d \quad (22)$$

sendo R_{cd} a força resultante das tensões de compressão no concreto (kN), calculado pela Equação (23), R_{sd} a resultante das tensões de tração nas barras de aço (kN), calculado pela Equação (24), e N_d a solicitação normal (kN).

$$R_{cd} = A_c \cdot \sigma_{cd} = 0,8 \cdot x \cdot h_{ext} \cdot \sigma_{cd} \quad (23)$$

$$R_{sd} = A_{s,tot} \cdot f_{yd} \quad (24)$$

nas quais σ_{cd} é a tensão de compressão no concreto, A_c a área submetida à tensão de compressão no concreto (cm^2), x a posição da linha neutra (cm) e $A_{s,tot}$ a área total de aço necessária para equilibrar a seção (já inclusa armadura de costura).

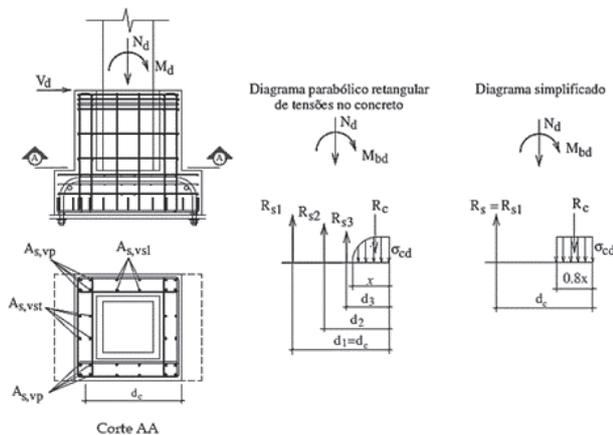


Figura 10 Solicitações na seção do cálice com chave de cisalhamento [1]

Conforme a Figura 10, fazendo-se momento com relação à resultante das armaduras, obtém-se a Equação (25) para obtenção da linha neutra.

$$M_{bd} + N_d \cdot (0,5 \cdot d_c) - A_c \cdot \sigma_{cd} \cdot (d_c - 0,4x) = 0 \quad (25)$$

em que M_{bd} é a somatória do momento atuante M_d mais o momento oriundo da força cortante atuante V_d .

Logo, substituindo-se as Equações (23) e (24) na Equação (22) e aplicando-se a linha neutra obtém-se $A_{s,tot}$. Pode-se então obter a $A_{s,vp}$ conforme a Equação (26).

$$A_{s,vp} = \frac{A_{s,tot}}{2+0,4} \quad (26)$$

Na Equação (26), o número 2 no denominador se refere ao fato de a armadura vertical estar presente nas duas paredes longitudinais e o fator 0,4 se refere à armadura de costura.

Por fim, além das armaduras principais, deve-se colocar no cálice armaduras secundárias horizontais ($A_{s,hs}$) e verticais ($A_{s,vs}$). Segundo [1], as armaduras secundárias têm a função de resistir às solicitações secundárias e controlar a formação de fissuras nas paredes do colarinho. Conforme apresentado na Figura 7(c), a $A_{s,vs}$ também chamada de armadura de costura, possui a mesma forma da armadura principal, e é distribuída nas paredes do colarinho.

Uma vez que a armadura vertical principal é calculada considerando a parede longitudinal como sendo um consolo, a armadura de costura é calculada seguindo a metodologia de [4], para consolos. Deve-se considerar para $A_{s,vs}$ 40% de $A_{s,vp}$ em caso de consolos curtos e 50% de $A_{s,vp}$ em caso de consolos muito curtos. Em caso de consolos longos, a armadura de costura deve ser calculada como armadura de pele [1].

De acordo com [7], a armadura $A_{s,hs}$ representada na Figura 7(d), é calculada como sendo 25% da armadura vertical principal e deve ser distribuída nos 2/3 (dois terços) do comprimento de embutimento restantes.

Com relação à espessura do colarinho, [5] estabelece uma espessura mínima de 10 cm, enquanto [4] propõe uma espessura mínima de 15 cm. Conforme pode-se observar na Figura 11, para uma interface cálice-pilar lisa, variou-se a espessura do colarinho de modo a se observar o comportamento da tensão na biela comprimida das paredes longitudinais do cálice para as solicitações propostas. Segundo [7], a tensão na biela não pode ultrapassar o limite de $0,85 f_{cd}$ logo, para as solicitações propostas, uma espessura de 10 cm apresentou-se inviável, sendo adotado o proposto em [4] de 15 cm.

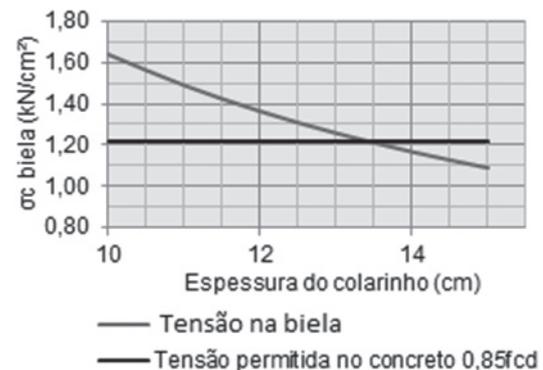


Figura 11 Tensão na biela comprimida em função da espessura do colarinho

4 Resultados e discussões

De modo a analisar-se as diferenças obtidas nas áreas de aço, foram traçados gráficos de barras, para as três interfaces, sendo comparadas as áreas de aço calculadas conforme [4] e [5].

Analisando-se o cálice com interface lisa, Figura 12, verificou-se que a atualização normativa conduziu à redução em todas as áreas de

ação: com relação à $A_{s,hpl}$ e $A_{s,hpt}$ observou-se uma redução de 53,16%, para $A_{s,vp}$ foi verificada uma redução de 41,6%, enquanto para $A_{s,vs}$ e $A_{s,hs}$ houve uma redução de 41,6% e 41,6% respectivamente.

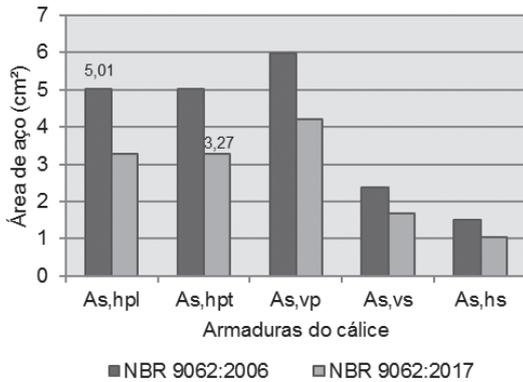


Figura 12 Interface lisa

Com relação aos cálices com interface rugosa sujeitos a ações de grande excentricidade, de acordo com a Figura 13, observou-se que a atualização normativa proporcionou uma redução de 35,6% na armadura horizontal principal, no entanto com relação às áreas de aço $A_{s,vp}$, $A_{s,vs}$ e $A_{s,hs}$ verificou-se uma redução em torno de 25,4%, 25,4% e 25,4% respectivamente.

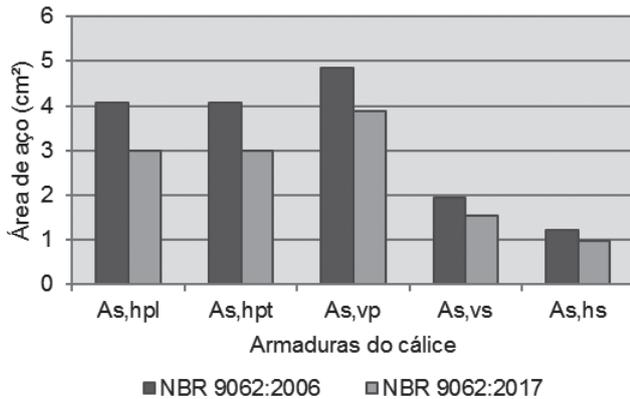


Figura 13 Interface rugosa

Para cálice de interface com chave de cisalhamento, conforme pode-se observar na Figura 14, a atualização normativa provocou nas áreas de aço $A_{s,hpl}$ e $A_{s,hpt}$ um aumento de aproximadamente 6% com relação à área de aço calculada segundo [5], no entanto, observou-se que $A_{s,vp}$, $A_{s,vs}$ e $A_{s,hs}$ não apresentaram variação uma vez que o dimensionamento dessas armaduras foi realizado com base na teoria de flexão, levando em conta apenas as solicitações atuantes (M_d , V_d e N_d), a geometria do elemento estrutural e as propriedades dos materiais (f_{ck} e f_{yk}).

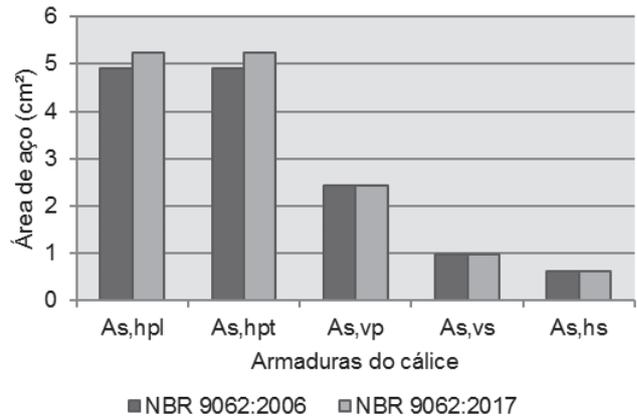


Figura 14 Interface com chave de cisalhamento

Por fim, fez-se um comparativo entre as áreas de aço obtidas para as três interfaces mediante o cálculo proposto em [4], de acordo com a Figura 15. Observou-se que a utilização de interface rugosa conduziu a taxas de armaduras inferiores às obtidas mediante interface lisa (respeitados os coeficientes de atrito, μ , propostos), observou-se, também, que embora se tenha obtido uma área de aço horizontal principal superior às interfaces lisa e rugosa, a interface com chave de cisalhamento conduziu a uma $A_{s,vp}$ cerca de 72% e 58,7% menor que as obtidas com interface lisa e rugosa respectivamente.

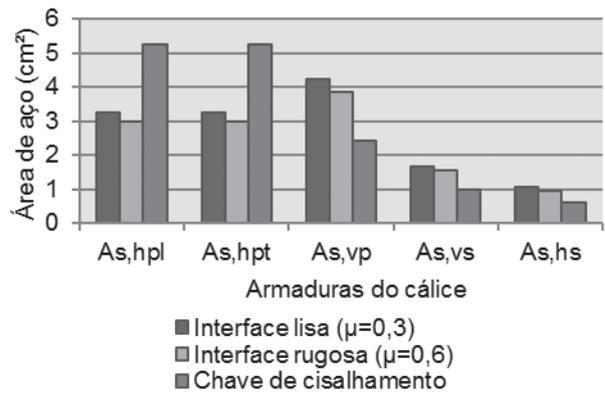


Figura 15 Comparação entre interfaces – grande excentricidade (ABNT NBR 9062:2017)

5 Conclusões

Com base nos resultados obtidos para o dimensionamento do colarinho de um cálice externo com grande excentricidade, verificou-se, em relação ao cálice com interface lisa, que a atualização da NBR 9062:2006 promoveu uma redução significativa nas áreas de aço, chegando a 53% na armadura horizontal e 41,6% na

vertical. Já para o cálice com interface rugosa, verificou-se uma redução na armadura horizontal na ordem de 35,6% e na armadura vertical em torno de 25,4%. Para o cálice com interface com chave de cisalhamento, observou-se que a atualização da norma proporcionou um aumento na armadura horizontal na ordem de 6%, no entanto não apresentou variação na armadura do tirante pelo fato de o cálculo de tal armadura ser feito com base na teoria de flexão. Por fim, comparou-se as taxas de armadura obtidas para as três interfaces conforme [4]. Verificou-se que todas as armaduras obtidas para interface rugosa ($\mu = 0,6$) foram inferiores às obtidas com interface lisa ($\mu = 0,3$), no entanto a interface com chave de cisalhamento apresentou armadura horizontal superior às interfaces lisa e rugosa, mas apresentou uma redução significativa nas armaduras do tirante e na armadura de costura.

Referências

- [1] Campos, G. M. – *Recomendações para o projeto de cálices de fundação*. Tese de Doutorado. Dissertação de Mestrado–Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 183 f. 2010.
- [2] Canha, R. M. F. – *Theoretical-experimental study of column-foundation connection through socket of precast concrete structures*. PhD Thesis – School of Engineering of São Carlos, University of São Paulo, São Carlos, 279 p., 2004.
- [3] Delalibera, R. G.; Silva, W. A.; Giongo, J. S. – "Análise numérica de blocos sobre duas estacas com cálice embutido submetido à ação de força horizontal". *Ciência & Engenharia*, v. 23, n. 1, p. 83-91, 2014.
- [4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 9062:2017 – *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro, 2017.
- [5] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 9062:2006 – *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro, 2006.
- [6] Pieralisi, R.; Machado, R. D. – "Influence of standard recommendations for the calculation of the column-base connection by socket according to ABNT NBR 9062: 2006". *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 10, n. 1, p. 244-259, 2017.
- [7] El Debs, M. K. – *Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*. São Carlos. 2 ed. REENGE, EESC, USP, 2017
- [8] Jaguaribe, K. B. J. – *Ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado com profundidade de embutimento reduzida*. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.
- [9] ECF, Standardization – *Eurocode 2: Design of Concrete Structures-Part 1-1: General rules and rules for buildings*. EN 1992-1-1, 2004.
- [10] Canha, R. M. F.; Campos, G. M.; El Debs, M. K. – "Design model and recommendations of column-foundation connection through socket with rough interfaces". *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, v. 5, n. 2, p. 182-218, 2012.
- [11] Canha, R. M. F.; Jaguaribe, K. B.; El Debs, A. L. H. C.; El Debs, M. K. – "Analysis of the behavior of transverse walls of socket base connections". *Engineering Structures*, v. 31, n. 3, p. 788-798, 2009.

Avaliação simplificada da vulnerabilidade sísmica de construções de taipa do Alentejo

Simplified seismic vulnerability assessment of rammed earth constructions from Alentejo

Rui A. Silva

Antonio Romanazzi

Daniel V. Oliveira

Oriol Domínguez-Martínez

Nuno Mendes

Resumo

O Alentejo possui um vasto património construído em taipa, apesar de o recurso a esta técnica construtiva ter-se tornado residual nas últimas décadas. Este património tradicional gera alguma preocupação relativamente à sua segurança sísmica, uma vez que esta região apresenta uma perigosidade sísmica moderada e as construções em terra são geralmente associadas a uma vulnerabilidade sísmica elevada. Contudo, existe uma falta acentuada de conhecimento sobre o desempenho sísmico das construções tradicionais de taipa do Alentejo, não permitindo concluir sobre a sua estabilidade estrutural.

Este trabalho pretende contribuir para uma melhor compreensão da vulnerabilidade sísmica das construções tradicionais de taipa do Alentejo através da aplicação de uma metodologia de avaliação simplificada do comportamento no plano e fora do plano das paredes de uma amostra de vinte edifícios. Esta metodologia incluiu o cálculo de índices geométricos e uma análise cinemática linear simples. O estudo realizado sugere que o comportamento sísmico destas construções beneficia das suas características arquitetónicas tradicionais.

Palavras-chave: Construção em terra / Taipa / Vulnerabilidade sísmica / Índices simplificados / Análise cinemática

Abstract

An important rammed earth built heritage can still be found in Alentejo, despite its use became marginal during the last decades. This traditional heritage rises some level of awareness with regard to its seismic safety since this region is characterised by moderate seismic hazard and earth constructions are often associated with a high seismic vulnerability. Nevertheless, the existing knowledge is insufficient to correctly assess the seismic performance of traditional rammed earth constructions from Alentejo and conclude about their structural stability.

This work contributes for a better comprehension of the seismic vulnerability of rammed earth constructions from Alentejo by means of a simplified methodology for assessment of the in-plane and out-of-plane behaviour of walls from twenty selected buildings. This methodology included the computation of geometry-based indexes and a simple linear kinematic analysis. The conducted study indicates that the seismic behaviour of these constructions benefits from their traditional architectonic features.

Keywords: Earth construction / Rammed earth / Seismic vulnerability / Simplified indexes / Kinematic analysis

Rui A. Silva

Investigador de Pós-Doutoramento
ISISE/UMinho
Guimarães, Portugal
ruisilva@civil.uminho.pt

Antonio Romanazzi

Aluno de Doutoramento
ISISE/UMinho
Guimarães, Portugal
aromanazzi89@gmail.com

Daniel V. Oliveira

Professor Associado
ISISE/UMinho
Guimarães, Portugal
danvco@civil.uminho.pt

Oriol Domínguez-Martínez

Mestre em Engenharia Civil
Associação Terrachidia
Madrid, Espanha
oriol.arq@gmail.com

Nuno Mendes

Investigador de Pós-Doutoramento
ISISE/UMinho
Guimarães, Portugal
nunomendes@civil.uminho.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

SILVA, R. A [et al.] – Avaliação simplificada da vulnerabilidade sísmica de construções de taipa do Alentejo. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 59-70.

1 Introdução

A terra crua tem sido utilizada durante milhares de anos como material de construção principal em várias regiões do Mundo. As evidências mais antigas da utilização da terra crua remontam a 10 000 a.C., tal como comprovam as escavações arqueológicas das primeiras habitações permanentes do Sudoeste Asiático [1]. Além disto, a utilização da terra ao longo do tempo resultou em diversas técnicas construtivas tradicionais, entre as quais a alvenaria de adobe e a taipa se destacam como das mais utilizadas globalmente [2].

Os adobes são unidades de alvenaria que resultam da secagem ao sol de terra com uma consistência plástica, com a qual são previamente moldados em moldes de madeira. Estas unidades são tipicamente assentes com argamassa à base de terra para construir paredes, arcos, abóbadas e cúpulas [3].

A construção em taipa consiste em compactar terra húmida em camadas no interior de uma cofragem, com o objetivo de construir paredes (ver Figura 1). Esta cofragem é tipicamente chamada de taipal e constitui um elemento fundamental para a execução deste tipo de paredes, que formam estruturas consideradas monolíticas. Os taipais tradicionais são constituídos por elementos de madeira, cuja conceção simples e leve visa facilitar a sua montagem, desmontagem e reutilização por um número reduzido de trabalhadores. São reutilizados de uma forma corrida através de um movimento horizontal para construir os blocos de taipa de uma fiada e depois são movidos verticalmente para construir a fiada seguinte, repetindo-se o procedimento até à altura desejada da parede. Este procedimento implica que o taipal seja apoiado diretamente sobre a fiada anterior com recurso a elementos transversais (agulhas), que podem ou não ser removidos após compactação do bloco de taipa [4]. Em alternativa, o taipal pode ser apoiado externamente numa estrutura preparada para o efeito. Apesar de este último procedimento não ser comum em construções tradicionais, a sua utilização é evidenciada em algumas construções pré-muçulmanas de Espanha [5]. Nas construções de taipa modernas tem-se recorrido frequentemente a taipais apoiados externamente, com a diferença de estes formarem uma cofragem completa e poderem ser constituídos por elementos metálicos, cuja resistência, rigidez e durabilidade são mais elevadas do que os elementos de madeira dos taipais tradicionais. Por outro lado, constituem sistemas de cofragem muito mais pesados que os taipais tradicionais, pelo que a sua montagem e desmontagem não é tão simples.



Figura 1 Paredes de uma casa de taipa em construção.

Existem várias vantagens associadas à construção em terra, tais como a baixa energia incorporada, desempenhos acústico e térmico adequados, elevada resistência ao fogo e capacidade de promover ambientes interiores confortáveis e saudáveis (regulação higrotérmica) [2][3][6]. Porém, estas construções são também conhecidas por uma vulnerabilidade sísmica elevada [7][8], tal como tem sido observado em sismos recentes com intensidade elevada, como por exemplo os sismos de Bam de 2003 [9], de Pisco de 2007 [10] e de Maule de 2010 [11]. A elevada vulnerabilidade sísmica destas construções resulta de vários fatores, entre os quais se destacam geralmente as ligações fracas entre elementos estruturais, elevado peso próprio e os valores reduzidos das propriedades mecânicas (especialmente da resistência à tração).

Apesar de a vulnerabilidade sísmica das construções em terra ser um problema antigo, apenas recentemente se tem assistido a uma preocupação da comunidade científica e técnica em estudar o comportamento sísmico das construções de taipa em específico, mas que se restringe a um número reduzido de investigações experimentais e numéricas. O comportamento estrutural de paredes de taipa no plano tem sido investigado através de ensaios de compressão diagonal em muretes [12][13] e ensaios de corte cíclico de paredes [14][15][16]. Por suavidade, a investigação do comportamento para fora do plano é ainda mais escassa, destacando-se apenas o trabalho de Yamín Lacouture *et al.* [7], onde são apresentados e discutidos ensaios de rotação de paredes para fora do plano e ensaios em mesa sísmica de modelos à escala reduzida (1:5).

De uma forma geral, os estudos experimentais têm permitido constatar a elevada variabilidade das propriedades mecânicas da taipa e o seu comportamento altamente não-linear. O comportamento estrutural de paredes de taipa carregadas no seu plano também tem sido objeto de modelação numérica, quer através do método dos elementos finitos (MEF) [17][18], quer através do método dos elementos discretos (MED) [19]. Os estudos numéricos com o MEF também têm incidido sobre o comportamento sísmico global das estruturas de taipa, nomeadamente através de análises lineares dinâmicas [20], análises não-lineares estáticas (*pushover*) [21] e análises não-lineares dinâmicas [22]. Apesar do carácter pioneiro e relevância de alguns destes estudos, torna-se claro que o comportamento sísmico das construções de taipa ainda não é suficientemente conhecido.

O Sul de Portugal apresenta atualmente um património construído em taipa expressivo, cuja concentração assume maior preponderância na zona meridional da região do Alentejo [4]. Contudo, esta região é também caracterizada por uma perigosidade sísmica moderada, cuja aceleração máxima regulamentar em rocha pode atingir $2,0 \text{ m/s}^2$ [23]. Este facto em combinação com a reconhecida elevada vulnerabilidade sísmica das construções de terra devem ser motivos de preocupação, pelo que se torna imperativo o desenvolvimento de estudos que visem a avaliação do comportamento sísmico das construções de taipa desta região. Só assim será possível promover a proteção deste património construído e assegurar a segurança dos seus utilizadores. Além disso, este conhecimento é relevante para suportar a continuação da utilização desta técnica construtiva na região e estendê-la ao restante território nacional.

O trabalho apresentado neste artigo pretende contribuir para uma melhor compreensão do desempenho sísmico do património

construído em taipa do Alentejo. Para este fim, avaliou-se o desempenho sísmico de um conjunto de vinte construções tradicionais de taipa da região através de uma metodologia simplificada. Esta metodologia considera um conjunto de índices baseados na geometria das construções e que permitem avaliar o desempenho sísmico das construções quando as paredes são solicitadas no plano ou fora do plano.

2 A construção em taipa no Alentejo

A construção em taipa tem uma longa tradição em Portugal, onde prosperou durante a ocupação muçulmana da Península Ibérica entre os séculos VIII e XIII. Por exemplo, os castelos de Paderne e Silves são evidências ainda existentes da utilização desta técnica construtiva durante este período [24]. Estas fortificações constituem parte do património de taipa militar de Portugal e as suas paredes são caracterizadas por espessuras elevadas (em castelos pode atingir cerca de 1,80 m) e por uma percentagem elevada de estabilização com cal aérea [25], explicando a sua elevada durabilidade. Porém, o património construído em taipa de Portugal é principalmente constituído por construções civis na forma de habitações, moinhos, armazéns agrícolas e igrejas [12]. A maioria das construções de taipa existentes foi construída até aos anos 50 do século XX, nomeadamente nas regiões Alentejo, Ribatejo e Algarve [26].

As construções de taipa civil do Alentejo apresentam características que podem variar ligeiramente de local para local, de acordo com os recursos disponíveis e fatores socioculturais [27]. O levantamento apresentado em Correia [26] incluiu a caracterização de quatro dezenas de construções tradicionais de taipa da região e permitiu identificar um conjunto de características arquitetónicas e construtivas deste património, seguidamente resumidas.

Em geral, as construções tradicionais de taipa apresentam uma planta com forma retangular e são constituídas por um único piso, apesar de se ter registado um número reduzido de construções em meio urbano com dois pisos. As fachadas apresentam poucas aberturas, cuja dimensão é reduzida para evitar a entrada excessiva de luz solar, demonstrando uma preocupação com as elevadas temperaturas atingidas nesta região durante o verão. As superfícies das paredes de taipa são rebocadas e, no caso das superfícies exteriores, são caiadas com uma periodicidade anual (ver [28]). As paredes de taipa encontram-se em geral construídas sobre um soco de alvenaria de pedra para evitar um contacto direto com a humidade dos solos e com a água das chuvas. Contudo, registam-se alguns casos em que as paredes de taipa são erguidas diretamente sobre o solo de fundação. Os blocos de taipa apresentam dimensões bastante variáveis em termos de comprimento e altura, respetivamente, 1,40-2,50 m e 0,40-0,55 m. A espessura das paredes é em geral de cerca de 0,50 m, mas pode variar entre 0,40 e 0,57 m. Paredes com espessura inferior (0,10-0,30 m) correspondem em geral a paredes divisorias construídas com alvenaria de adobe ou tabique. Na constituição das paredes de taipa observa-se em geral a utilização de solos locais recolhidos diretamente da fundação e do terreno adjacente à construção ou de um local de empréstimo próximo. Assim, a utilização destes solos locais resulta numa diversidade de características distinguível em termos de cor (vermelha, amarela



Figura 2 Técnicas de reforço sísmico utilizadas nas construções tradicionais de taipa do Alentejo: a) tirantes de ferro; b) contrafortes; c) elementos de reforço dos cunhais

ou cinzenta), percentagem de argila (8-26%) e origem litológica (calcária, quartzítica, arenítica ou xistosa) (ver também [29][30]).

A perceção da necessidade de adoção de medidas de mitigação da vulnerabilidade sísmica é também bastante visível nas construções tradicionais de taipa do Alentejo. É possível observarem-se reforços com tirantes de ferro a ligar paredes opostas, com o objetivo de melhorarem o comportamento monolítico do edifício sob ações sísmicas (Figura 2a). A construção de contrafortes de alvenaria é outra solução utilizada (Figura 2b), embora seja menos frequente. Quando estes contrafortes se localizam em secções intermédias das paredes de taipa, funcionam como paredes de contraventamento que melhoraram o comportamento das paredes de taipa para fora do plano, sobretudo na mitigação do seu derrube para o exterior. Em alguns edifícios, os contrafortes são também encontrados contíguos aos cunhais para reforçarem a ligação entre as paredes ortogonais. Embora não seja observável em construções em bom estado de conservação, a preocupação com o reforço dos cunhais através do método construtivo é também visível em algumas construções degradadas. Nestes casos são introduzidos elementos de reforço de pedra ou de madeira que conferem maior resistência e profundidade à ligação (Figura 2c).

Após os anos 50 do século passado, a construção em taipa caiu em desuso no Alentejo, devendo-se esta situação à introdução e rápido crescimento do uso de materiais de construção ditos modernos (exemplo: betão, aço e tijolo cerâmico) e ao êxodo das populações rurais para os grandes centros urbanos [26]. Contudo, nos anos 80 do mesmo século assistiu-se ao renascer da utilização da taipa como técnica construtiva, promovido primeiramente pela necessidade de reabilitação das construções existentes e posteriormente pelo seu uso em edifícios novos. Note-se que a inexistência de construção nova em taipa durante três décadas exigiu reaprender a técnica, uma vez que este conhecimento popular perdeu-se praticamente no tempo. Este processo foi liderado por um número reduzido de arquitetos mesmerizados pela técnica construtiva e inspirados pelos

ensinamentos dos poucos mestres taapeiros ainda vivos à data [31].

Atualmente, a construção nova em taipa no Alentejo tenta ainda conservar algumas das características arquitetónicas das construções tradicionais. Porém, este é um paradigma que tende a ser alterado por uma nova geração de arquitetos, que começa a negligenciar as características originais e a procurar uma arquitetura mais ousada, inspirada na estética particular da taipa.

A construção em taipa no Alentejo encontra-se num processo de modernização, cujas alterações mais significativas podem resumir-se a: (i) execução de configurações geométricas mais complexas em planta e altura (e.g. distribuição de rigidez de corte pouco uniforme e construção superior a um piso); (ii) execução de paredes com geometria mais complexa (e.g. mais esbeltas, formas curvas e aberturas com vãos extensos ou de geometria irregular); (iii) utilização de sistemas de cobertura modernos e mais pesados (e.g. coberturas planas); (iv) combinação com materiais de construção modernos (e.g. utilização de betão e aço para construção de pilaretes embebidos e vigas de bordadura); (v) recurso à estabilização da taipa com cimento; (vi) reforço com varões de aço embebidos na taipa; (vii) recurso a sistemas de compactação mecânicos (e.g. compactadores pneumáticos); (viii) ausência de rebocos de proteção; (ix) consolidação superficial com soluções à base de silicatos. Estas são mudanças concordantes com a arquitetura de taipa moderna/industrializada de outras regiões do mundo, nomeadamente dos Estados Unidos da América, onde esta técnica tem sido utilizada para construir habitações de luxo e edifícios públicos [32]. Note-se que algumas destas mudanças promovem uma efetiva melhoria das propriedades mecânicas da taipa, que por sua vez podem traduzir-se num melhor desempenho sísmico do sistema estrutural. Por outro lado, o aumento da complexidade da geometria da estrutura antevê-se como prejudicial. Neste sentido, torna-se relevante perceber se a simplicidade da geometria das construções tradicionais de taipa do Alentejo configura uma forma de cultura de construção sísmica que importa preservar.

3 Metodologia de avaliação

De forma a obter-se um melhor entendimento sobre o desempenho sísmico das construções tradicionais de taipa da região do Alentejo, considerou-se uma amostra de construções avaliadas em levantamentos anteriores [26][33]. A análise do desempenho sísmico das construções desta amostra baseou-se na avaliação de índices simplificados, calculados de acordo com a metodologia proposta em Lourenço e Roque [34] e validada em Lourenço *et al.* [35] para igrejas de alvenaria e em Sadeghi *et al.* para edifícios de adobe [36]. Estes índices são calculados com base na geometria das construções e na perigosidade sísmica do local de construção. Note-se que a avaliação sísmica baseada em métodos simplificados é normalmente válida para estruturas de alvenaria com comportamento de caixa (*box-behaviour*) [37]. Contudo, este não é o caso da maioria das construções de alvenaria antiga, uma vez que não apresentam diafragmas de piso rígidos e os seus modos de rotura são dominados por corte no plano e flexão para fora do plano das paredes. Este é também o caso das construções de taipa tradicionais do Alentejo, já que apresentam apenas um único piso e uma cobertura leve de madeira, geralmente apoiada diretamente sobre as paredes. Apesar de os métodos simplificados não serem propriamente adequados para uma avaliação quantitativa da segurança sísmica de construções tradicionais de taipa, podem ser utilizados como indicadores qualitativos do seu desempenho sísmico.

A metodologia simplificada da avaliação do desempenho sísmico da amostra de construções selecionadas consistiu no cálculo de quatro índices, de acordo com as direções principais (longitudinal-X e transversal-Y), em que os três primeiros índices se referem ao comportamento no plano das paredes resistentes (Y_1 , Y_2 e Y_3) e o quarto índice ao comportamento para fora do plano (λ).

O índice Y_1 corresponde a um quociente de áreas em planta, nomeadamente entre a área das paredes resistentes numa dada direção principal i (A_{wi}) e a área total das paredes resistentes do edifício (A_w):

$$Y_{1,i} = \frac{A_{wi}}{A_w} [-] \quad (1)$$

Note-se que este índice apresenta como desvantagem principal o facto de ignorar a esbelteza e o peso próprio do edifício no seu cálculo. Relativamente a valores limite, o Eurocódigo 8 [23] recomenda valores superiores a 0,05-0,06 para estruturas com diafragmas rígidos. Porém, nos casos em que o valor de cálculo da aceleração à superfície para solos rochosos é superior a 0,20 g (elevada sismicidade), Meli [38] recomenda um valor mínimo de 0,1 para edifícios históricos de alvenaria. No caso das construções de taipa não existem valores limite propostos na literatura, pelo que se consideraram os mesmos limites propostos em Lourenço *et al.* [35]. Neste caso, o limite mínimo aumenta linearmente com a aceleração máxima à superfície (PGA) (ver Secção 5 para maior detalhe).

O índice Y_2 relaciona a área das paredes resistentes com o peso da estrutura e é calculado de acordo com a Equação (2), onde G é a ação vertical quase-permanente. Note-se que apesar de este índice considerar a altura da construção através do cálculo das ações

verticais, este apresenta como desvantagem não ser adimensional, o que significa que deve ser analisado para uma unidade fixa, aqui assumida como $[m^2/MN]$. Relativamente a valores limite, Meli [38] recomenda um valor mínimo de 1,2 m^2/MN para edifícios históricos de alvenaria, enquanto um trabalho mais recente [34] recomenda um limite de 2,5 m^2/MN para zonas com sismicidade elevada. Este índice também carece de limites definidos especificamente para construções de taipa, pelo que se assume novamente o limite definido em Lourenço *et al.* [35], que também aumenta linearmente com o PGA (ver Secção 5 para maior detalhe).

$$Y_{2,i} = \frac{A_{wi}}{G} [L^2F^{-1}] \quad (2)$$

O índice Y_3 é um fator do corte basal, uma vez que relaciona o corte induzido pela ação sísmica (F_E) e a resistência ao corte da estrutura ($F_{Rd,i}$). O primeiro parâmetro pode ser determinado com base numa análise estática com cargas horizontais equivalentes à ação sísmica, designadamente $F_E = \beta G$, onde β é um fator sísmico equivalente relacionado com o PGA. Por sua vez, a resistência de corte ($F_{Rd,i}$) pode ser estimada como a contribuição da resistência de todas as paredes resistentes numa dada direção $F_{Rd,i} = A_{wi} f_{vk}$ onde, de acordo com o Eurocódigo 6 [39], $f_{vk} = f_{vkd} + 0,4\sigma_d$. Na ausência de resultados experimentais, a coesão f_{vkd} pode ser assumida de forma conservativa como um valor baixo ou igual a zero, enquanto 0,4 corresponde a um valor regulamentar assumido para o coeficiente de atrito da alvenaria ($\tan \phi$). No caso da taipa, observa-se uma ausência de valores de f_{vkd} disponíveis na bibliografia, pelo que assumir um valor igual a zero para este parâmetro é um procedimento conservativo e resulta na simplificação do cálculo de Y_3 , que se torna independente da altura do edifício:

$$Y_{3,i} = \frac{A_{wi}}{A_w} \cdot \frac{\tan \phi}{\beta} [-] \quad (3)$$

Devido à complexidade e incerteza em definir valores mais precisos de β , Lourenço *et al.* [35] recomenda assumir-se um valor igual ao PGA. Note-se que para a determinação da sismicidade local considerou-se um solo do tipo C como o cenário desfavorável mais provável segundo o anexo nacional do Eurocódigo 8 [23], em que o respetivo coeficiente de solo (S) é 1,20. Relativamente a limites, este índice assume-se como uma verificação de segurança, pelo que deve apresentar um valor superior a um.

O índice relativo ao comportamento para fora do plano, λ , é um fator de esbelteza, uma vez que relaciona a altura das paredes submetidas à ação sísmica para fora do seu plano na direção i (h_{wi}) e a sua espessura (t_w), de acordo com a equação seguinte:

$$\lambda_i = \frac{h_{wi}}{t_w} [-] \quad (4)$$

Em termos de valores limite para este índice, existem várias recomendações definidas especificamente para construção em terra. A norma neozelandesa NZS 4297 [40] é a mais permissiva, uma vez que define um limite máximo de 10, enquanto a norma ASTM E2392-10 [41] é a mais restritiva com um limite máximo de 6. Contudo, na maioria dos documentos consultados (Arya *et al.* [42], IS 13827 [43], NCB204 [44] e NMAC 14.7.4 [45]) é recomendado um limite máximo intermédio, nomeadamente de 8.

Complementarmente ao índice anterior, decidiu-se avaliar o comportamento das paredes para fora do plano com base numa metodologia de análise cinemática linear [46][47], assumindo-se um mecanismo de derrube com comportamento de corpo rígido. Através da consideração de forças horizontais proporcionais à massa e aplicando-se o princípio dos trabalhos virtuais, é possível obter-se a curva de capacidade de um sistema de múltiplos graus de liberdade (MDOF) em termos de deslocamento d e de um fator de carga α . A avaliação da segurança resulta da comparação do requisito sísmico com a aceleração espectral de um sistema com um grau de liberdade (SDOF) equivalente ao sistema MDOF que inicia o mecanismo de colapso (a_0^*). Uma vez que as construções analisadas apresentam apenas um piso (ver secção seguinte), apenas se consideram as paredes como um sistema SDOF. Neste caso o centro de rotação foi determinado assumindo-se uma resistência à tração nula e uma resistência à compressão de $1,0 \text{ N/mm}^2$ (ver esquema da Figura 3). Note-se que a resistência à compressão assumida para a taipa corresponde a um valor aproximado e ligeiramente inferior aos valores reportados para taipa não estabilizada do Alentejo ($1,2\text{-}1,5 \text{ N/mm}^2$) [12][48]. O requisito sísmico das paredes é estimado de acordo com:

$$\text{Requisito} = \frac{a_g \cdot S}{q} \cdot \left(1 + 1,5 \frac{Z}{H}\right) \quad (5)$$

onde a_g é o valor do PGA, q é o coeficiente de comportamento, Z é a posição do centro de gravidade e H é a altura da parede. O coeficiente de comportamento foi definido com base no código italiano [47], assumindo-se que as estruturas de taipa se comportam de forma equivalente a estruturas de alvenaria antiga, cujo fator recomendado é de 2. Além disto, a taipa é um material com comportamento não-linear bastante expressivo [12], cujo sistema estrutural se espera que apresente uma capacidade de dissipação de energia semelhante à da alvenaria antiga.

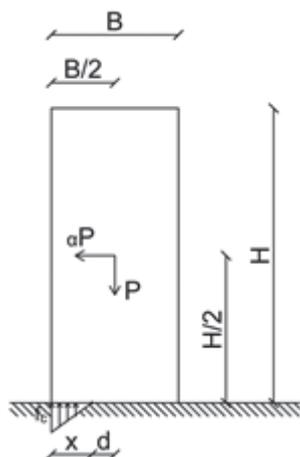


Figura 3 Mecanismo de colapso por derrube assumido para as paredes de taipa

4 Amostra de edifícios

A amostra de construções tradicionais de taipa, avaliada segundo a metodologia apresentada anteriormente, resultou da seleção de edifícios estudados em levantamentos realizados anteriormente no Alentejo, sendo 9 construções identificadas em Domínguez [33] e 11 em Correia [26] num total de 20. Refira-se que destes levantamentos recolheu-se diversa informação sobre construções tradicionais de taipa, designadamente localização, tipo de utilização, tipo de materiais de construção utilizados, utilização de socos de alvenaria, número de pisos, tipologia do ambiente envolvente, tipologia da cobertura, utilização de soluções de reforço e estado de conservação. Contudo, a informação mais relevante para a aplicação da metodologia consiste na disponibilização de elementos desenhados da geometria das construções, essencial para calcular os índices simplificados de desempenho sísmico. Assim, apenas foram selecionados os edifícios apresentando informação suficiente sobre a sua geometria. Note-se que apesar de não ser identificada a data de construção de uma grande parte das construções investigadas, esta terá sido anterior aos anos 50 do século XX, tal como sugerido por Correia [26]. Portanto, a sua construção não teve por base um projeto de execução. Além disto, apenas 20% das construções se encontravam em utilização à data do respetivo levantamento (ID 11, 12, 16 e 20). No entanto, evidencia-se a necessidade de se reunir uma informação mais detalhada sobre as construções de taipa existentes no Alentejo para se obter uma melhor compreensão sobre o seu desempenho estrutural e sísmico.

As características principais das construções selecionadas são apresentadas no Quadro 1 em termos de tipo de utilização, localização, tipologia de cobertura, área de implantação (A_i), PGA, razão entre a dimensão longitudinal e transversal (L/T), espessura média (t_w) e altura média (h_w) das paredes. A Figura 4 ilustra algumas destas construções.

Todas as construções apresentam um único piso (h_w entre 2,1 e 3,6 m) e planta retangular, mas com alongamento bastante variável (L/T entre 1,1 e 4,7). Em termos de função e cobertura, a maioria apresenta uma utilização de habitação e possui uma cobertura de duas águas. As áreas de implantação são também bastante variáveis ($30\text{-}250 \text{ m}^2$), demonstrando a versatilidade da taipa na construção do Alentejo. A Figura 5 permite observar que a localização das construções estudadas é bastante distribuída na região. Além disto, é possível visualizar a perigosidade sísmica da região para sismos distantes de acordo com o Eurocódigo 8 (PGA entre 0,1 e 0,2 g) [23], que se estima ser o cenário mais gravoso comparativamente ao sismo próximo, por apresentar valores superiores de PGA. Relativamente a soluções de reforço sísmico, os levantamentos apenas identificaram na totalidade dos casos a existência ou não de contrafortes, que apenas estavam presentes em 15% das construções (ID 10, 14 e 15). Note-se que a existência destes contrafortes não foi considerada no cálculo dos índices.

Quadro 1 Características principais das construções tradicionais de taipa avaliadas

ID	Ref	Uso	Localização	Cobertura	PGA (g)	A_t (m ²)	L/T (-)	t_w (m)	h_w (m)
1	[33]	Habitação	Colos	2-águas	0,20	117	4,7	0,54	3,4
2	[33]	Habitação	Serpa	2-águas	0,10	149	1,6	0,54	2,9
3	[33]	Habitação	Vales Mortos	2-águas	0,10	236	2,9	0,58	3,3
4	[33]	Habitação	Vales Mortos	2-águas	0,10	146	1,3	0,50	2,5
5	[33]	Habitação	Mértola	2-águas	0,15	169	2,8	0,58	3,4
6	[33]	Habitação	Aljustrel	2-águas	0,15	65	1,1	0,52	2,9
7	[33]	Habitação	Montes Velhos	2-águas	0,10	96	1,6	0,50	3,0
8	[33]	Habitação	Cuba	2-águas	0,10	82	1,2	0,50	3,6
9	[33]	Quinta	Pedrógão	2-águas	0,10	250	4,4	0,50	3,3
10	[26]	Celeiro	Montoito	2-águas	0,06	130	3,2	0,54	3,1
11	[26]	Armazém	Montoito	2-águas	0,06	30	2,1	0,47	2,7
12	[26]	Armazém	Montoito	1-água	0,06	40	2,0	0,50	2,9
13	[26]	Habitação	Montoito	2-águas	0,06	40	1,9	0,50	2,5
14	[26]	Habitação	Safara	1-água	0,10	35	3,1	0,50	2,9
15	[26]	Habitação	Vila Nova de S. Bento	2-águas	0,10	85	1,7	0,46	2,4
16	[26]	Habitação	Santana de Cambas	2-águas	0,10	75	1,5	0,55	3,2
17	[26]	Curral	Saraiva	2-águas	0,15	52	1,1	0,45	2,1
18	[26]	Habitação	Ermidas-Sado	2-águas	0,15	82	1,8	0,45	2,6
19	[26]	Habitação	Ermidas-Sado	2-águas	0,15	60	1,3	0,50	2,8
20	[26]	Habitação	S. Maria do Castelo	2-águas	0,15	67	4,3	0,50	2,9

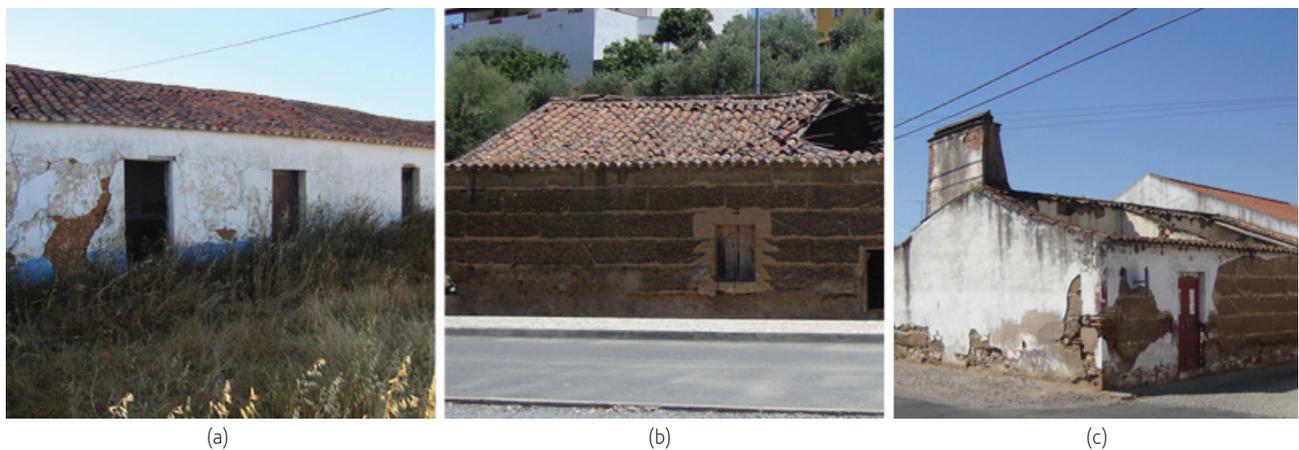


Figura 4 Exemplos das construções de taipa analisadas: (a) ID 1; (b) ID 5; (c) ID 8

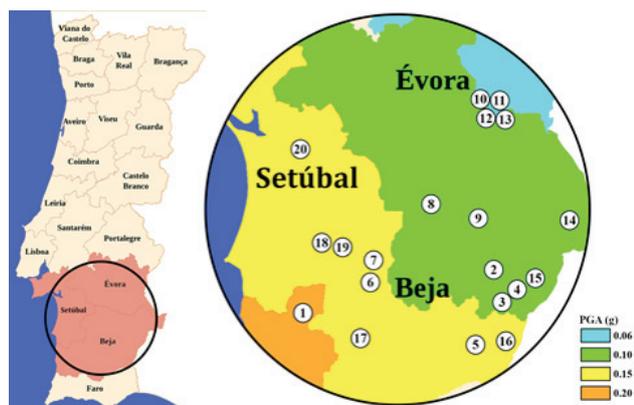


Figura 5 Localização das construções de taipa consideradas para análise e comparação com a perigosidade sísmica local para sismos afastados

5 Resultados e discussão

O cálculo dos índices simplificados levou à consideração de algumas hipóteses relativamente a parâmetros físico-mecânicos representativos da taipa do Alentejo, sendo algumas delas já referidas e justificadas na Secção 3. Adicionalmente, assumiu-se um valor da massa específica da taipa de 1900 kg/m^3 , o que corresponde a um valor intermédio relativamente aos referidos na bibliografia [13]. O valor do coeficiente de atrito também foi assumido considerando a elevada variabilidade associada ao tipo de solo utilizado na construção, pelo que se adotou o valor mínimo apresentado em Jaquin *et al.* [49], nomeadamente $0,70$ ($\phi = 35^\circ$). Note-se que este valor é significativamente superior ao valor regulamentar da alvenaria ($0,4$) definido no Eurocódigo 6 [39]. Além disto, os parâmetros definidos anteriormente não estão disponíveis especificamente para o caso português, destacando a falta de investigação dedicada à caracterização abrangente das propriedades físico-mecânicas do património de taipa nacional.

A Figura 6 apresenta os resultados dos índices referentes ao comportamento no plano quando avaliados para as duas direções principais e compara-os com os limites referidos na Secção 3. De forma a ilustrar a influência das aberturas no cálculo destes índices, a Figura 7 exemplifica o caso da construção ID 13, de onde é possível observar que todas (ou a maioria) das aberturas pertencem às paredes resistentes na direção longitudinal (X). Esta é uma observação aplicável aos restantes casos considerados. Apesar disto, os valores dos índices na direção longitudinal (X) são superiores aos obtidos para a direção transversal (Y), devido ao desenvolvimento retangular em planta das construções avaliadas. De facto, a maioria da área das paredes resistentes orienta-se segundo a direção longitudinal, pelo que se antevê um comportamento sísmico melhor nesta direção. Relativamente aos limites definidos, é possível constatar que os valores do índice Y_1 são superiores ao respetivo limite, com a exceção de 4 construções quando avaliadas na direção transversal. No caso dos índices Y_2 e Y_3 observa-se que todos os edifícios

cumprem os respetivos limites. Além disto, verifica-se que o índice Y_3 depende significativamente do PGA, uma vez que Y_3 apresenta uma clara tendência decrescente com o aumento do PGA. Este aspeto parece indicar que o comportamento sísmico das paredes das construções tradicionais de taipa apenas se poderá considerar comprometida em zonas de perigosidade sísmica elevada a muito elevada (PGA superior a $0,2 \text{ g}$). O facto de o índice Y_3 depender significativamente do PGA e a aparente aleatoriedade da variação dos índices Y_2 e Y_3 em função do PGA também parecem indicar a inexistência de uma relação direta entre a sismicidade local e a geometria das construções.

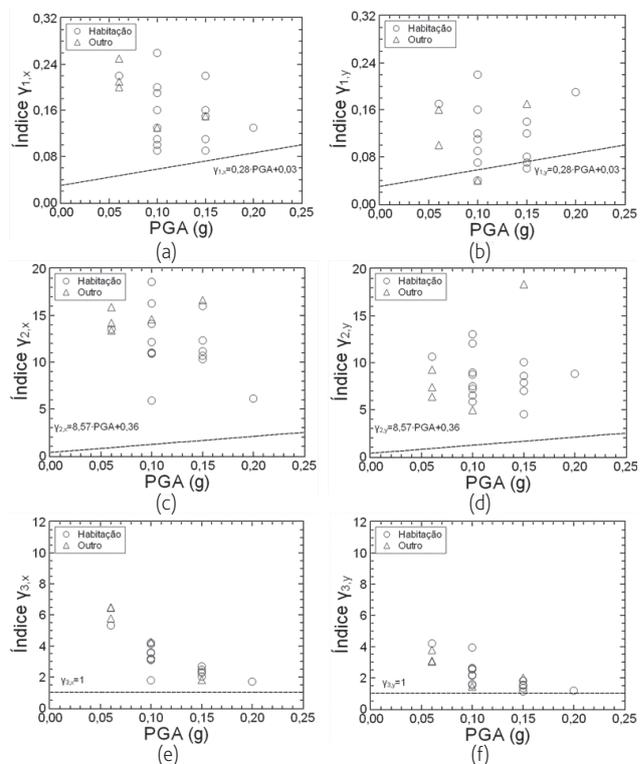


Figura 6 Resultados dos índices relativos ao comportamento no plano: (a) $Y_{1,x}$; (b) $Y_{1,y}$; (c) $Y_{2,x}$; (d) $Y_{2,y}$; (e) $Y_{3,x}$; (f) $Y_{3,y}$

Os resultados da análise do comportamento para fora do plano das paredes das construções tradicionais de taipa são apresentados na Figura 8 em termos do índice λ e da verificação cinemática. Relativamente ao índice λ , todas as construções respeitam o limite menos exigente ($\lambda = 10$) e quase todas respeitam o limite intermédio $\lambda = 8$, excetuando um edifício quando analisado na direção Y. Contudo, o limite mais exigente ($\lambda = 6$) é excedido por 8 edifícios na direção X e 5 na direção Y. Note-se que de acordo com este índice, a direção X é a mais vulnerável, pois apresenta as paredes resistentes mais esbeltas devido à presença das empenas. Além disto, os resultados deste índice parecem não apresentar uma dependência clara com o PGA, indicando que a variação de sismicidade de local para local não terá tido influência na definição da geometria das construções ao nível da altura e espessura das paredes.

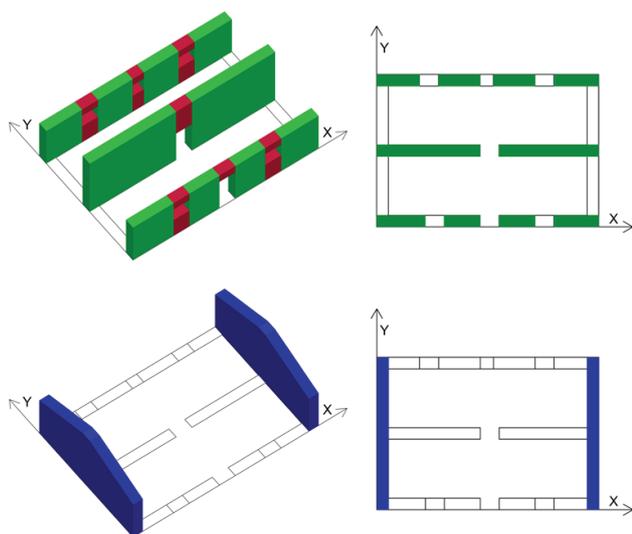


Figura 7 Paredes consideradas no cálculo dos índices de comportamento no plano segundo as respetiva direções principais da construção ID 13

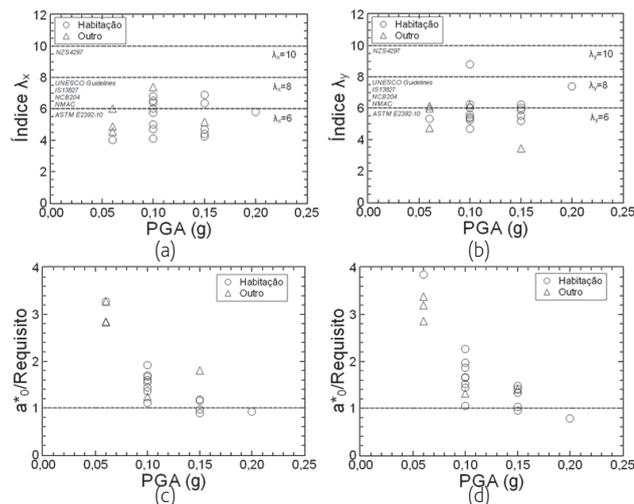


Figura 8 Resultados da análise do comportamento para fora do plano: (a) λ_x ; (b) λ_y ; (c) verificação cinemática na direção longitudinal (X); (d) verificação cinemática na direção transversal (Y)

Relativamente à verificação cinemática e tal como esperado, os resultados demonstram uma tendência decrescente do nível de segurança com o aumento do PGA. Porém, a capacidade sísmica satisfaz o requisito sísmico para quase todos os edifícios, exceto em três construções edificadas em zonas com PGA entre 0,15 g e 0,20 g. Além disto, a capacidade de algumas construções pode ser 1,5-4 vezes maior que o requisito sísmico em áreas com PGA inferior a 0,15 g.

De uma forma geral, constata-se que a maioria das construções tradicionais de taipa analisadas satisfaz os limites impostos para cada índice, sendo o resultado da utilização de práticas tradicionais de

construção, nomeadamente da utilização de geometria retangular e regular em planta, bem como da construção de paredes com espessura elevada. De facto, constatou-se que a altura das construções é o parâmetro com maior variação, cuja importância é assumidamente relevante para o desempenho sísmico das construções tradicionais de taipa. Por exemplo, as construções de taipa utilizadas como armazéns agrícolas apresentam em geral melhor desempenho sísmico, uma vez que para além de apresentarem condições de planta retangular e espessura das paredes semelhantes às das outras construções, são geralmente construções mais baixas, devido a uma exigência inferior das condições de habitabilidade. Relativamente ao comportamento para fora do plano das paredes das construções com contrafortes, não se observou nenhuma relação entre a sua presença e um eventual pior desempenho sísmico. Nestes casos, λ variou entre 4 e 6, enquanto $a^*_0/Requisito$ variou entre 1,7 e 3,4.

6 Conclusões

Este artigo apresenta um trabalho de investigação que permite uma melhor compreensão da segurança sísmica das construções tradicionais de taipa do Alentejo. Para tal, foram analisados 20 edifícios através de uma metodologia simplificada que consistiu no cálculo de índices do comportamento das paredes no plano e para fora do plano, bem como numa verificação segundo um método de análise cinemática linear. Apesar das limitações enunciadas na aplicação desta metodologia às construções de taipa (estruturas sem comportamento de caixa), este estudo sugere que as construções analisadas apresentam, em geral, um comportamento adequado para o sismo afastado regulamentar.

Relativamente ao comportamento das construções analisadas no plano, quatro edifícios (20%) não cumprem o limite definido para o índice Y_1 e nenhum edifício apresentou incumprimento para os índices Y_2 e Y_3 . Contudo, note-se que os limites considerados não foram definidos especificamente para construções em taipa, pelo que estas conclusões deverão ser assumidas com as devidas reservas.

No caso do comportamento para fora do plano, nenhum edifício excedeu o limite mais permissivo considerado para o índice λ , enquanto apenas uma (5%) ultrapassou o limite intermédio e oito (40%) ultrapassaram o mais restritivo. A análise cinemática linear mostrou que apenas 3 edifícios (15%) apresentam um desempenho inferior ao requerido. Além disso, a direção longitudinal revelou ser a mais vulnerável devido à presença das empenas, que aumentam a altura das paredes sujeitas à ação para fora do plano.

Por último, constata-se que o comportamento sísmico das construções tradicionais de taipa beneficiam de muitas das suas características arquitetónicas típicas, entre as quais se pode destacar a construção de um único piso (estruturas de baixa altura), a geometria em planta bastante regular e a utilização de paredes de taipa com espessura bastante elevada. Por outro lado, note-se que a construção moderna em taipa tem seguido uma tendência de aumento de complexidade estrutural, negligenciando muitas das características mencionadas anteriormente. Assim, o dimensionamento de estruturas de taipa modernas em zonas com perigosidade sísmica significativa requer a utilização de métodos de análise avançados que contabilizem os parâmetros relevantes que influenciam o

seu desempenho sísmico. Contudo o desenvolvimento, aplicação e validação destes métodos exige um trabalho de investigação futuro dedicado à caracterização experimental mecânica e estrutural da taipa, bem como à sua modelação numérica. A redução da vulnerabilidade sísmica do património construído em taipa é outro tema que merece investigação futura, e que deve incluir tanto o estudo das soluções de reforço tradicionais (ver Secção 2) como o desenvolvimento e implementação de novas soluções de reforço sísmico. Entre estas últimas, destaca-se o reforço com rebocos armados compatíveis [50] e a introdução de vigas de bordadura [20].

Agradecimentos

Este trabalho foi financiado por fundos do FEDER através do Programa Operacional Fatores de Competitividade - COMPETE e por fundos nacionais através da Fundação para Ciência e a Tecnologia - FCT no âmbito do projeto POCI-01-0145-FEDER-007633, POCI-01-0145-FEDER-016737 (PTDC/ECM-EST/2777/2014) e das bolsas FRH/BPD/97082/2013 e SFRH/BD/131006/2017. Os autores agradecem todo o financiamento concedido.

Referências

- [1] Schroeder, H. – “The development of earth building” em *Sustainable Building with Earth*. Ed. por H. Schroeder, Springer International Publishing, p. 1-46, 2016.
- [2] Houben, H.; Guillaud, H. – *Earth construction: a comprehensive guide*. CRATerre - EAG, Intermediate Technology Publication, 372 p., 2008.
- [3] Minke, G. – *Building with earth, design and technology of a sustainable architecture*. Birkhäuser – Publishers for Architecture, 208 p., 2006.
- [4] Rocha, M. – “Taipa na arquitetura tradicional: técnica construtiva” em *Arquitetura de Terra em Portugal*. Ed. por M. Fernandes e M. Correia, Argumentum, p. 22-26, 2005.
- [5] Jaquin, P. A. – *Analysis of historic rammed earth construction*. Tese de Doutoramento, Universidade de Durham, 2008.
- [6] Allinson, D; Hall, M. – “Humidity buffering using stabilised rammed earth materials”, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials*, Vol. 165(6), p. 335-344, 2012.
- [7] Yamín Lacouture *et al.* – “Estudios de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y refuerzo de casas en adobe y tapia pisada”, *Apuntes: Revista de Estudios sobre Patrimonio Cultural-Journal of Cultural Heritage Studies*, Vol. 20(2), p. 286-303, 2007.
- [8] Oliveira *et al.* – “As construções em taipa e os sismos” em *Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia - SÍMICA 2010*, Aveiro, 2010.
- [9] Maheri *et al.* – “Performance of adobe residential buildings in the 2003 Bam, Iran, earthquake”, *Earthquake Spectra*, Vol. 21(S1), p. 337-344, 2005.
- [10] Blondet *et al.* – “Observed behaviour of earthen structures during the Pisco (Peru) earthquake of August 15, 2007”, em *14th World conference on earthquake engineering*, 2008.
- [11] Elnashai *et al.* – “The Maule (Chile) earthquake of February 27, 2010: Consequence assessment and case studies”, *Mid-America Earthquake Center*, 2010.
- [12] Silva *et al.* – “Effectiveness of the repair of unstabilised rammed earth with injection of mud grouts”, *Construction and Building Materials*, Vol. 127, p. 861-871, 2016.
- [13] Miccoli *et al.* – “Mechanical behaviour of earthen materials: a comparison between earth block masonry, rammed earth and cob”, *Construction and Building Materials*, Vol. 61, p. 327-339, 2014.
- [14] Nabouch *et al.* – “Seismic assessment of rammed earth walls using pushover tests”, *Procedia Engineering*, Vol. 145, p. 1185-1192, 2016.
- [15] Miccoli *et al.* – “In-plane behaviour of rammed earth under cyclic loading: Experimental testing and finite element modelling”, *Engineering Structures*, Vol. 125, p. 144-152, 2016.
- [16] Arslan *et al.* – “Structural behavior of rammed earth walls under lateral cyclic loading: A comparative experimental study”, *Construction and Building Materials*, Vol. 133, p. 433-442, 2017.
- [17] Silva *et al.* – “Modelling the structural behaviour of rammed earth components” em *12th International Conference on Computational Structures Technology*. Ed. por B.H.V. Topping e P. Iványi, Civil-Comp Press, 2014.
- [18] Miccoli *et al.* – “Static behaviour of rammed earth: experimental testing and finite element modelling”, *Materials and Structures*, Vol. 48, p. 3443-3456, 2015.
- [19] Bui *et al.* – “Modeling rammed earth wall using discrete element method”, *Continuum Mechanics and Thermodynamics*, Vol. 28, p. 523-538, 2015.
- [20] Gomes *et al.* – “Seismic resistance of earth construction in Portugal”, *Engineering Structures*, Vol. 33(3), p. 932-941, 2011.
- [21] Ortega *et al.* – “Evaluation of seismic vulnerability assessment parameters for Portuguese vernacular constructions with nonlinear numerical analysis” em *5th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Ed. por M. Papadrakakis, V. Papadopoulos, V. Plevris, 2015.
- [22] Librici, C. – *Modelling of the seismic performance of a rammed earth building*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, 2016.
- [23] NP ENV 1998-1: *Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismo – Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [24] Correia, M. – “Fortificações islâmicas em taipa militar”, *Pedra & Cal*, Vol. 24, p. 16, 2004.
- [25] Braga, A. M.; Estêvão J. M. C. – “Os sismos e a construção em taipa no Algarve” em *Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia*, 2010.
- [26] Correia, M. – *Taipa no Alentejo*. Argumentum, 176 p., 2007.
- [27] Silva *et al.* – “Rammed earth construction with granitic residual soils: The case study of northern Portugal”, *Construction and Building Materials*, Vol. 47, p. 181-191, 2013.
- [28] Gil *et al.* – “Colour Assays: an inside look into Alentejo traditional limewash paintings and coloured lime mortars”, *Color Research & Application*, Vol. 36(1), p. 61-71, 2011.
- [29] Silva, R. A. – *Repair of earth constructions by means of grout injection*. Tese de Doutoramento, Universidade Minho, 2013.
- [30] Gomes *et al.* – “Unstabilized rammed earth: characterization of material collected from old constructions in south Portugal and comparison to normative requirements”, *International Journal of Architectural Heritage*, Vol. 8(2), p. 185-212, 2014.

- [31] Marques *et al.* – “Contemporary use of rammed earth in Portugal. The case of Alentejo coast” em *40th IAHS World Congress on Housing - Sustainable Housing Construction*, 2014.
- [32] Lima *et al.* – “Rammed earth construction nowadays-comparing methodologies and design between Portugal and USA” em *12th World Congress on Earthen Architecture (TERRA 2016)*, 2016.
- [33] Domínguez, O. – *Preservation of rammed earth constructions*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho, 2015
- [34] Lourenço, P. B.; Roque, J. A. – “Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings”, *Construction and Building Materials*, Vol. 20, p. 200-208, 2006.
- [35] Lourenço *et al.* – “Simplified indexes for the seismic assessment of masonry buildings: International database and validation”, *Engineering Failure Analysis*, Vol. 34, p. 585-605, 2013.
- [36] Sadeghi *et al.* – “Seismic performance of historical vaulted adobe constructions: a numerical case study from Yazd, Iran”, *International Journal of Architectural Heritage*, Vol. 12(5), p. 879-897, 2018.
- [37] Lourenço *et al.* – “Analysis of masonry structures without box behavior”, *International Journal Architectural Heritage*, Vol. 5, p. 369-382, 2011.
- [38] Meli, R. – *Structural engineering of historical buildings*, Mexico-City: Fundación ICA, 1998.
- [39] EN 1996-1-1: *Eurocode 6: Design of masonry structures, Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. European Committee of Standardization, 2005.
- [40] NZS 4297: *Engineering design of earth buildings*. Standards New Zealand, 1998.
- [41] ASTM E2392-10: *Standard Guide for Design of Earthen Wall Building Systems*. American Society for Testing and Materials, 2010.
- [42] Arya *et al.* – “Guidelines for earthquake resistant non-engineered construction”, UNESCO, 2014.
- [43] IS13827: *Improving Earthquake Resistance of Earthen Buildings - Guidelines*. Bureau of Indian Standards, 1998.
- [44] NBC204: *Guidelines for Earthquake Resistant Building Constructions: Earthen Building*. Government of Nepal, Ministry of Physical Planning and Works, Department of Urban Development and Building Construction, 1994.
- [45] NMAC 14.7.4: *Housing and Construction. Building codes. General*. 2015 New Mexico Earthen Building Materials Code. Construction Industries Division of the Regulation and Licensing Department, 2015.
- [46] Mendes, N. – “Masonry macro-block analysis” em *Encyclopedia of Earthquake Engineering*. Ed. por Beer *et al.*, Springer, 2014.
- [47] Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*, Decreto Ministeriale, 2008 (em italiano).
- [48] Silva *et al.* – “Assessment of the injection of grouts to repair cracks in rammed earth” em *International RILEM Conference on Materials, Systems and Structures in Civil Engineering, Conference segment on Historical Masonry*, 2016.
- [49] Jaquin *et al.* – “Analysis of historic rammed earth construction” em *5th Int. Conf. Structural Analysis of Historical Constructions*, 2006.
- [50] Oliveira *et al.* – “Characterization of a compatible low cost strengthening. Solution based on the TRM Technique for Rammed Earth”, *Key Engineering Materials*, Vol. 747, p. 150-157, 2017.

Análise de medidas de reforço de paredes de tabique. Estudo numérico

Analysis of strengthening measures of tabique walls.
Numerical study

João Miranda Guedes
André Pires
Tiago Ilharco

Resumo

Este artigo insere-se na análise do comportamento de paredes de tabique, ou seja, paredes de estrutura interna de madeira constituída por tábuas verticais e/ou inclinadas, que são comumente consideradas como paredes de partição de espaços, sem grande capacidade portante. Neste âmbito, este trabalho apresenta o resultado numérico de algumas soluções de reforço que melhoram o seu comportamento mecânico, nomeadamente que dotam estas paredes de (i) uma maior capacidade resistente que permita utilizá-las como elementos portantes verticais capazes de suportar pavimentos e coberturas com fatores de segurança adequados, e de (ii) uma maior rigidez no seu plano de forma a poderem contribuir para o contraventamento das construções. Mostra-se que através da utilização de soluções simples e tecnologia facilmente acessível, recorrendo ao uso de elementos metálicos e de madeira, é possível, se necessário, aumentar significativamente a capacidade resistente vertical e a rigidez ao corte destas paredes.

Abstract

This article is in line with the analysis of the behavior of "tabique" walls (light timber partition walls), i.e. walls with an internal wooden structure made of vertical and/or inclined boards, which are commonly considered as partition walls, without major bearing capacity. In this context, this work presents the numerical results of strengthening solutions that improve these walls mechanical behavior, namely that increase: (i) their load capacity to allow them to be used as vertical load bearing elements, i.e. to sustain floors and roofs with appropriate safety factors, and (ii) their in-plane stiffness so that they may contribute to the constructions' stability as bracing elements. It is shown that by using simple solutions and easily accessible technology, resorting to steel and wooden elements, it is possible, if necessary, to increase significantly the vertical load capacity and the shear stiffness of these walls.

Palavras-chave: Reabilitação / Tabique / Encurvadura / Simulação numérica / Reforço

Keywords: Rehabilitation / "Tabique" technique / Buckling / Numerical simulation / Reinforcement

João Miranda Guedes

Professor Auxiliar
FEUP
Porto, Portugal
jguedes@fe.up.pt

André Pires

Engenheiro Civil (MIEC)
FEUP
Porto, Portugal
andre.manuel.cheu.pires@gmail.com

Tiago Ilharco

Engenheiro Civil (M.Sc.)
NCREP, Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.
Porto, Portugal
tiago.ilharco@ncrep.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.

GUEDES, J. [et al.] – Análise de medidas de reforço de paredes de tabique. Estudo numérico. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 71-82.

1 Introdução

Este trabalho insere-se na temática da reabilitação e surge na sequência de outros estudos efetuados a respeito das construções antigas, [1], [2], tendo neste caso como alvo de estudo as paredes de tabique [3], [4], [5], nomeadamente através de ensaios experimentais em laboratório [6], [7]. A conservação e reabilitação, não só deste elemento construtivo específico, mas de todos os elementos que constituem o património construído antigo em geral, resultam da necessidade, ou apenas da vontade, de manter estas tipologias construtivas pelo valor cultural, económico, social e mesmo simbólico que representam. A documentação, cartas e recomendações internacionais sobre a intervenção e preservação do património construído antigo consideram-no na sua globalidade, como um todo e não um conjunto de partes desfragmentadas que se podem substituir, ou anular em detrimento de outras [8].

As paredes de tabique foram já alvo de um estudo, também numérico, detalhado, efetuado pelos autores deste artigo onde era analisado o seu comportamento em condições normais, não reforçadas [9]. No presente estudo pretende-se agora analisar possíveis soluções de reforço e a melhoria que introduzem, se e quando necessário, no comportamento das paredes de tabique às ações verticais e horizontais no seu plano.

Neste contexto, este trabalho de investigação tem como objetivo último estimular a preservação da construção de tabique, propondo para isso diferentes soluções de reforço tecnicamente acessíveis, utilizando elementos metálicos e de madeira, com vista a melhorar o seu comportamento e, inclusivamente, a dotá-las de capacidade resistente suficiente para suportarem pavimentos e coberturas com fatores de segurança adequados, caso a sua capacidade original não seja suficiente. Para além disso, procura-se também incrementar a rigidez das paredes ao corte no seu plano de forma a poderem contribuir para o contraventamento das construções onde se integram. A análise que se apresenta, de carácter puramente numérico, utiliza os casos de estudo já apresentados no artigo dos mesmos autores anteriormente referido, nomeadamente os mesmos modelos numéricos para a geometria e para os materiais, integrando agora as soluções de reforço que se pretende testar e, simultaneamente, diferentes condições de ligação das paredes no seu contorno. Para além disso, procurou-se numa primeira fase avaliar o impacto que a degradação de algumas das tábuas poderá eventualmente ter no comportamento das paredes à compressão vertical.

2 Breve apresentação dos casos de estudo

Neste ponto serão apresentados brevemente os modelos utilizados e que se encontram descritos com maior detalhe em [9]. Em particular, são analisados 3 modelos de paredes de tabique designados por S, SP e D, os dois primeiros de tabuado simples e o segundo de tabuado duplo (Figuras 1 e 2). Por opção, as análises consideram apenas a contribuição do esqueleto de madeira das paredes, não simulando o material de enchimento nos modelos numéricos. Todos os cálculos foram realizados com recurso ao programa de análise de estruturas SAP2000 [10]. A escolha deste programa apoiou-se nos bons resultados obtidos na simulação de

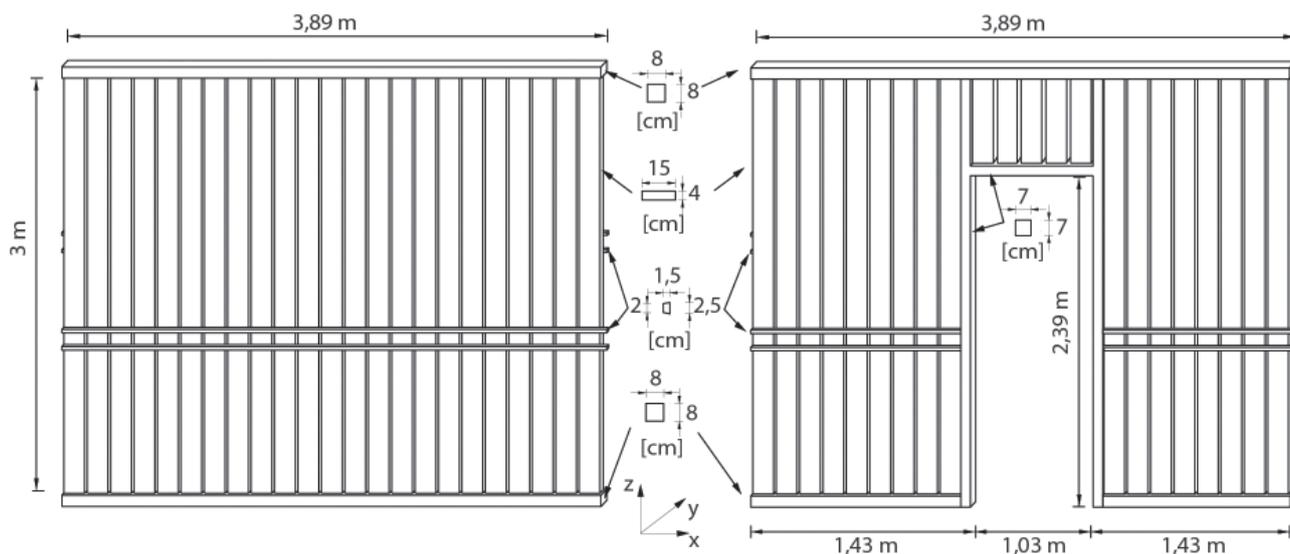


Figura 1 Modelos S e SP (esquerda e direita, respetivamente)

resultados experimentais realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Experimental (LESE) da FEUP em paredes com altura e estrutura de tabuado semelhantes [6].

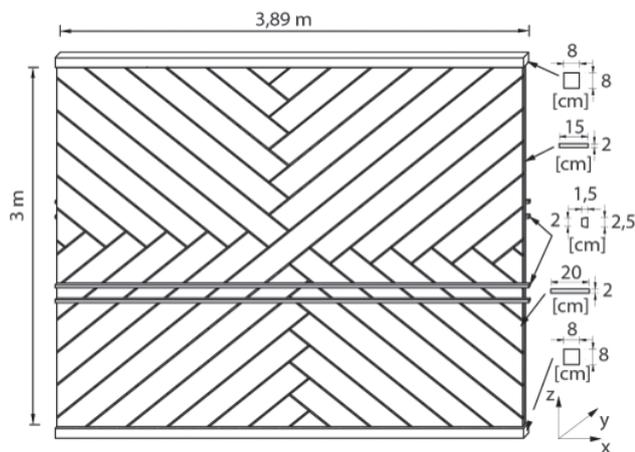


Figura 2 Modelo D

As ripas de madeira (correspondentes ao fasquio) foram posicionadas em cada uma das faces de forma excêntrica em relação ao eixo da parede. Na ligação das ripas às tábuas verticais, e em ambas as faces, foram introduzidos elementos de viga na direção horizontal perpendicular à parede, a simular pregos; esses elementos foram modelados com uma rigidez axial e à flexão muito alta, e uma rigidez à torção muito baixa, de forma a permitir apenas a rotação das ripas em relação às tábuas. A folga entre ripas é de 3 cm, a que qual corresponde um afastamento entre eixos longitudinais de 5,5 cm. Todas as medidas adotadas nos elementos que constituem os tabiques modelados correspondem a valores estimados médios usualmente encontrados neste tipo de paredes. Considerou-se madeira de pinho nacional da classe de qualidade 'E', de acordo com a norma NP 4305 (1995) [11], que corresponde à classe de resistência

das madeiras resinosa C18 definidas na norma EN 338 (2003) [12], e para a qual o valor médio do módulo de elasticidade é $E = 9,0$ GPa. As tábuas, os prumos e os fasquios e os pregos foram discretizados em elementos lineares do tipo viga tridimensional ("Frame" da biblioteca do SAP2000), ou seja, com seis graus de liberdade por nó. Este modelo foi testado em [9] com bons resultados, quando comparados com os obtidos pelo modelo teórico de encurvadura.

3 Impacto causado pela degradação de tábuas

Antes de serem apresentadas as diferentes soluções de reforço a analisar, foram admitidos possíveis cenários de dano associados à deterioração de tábuas escolhidas de forma seletiva, de modo a simular degradações pontuais e a verificar o impacto desses danos no funcionamento à compressão vertical das paredes. Foram considerados quatro cenários de deterioração simulados através da redução do módulo de elasticidade da madeira para 5,0 GPa. De referir que, apesar desses danos, se assumiu que a ligação das tábuas aos outros elementos não sofria alterações, assim como se mantinham inalteradas todas as restantes condições no modelo. Relativamente aos cenários, o primeiro e o segundo afetam a zona central, enquanto o terceiro e o quarto afetam o terço esquerdo da parede. Estes cenários adotam a designação de TF (Tábua Fraca), seguida de C ou T consoante as tábuas com o módulo de elasticidade reduzido se localizam na zona central ou no terço esquerdo da parede, respetivamente, e do número de tábuas degradadas consideradas. Na Figura 3 são apresentados, a título ilustrativo, os esquemas de dano definidos para o modelo S.

Assim, os cenários propostos para a representação de anomalias são os seguintes:

- Cenário TFC1: Modelo com uma tábua fraca no centro;
- Cenário TFC3: Modelo com três tábuas fracas no centro;

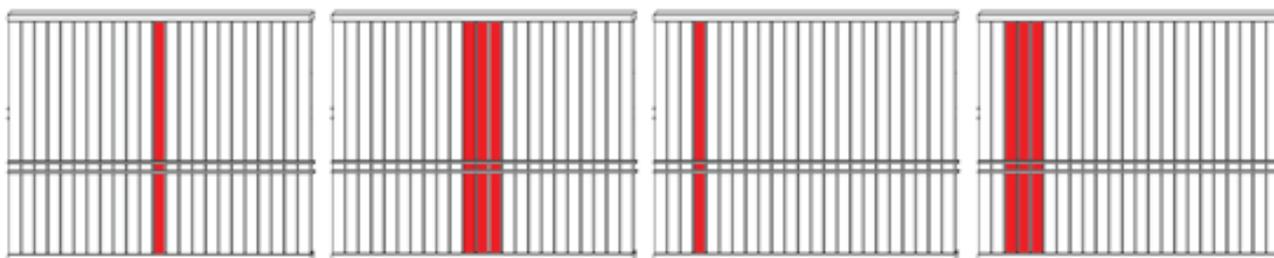


Figura 3 Esquemas de dano: TFC1, TFC3, TFT1 e TFT3, respetivamente

- Cenário TFT1: Modelo com uma tábua fraca no terço esquerdo;
- Cenário TFT3: Modelo com três tábuas fracas no terço esquerdo.

Nesta seção são então estudados os modelos S, SP e D nos quatro cenários de dano referidos. No caso do modelo SP foram apenas introduzidas modificações nos terços da parede, dado que a zona central é ocupada pela abertura. Relativamente aos resultados, constata-se que as configurações da deformada (1º modo de encurvadura) são idênticas às das estruturas base correspondentes às paredes sem qualquer tipo de dano. A diferença reside unicamente no valor da carga crítica uniformemente distribuída que decresce com a introdução do dano, mas de forma pouco significativa. A diferença verificada nos valores das cargas limite é mínima, concluindo-se que, mesmo que a parede tenha uma zona degradada nas condições simuladas, isso não altera significativamente o comportamento geral da parede à encurvadura. Para este resultado contribui, definitivamente, o fasquio que liga as tábuas e obriga a parede a ter uma deformada por encurvadura “homogénea”, atenuando o peso negativo das tábuas danificadas. Os valores para os casos estudados são apresentados no Quadro 1, bem como os valores dos modelos base não danificados.

Quadro 1 Carga crítica de encurvadura (kN/m) (incremento em relação ao modelo Base)

Modelo	Modelo	Modelo	Modelo	Modelo	
S-base	46,4	SP-base	38,7	D-base	7,8
S-TFC1	43,2 (-6,9%)	SP-TFC1	-	D-TFC1	7,7 (-1,3%)
S-TFC3	41,4 (-10,8%)	SP-TFC3	-	D-TFC3	7,4 (-5,1%)
S-TFT1	43,1 (-7,1%)	SP-TFT1	37,3 (-3,6%)	D-TFT1	7,7 (-1,3%)
S-TFT3	41,3 (-11,0%)	SP-TFT3	33,4 (-13,7%)	D-TFT3	7,3 (-6,4%)

Verifica-se que a maior diferença entre os valores obtidos e o valor da carga crítica associado ao modelo base é de cerca de 14%, e que se obtém uma redução idêntica para os cenários de dano na zona central e na zona do terço da parede. Conclui-se portanto que a importância e a relevância destes danos são reduzidas e que não influem significativamente no comportamento da parede nas condições analisadas. Note-se que, no caso do modelo S, este estudo corresponde a considerar 1 a 3 tábuas degradadas num total de 23, ou seja, uma percentagem de dano entre 4,3% e 13,0%, respetivamente.

4 Condições de fronteira

Neste ponto são admitidos cinco cenários associados a diferentes condições fronteira que se podem encontrar, ou introduzir, nestas paredes, podendo algumas ser associadas a medidas de reforço estrutural (Quadro 2):

- Cenário 1: Modelo base com nó extremo esquerdo do frechal superior fixo na direção vertical. Trata-se de uma condição existente em algumas situações reais, nomeadamente quando as paredes encostam a paredes de alvenaria e se encontram ligadas nessa extremidade a vigas de pavimento encastradas na parede;
- Cenário 2: Modelo base com ambos os nós extremos do frechal superior fixos na direção vertical;
- Cenário 3: Modelo base com cantoneiras na ligação dos frechais superior e inferior aos elementos estruturais onde a parede apoia na base e liga no topo. Neste caso trata-se declaradamente de uma ação de reforço;
- Cenário 4: Modelo base com ligação rotulada no topo lateral esquerdo (apoios triplos de translação ao longo de todos os pontos da tábua mais à esquerda). Este cenário pretende simular a ligação entre a parede e outra que lhe é transversal no topo esquerdo. Note-se que neste cenário não se considera a rigidez à rotação que é potencialmente introduzida pelo sistema a utilizar na ligação das paredes;
- Cenário 5: Modelo base com ligação rotulada nos topos laterais esquerdo e direito (apoios triplos de translação ao longo de todos os pontos das duas tábuas extremas). Este cenário pretende simular a ligação entre a parede e outras duas que lhe são transversais em ambos os topos. Também neste cenário não se considera a rigidez à rotação que é potencialmente introduzida pelo sistema a utilizar na ligação das paredes.

Relativamente ao cenário 3, a introdução de cantoneiras de ligação da parede na base e no topo pretende restringir a liberdade de rotação destas duas fronteiras. Na escolha das cantoneiras recorreu-se ao catálogo de chapas e ligadores para madeira da empresa Rothoblaas (www.rothoblaas.pt). Na Figura 4 mostram-se possíveis configurações de ligações utilizando um ou dois angulares colocados simetricamente e, finalmente, a cantoneira escolhida para a análise efetuada.

Trata-se de uma cantoneira de aço ($E = 210$ GPa), de abas desiguais, do tipo WHO ANGOLAR 16080 (aba maior de 160 mm de comprimento, aba menor e largura de 80 mm e espessura de 4 mm). No modelo numérico, a cantoneira é representada por uma

mola de rotação, cuja rigidez foi calculada através de um programa de cálculo estrutural elástico.

Quadro 2 Cenários relativos às condições de fronteira

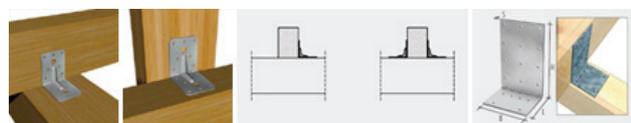
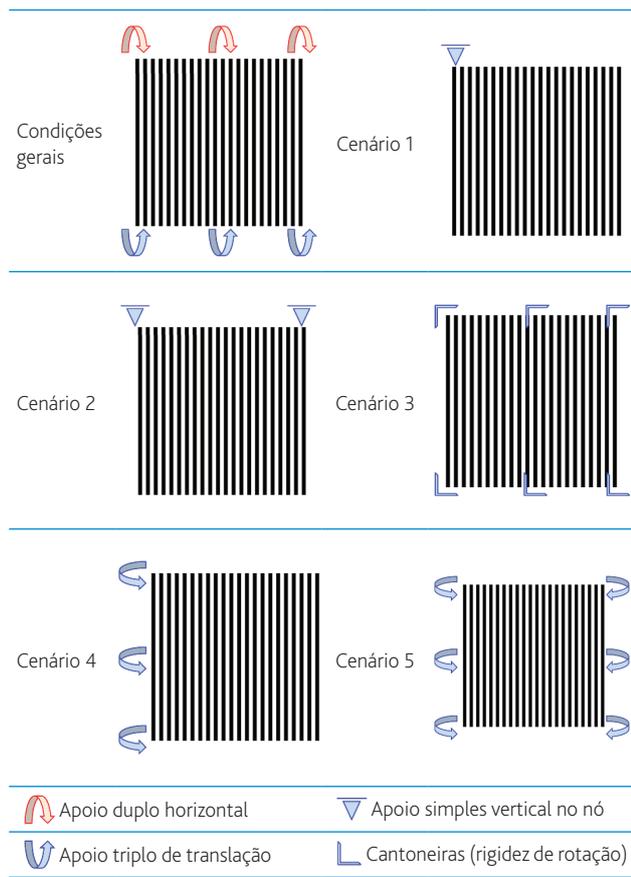


Figura 4 Possíveis ligações com angulares e a peça escolhida à direita

Para isso foi construído um modelo representativo do que se pretende analisar. Estando a cantoneira pregada, e assumindo a eficácia perfeita dessa ligação, quando o elemento vertical, neste caso a parede, sofre uma deformação na direção perpendicular ao seu plano por aplicação de cargas nessa direção, a cantoneira flete a partir do limite da ligação, ou seja, e no presente caso (ilustrado na Figura 5), como se de uma consola com 1/3 do vão da aba menor se tratasse.

Ao modelo numérico que representa a cantoneira com as condições de fronteira referidas, foram adicionadas as características do material e foi aplicada uma carga de 1000 kN/m na parede. O propósito consistia na determinação da rigidez de rotação que a cantoneira é capaz de gerar quando sobre ela é aplicada uma carga distribuída horizontal que simularia o hipotético efeito da

parede. Assim, depois de calculada a estrutura, extraiu-se a rotação e o momento a que o nó B estariam sujeitos: $\varphi = 4,286$ rad e $M = 12,8$ kNm e, através da relação entre o momento e a rotação, determinou-se o valor da rigidez equivalente por cantoneira, $K = 2,99$ kNm/rad.

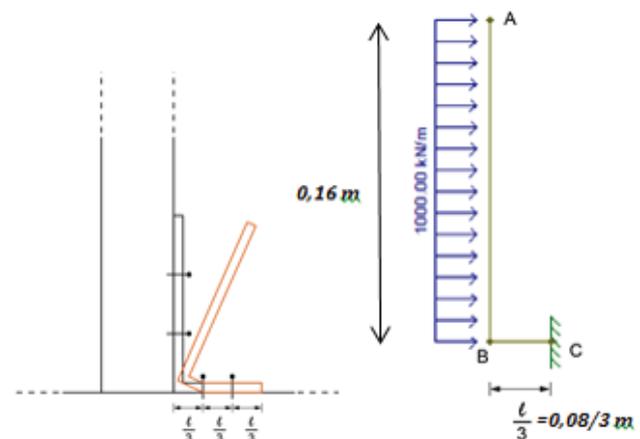


Figura 5 Movimento realizado pela cantoneira e modelo numérico associado

Optou-se por considerar seis cantoneiras por metro de parede (3 em cada face), ou seja, três pares por metro. Esta opção traduz-se numa rigidez por metro de valor igual a $K = 17,9$ kNm/rad/m. No entanto, a rigidez que interessa quantificar é a rigidez por apoio, neste caso por tábua já que os apoios nas paredes no modelo numérico no programa de cálculo SAP2000 se encontram igualmente distribuídos pelas tábuas. Chega-se então a uma rigidez de rotação por apoio de $K = 17,9 \times 0,17 = 3,05$ kNm/rad, sendo a solução simulada através da inclusão desta rigidez em cada apoio, superior e inferior, na direção de flexão da parede para fora do seu plano. Os Quadros 3 e 4 ajudam a compreender e a sistematizar os cenários propostos e as condições que lhes estão associadas. As translações e as rotações bloqueadas são indicadas nas tabelas com o número 1, seguido do valor da rigidez entre parêntesis, no caso de ser finito. Caso se encontrem livres, são indicadas com o número 0.

Quadro 3 Condições de fronteira correspondentes aos frechais inferior e superior

	Nós do frechal inferior				Nós do frechal superior				Nó extremo	
	Ux	Uy	Uz	Rx (kNm/rad)	Ux	Uy	Uz	Rx (kNm/rad)	Uz	Uz
Cenário 1	1	1	1	0	1	1	0	0	1	0
Cenário 2	1	1	1	0	1	1	0	0	1	1
Cenário 3	1	1	1	1 (3,05)	1	1	0	1 (3,05)	0	0
Cenário 4	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0
Cenário 5	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0

Quadro 4 Condições de fronteira correspondentes aos topos esquerdo e direito

	Nós do topo lateral esquerdo				Nós do topo lateral direito			
	Ux	Uy	Uz	Rx	Ux	Uy	Uz	Rx
Cenário 1	0	0	0	0	0	0	0	0
Cenário 2	0	0	0	0	0	0	0	0
Cenário 3	0	0	0	0	0	0	0	0
Cenário 4	1	1	1	0	0	0	0	0
Cenário 5	1	1	1	0	1	1	1	0

5 Ações de reforço principais

Neste capítulo irão discutir-se soluções de reforço de paredes de tabique, prevenindo-se ações que melhorem o seu desempenho e, com isso, o desempenho global do edifício onde se integram. Assim, propõe-se um conjunto de soluções destinadas a melhorar o comportamento e a aumentar a capacidade resistente destas paredes, evitando a sua demolição. Deste modo, são propostos quatro cenários de reforço que incluem o aço e a madeira por se tratar de materiais compatíveis com as componentes e a estrutura das paredes de tabique.

5.1 Reforço utilizando chapas de aço

A primeira ação de reforço proposta diz respeito à introdução de chapas metálicas e considera duas opções. A primeira, designada por RA (abreviatura para Reforço de Aço), corresponde à aplicação de uma chapa de aço S235 ($E = 210$ GPa) com uma largura de 6 cm e uma espessura de 3 mm. Nesta primeira abordagem, a introdução destas chapas implica retirar o reboco e o fasquio. A parede passa a ser constituída apenas pelas tábuas de madeira verticais, ou verticais e diagonais no caso dos protótipos tipo D, e pelas chapas metálicas aplicadas apenas num dos lados da parede. A serem testadas experimentalmente no futuro, como se pretende, poder-se-á equacionar nestas soluções a aplicação direta das chapas sobre o fasquio, ou o corte do fasquio apenas no alinhamento das chapas. A colocação das chapas é feita em forma de cruz de Sto. André: duas chapas colocadas na diagonal e que percorrem toda a parede, e mais duas chapas centradas, uma colocada na horizontal, ao longo de todo o comprimento da parede, e outra na vertical, abarcando toda a sua altura.

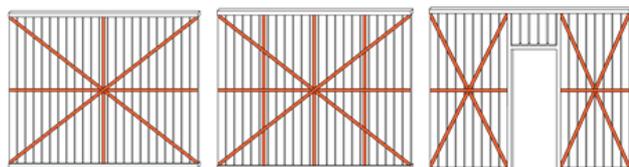


Figura 6 Modelos S-RA, S-RAV, SP-RA

A segunda opção de reforço em aço, designada por RAV (abreviatura para Reforço de Aço Vertical), acrescenta ao cenário RA um reforço suplementar que consiste na adição de chapas verticais aos quartos

do vão. A sua colocação dá origem a uma distribuição de elementos de reforço mais homogénea, colmatando zonas laterais menos rigidificadas. As Figuras 6 e 7 apresentam, de forma esquemática, os cenários de reforço adotados.

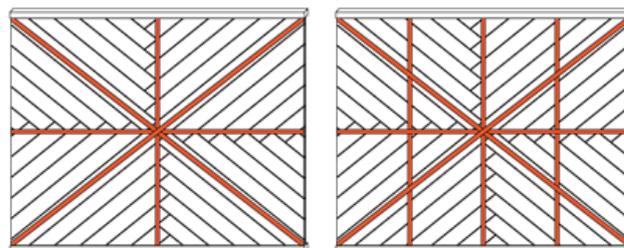


Figura 7 Modelos D-RA, D-RAV

5.2 Reforço utilizando tábuas de madeira

A segunda ação de reforço passa pela utilização da madeira, em detrimento do aço. Assim, é proposta uma ação de reforço RM (abreviatura para Reforço de Madeira) em que são utilizadas tábuas com o mesmo material das tábuas que constituem a parede. Este reforço é executado com quatro tábuas simples (largura $L = 0,15$ m e espessura $e = 0,04$ m), assumindo uma disposição diferente da anterior. Existe um conjunto de três tábuas de reforço dispostas na diagonal: uma tábua diagonal central e duas tábuas diagonais aos quartos da diagonal da parede, e uma tábua vertical que reforça a zona central. Assim, o modelo é composto pelas tábuas que constituem a parede e pelas que servem de reforço e que apresentam as mesmas características.

À semelhança do que acontece para as soluções que envolvem o aço como material de reforço, no caso da madeira é também contemplada a hipótese de inserção de tábuas verticais aos quartos do vão. Para este reforço complementar atribuiu-se a designação RMV (abreviatura para Reforço de Madeira Vertical). As Figuras 8 e 9 apresentam, de forma esquemática, os cenários de reforço adotados.

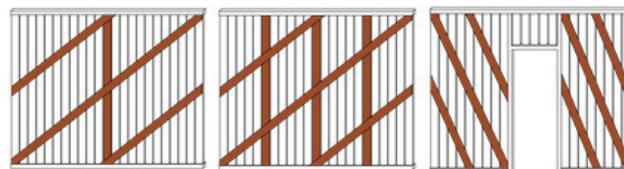


Figura 8 Modelos S-RM, S-RMV, SP-RM

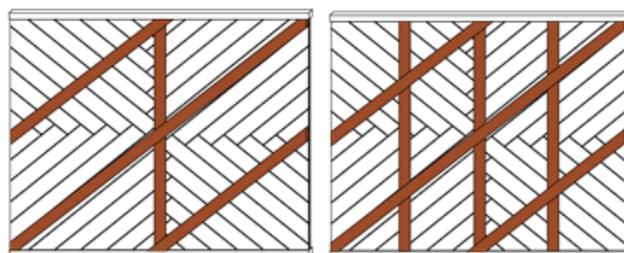


Figura 9 Modelos D-RM, D-RMV

Considera-se nestas operações que as tábuas de reforço serão rigidamente ligadas às tábuas do tabique. Por outro lado, e tal como nas soluções de reforço que envolvem a utilização de aço, considera-se que a intervenção é feita apenas de um lado da parede e que envolve a remoção total do ripado.

6 Análise à compressão vertical (encurvadura)

Definidas as condições de fronteira bem como os quatro cenários de reforço que incluem elementos em aço e madeira: RA, RAV, RM e RMV, a análise prossegue com a determinação do valor da carga de compressão crítica associada a cada modelo. Numa primeira fase, é analisado o comportamento estrutural das paredes de tabique considerando apenas as novas condições de fronteira definidas. Posteriormente é avaliada a melhoria introduzida pelas medidas de reforço em aço e em madeira.

6.1 Apresentação de resultados e discussão

6.1.1 Resultados relativos aos cenários associados às condições de fronteira

Os cálculos efetuados envolvem os 3 modelos em estudo, S, SP e D e a informação relativa aos cenários indicados nos Quadros 3 e 4. O Quadro 5 apresenta os valores da carga crítica correspondente a cada um dos modelos analisados.

Quadro 5 Carga crítica de encurvadura (kN/m) (incremento em relação ao modelo Base)

Modelo	S	SP	D	
Base	46,4	38,7	7,8	
Cenários	1	47,5 (2,4%)	39,8 (2,8%)	8,7 (11,5%)
	2	49,4 (6,5%)	43,6 (12,7%)	10,4 (33,3%)
	3	64,0 (37,9%)	56,1 (45,0%)	20,0 (156,4%)
	4	54,1 (16,6%)	38,7 (0,0%)	10,9 (39,7%)
	5	113,9 (145,5%)	65,7 (69,8%)	29,0 (271,8%)

Nos parágrafos seguintes faz-se a análise comparativa da resposta dos diferentes modelos:

- Modelos S-1 e S-2: Estes dois modelos, com um ou os dois nós extremos do frechal superior fixos na direção vertical z, traduzem-se num incremento máximo da carga de 6,5%, ou seja, reduzido. Observa-se que as tábuas que estão próximas do(s) nó(s) bloqueado(s) experimentam no modo de encurvadura uma curvatura menos acentuada do que as tábuas mais afastadas.
- Modelo S-3: Neste caso, obtém-se uma melhoria de 37,9 % em relação ao modelo S-base. As tábuas encurvam com tripla

curvatura como resultado da restrição da rotação imposta aos frechais pelas cantoneiras.

- Modelos S-4 e S-5: Neste modelo a melhoria só é significativa e bastante benéfica, 145,5%, quando a parede se encontra rotulada em ambas os topos. No caso S-4 a parede encurva apenas no lado não restringido e no caso S-5 o modo de encurvadura é marcado pela deformação da zona central da parede, funcionando os topos como charneiras.
- Modelo SP-1 e SP-2: A consideração destas duas condições de fronteira não alteram significativamente o modo de encurvadura relativamente ao modelo base, nem introduzem melhorias expressivas na capacidade de carga da parede, no limite 12,7%. A zona da parede que encurva primeiro alterna entre os troços de parede que se situam do lado direito (SP-1) e do lado esquerdo (SP-2) da porta.
- Modelo SP3: Este modelo apresenta uma melhoria de 45,0% em relação ao modelo SP-base. As tábuas encurvam com tripla curvatura como resultado da restrição da rotação imposta aos frechais pelas cantoneiras.
- Modelo SP-4 e SP-5: O modelo SP-4 não apresenta qualquer benefício em relação ao modelo SP-base. Esta igualdade resulta de o modo de encurvadura associado a este modelo encurvar, tal como no modelo base, apenas o lado direito da parede, não sendo afetado pelas novas condições de fronteira. No caso do modelo SP-5, constata-se que a parede encurva na zona central, envolvendo apenas os prumos das ombreiras da porta; as tábuas verticais permanecem na posição inicial, uma vez que estas e os prumos se encontram desligados entre si, tal como acontece habitualmente em paredes de tabique reais. Neste caso verifica-se um incremento da carga limite de 69,8%.
- Modelo D-1 e D-2: Enquanto o modelo D-1 apresenta uma deformada para o modo de encurvadura semelhante à do modelo D-base e um incremento da carga crítica de apenas 11,5%, o modelo D-2 apresenta um incremento 3 vezes maior, ou seja, de 33,3%, indiciando que a ligação de ambos os topos laterais da parede influem significativamente no comportamento da parede de tabique.
- Modelo D-3: Verifica-se que o valor da carga crítica aumenta 156,4 % em relação ao valor base, evidenciando que a introdução das cantoneiras materializa uma solução que provoca um aumento considerável da capacidade resistente da parede.
- Modelo D-4 e D-5: A configuração da deformada de D-4 é marcada por uma curvatura muito ligeira na zona do lado restringido, resultando numa eficiência idêntica à obtida com o modelo D-2. No caso do modelo D-5, a parede apenas se deforma na região central, apresentando um valor de carga crítica superior a duas vezes e meia o obtido no modelo D-base, 271,8%.

Como nota final, realça-se que a condição de restrição lateral do movimento das paredes obriga o fasquio a participar de forma ativa no modo de encurvadura, "retardando" a encurvadura das tábuas mais centrais e adoçando a forma do modo.

6.1.2 Resultados dos modelos reforçados com a adição de material

As ações de reforço RA, RAV, RM e RMV foram aplicadas a cada um dos modelos S e D definidos, sendo executadas não só sobre o modelo base, mas também sobre os modelos sujeitos aos cenários 3, 4 e 5 associados às condições de fronteira, de modo a perceber a melhoria que é introduzida na estrutura quando é tida em conta esta ação conjunta. Relativamente ao modelo SP, apenas é considerado o reforço RA, já que os troços de parede que ladeiam a porta (nembos) não apresentam dimensão suficiente para justificar a introdução dos reforços suplementares aos quartos de vão. As condições de fronteira correspondentes aos cenários 1 e 2 não foram consideradas nesta análise por não introduzirem melhorias significativas no comportamento das paredes. Para além disso, lembra-se que as opções de reforço escolhidas, destinadas a melhorar o comportamento à encurvadura das paredes estudadas, implicaram a remoção do fasquiado no modelo numérico de modo a permitir o contacto direto dos elementos de reforço com os elementos verticais (tábuas). Numa situação real, esta remoção poderá eventualmente ser pontual, ou ser efetuada apenas numa das faces; no entanto nestas análises foi considerada como total. Nos Quadros 6 e 7 apresentam-se os valores para a carga crítica dos diferentes modelos reforçados analisados.

Quadro 6 Carga crítica de encurvadura (kN/m) – Reforço em aço

Modelo		S		SP		D	
Reforço		RA	RAV	RA	RA	RAV	
Cenários	Base	85,3	132,5	92,9	19,7	63,0	
	3	106,9	155,5	108,6	33,7	82,4	
	4	88,7	139,0	115,9	20,8	70,4	
	5	97,7	161,2	156,1	21,9	78,1	

Quadro 7 Carga crítica de encurvadura (kN/m) – Reforço em madeira

Modelo		S		SP		D	
Reforço		RM	RMV	RM	RM	RMV	
Cenários	Base	101,4	128,2	89,2	33,1	73,2	
	3	121,9	141,5	98,3	46,2	87,5	
	4	107,9	140,4	89,5	36,5	98,7	
	5	130,1	145,1	89,0	52,1	143,7	

Para uma análise mais detalhada, de forma a perceber a melhoria introduzida por cada solução, apresentam-se os Quadros 8, 9 e 10,

onde se encontram os modelos por ordem decrescente de melhoria introduzida e o respetivo incremento do valor da carga crítica (em percentagem) quando comparada com a que foi obtida para os modelos base; o número na designação dos modelos indica o cenário associado às condições de fronteira.

Para o mesmo modelo são apresentadas, lado a lado, as soluções de reforço que envolvem o aço e a madeira de modo a facilitar a sua comparação quando se combinam com a mesma condição de fronteira. É ainda apresentada a percentagem de subida dos valores das cargas correspondentes aos reforços RAV e RMV relativamente aos modelos RA e RM que apresentam a mesma condição de fronteira.

Quadro 8 Incremento percentual da carga crítica dos modelos S reforçados em relação ao modelo S-Base e entre soluções de reforço (RA vs. RAV e RM vs. RMV) com as mesmas condições de fronteira

	Reforço em Aço		Reforço em Madeira		
	Incremento em relação ao modelo		Incremento em relação ao modelo		
	Base (%)	RA (%)	Base (%)	RM (%)	
S-5-RAV	247,4	65,0	S-5-RMV	212,7	11,5
S-3-RAV	235,1	45,5	S-3-RMV	205,0	16,1
S-4-RAV	199,6	56,7	S-4-RMV	202,6	30,1
S-RAV	185,6	55,3	S-5-RM	180,4	–
S-3-RA	130,4	–	S-RMV	176,3	26,4
S-5-RA	110,6	–	S-3-RM	162,7	–
S-4-RA	91,2	–	S-4-RM	132,5	–
S-RA	83,8	–	S-RM	118,5	–

Quadro 9 Incremento percentual da carga crítica dos modelos SP reforçados em relação ao modelo SP-Base

	Reforço em Aço		Reforço em Madeira	
	Incremento em relação ao modelo SP-Base (%)		Incremento em relação ao modelo SP-Base (%)	
SP-5-RA	303,4	SP-3-RM	154,0	
SP-4-RA	199,5	SP-4-RM	131,3	
SP-3-RA	180,6	SP-RM	130,5	
SP-RA	140,1	SP-5-RM	130,0	

Quadro 10 Incremento percentual da carga crítica dos modelos D reforçados em relação ao modelo D-Base e entre soluções de reforço (RA vs. RAV e RM vs. RMV) com as mesmas condições de fronteira

	Reforço em Aço		Reforço em Madeira		
	Incremento em relação ao modelo		Incremento em relação ao modelo		
	Base (%)	RA (%)	Base (%)	RM (%)	
D-3-RAV	956,4	144,5	D-5-RMV	1742,3	175,8
D-5-RAV	901,3	256,6	D-4-RMV	1165,4	170,4
D-4-RAV	802,6	238,5	D-3-RMV	1021,8	89,4
D-RAV	708,0	219,8	D-RMV	838,5	121,1
D-3-RA	332,1	–	D-5-RM	567,9	–
D-5-RA	180,8	–	D-3-RM	492,3	–
D-4-RA	166,7	–	D-4-RM	367,9	–
D-RA	152,6	–	D-RM	324,4	–

Os valores apresentados para a carga crítica evidenciam uma melhoria no comportamento à encurvadura para todos os casos decorrentes da aplicação dos reforços, quer em aço quer em madeira. Relativamente ao modelo S, verifica-se que a intervenção com o aço ou com a madeira traduz-se em resultados semelhantes. Para o modelo com abertura, a utilização do aço apresenta melhorias mais evidentes e para a parede dupla é o reforço com madeira o mais eficiente. Nos parágrafos seguintes faz-se uma análise mais detalhada destes resultados para os diferentes modelos:

- No modelo S, quando se comparam os resultados dos reforços que complementam os quartos do vão com chapas metálicas, ou tábuas de madeira com as soluções RA e RM, respetivamente, verifica-se que a primeira se traduz num incremento significativo em relação à segunda. As soluções que combinam a introdução do reforço em aço com a "amarração" da parede nos topos e com a introdução das cantoneiras na base e no topo da parede são as que apresentam melhores resultados. Relativamente às paredes reforçadas com madeira, esta ordem de um modo geral mantém-se. Como já foi referido, o reforço com aço ou com madeira origina resultados semelhantes.
- No modelo SP, as soluções com reforço de madeira apresentam piores resultados quando comparadas com as soluções com reforço com aço. Em particular, a solução em aço com os dois topos laterais fixos, a mais eficiente, apresenta um acréscimo de

carga de cerca de três vezes a carga do modelo base, reduzindo-se para cerca de duas vezes no caso de apenas um dos topos se encontrar fixo. No caso do reforço com madeira, as condições de fronteira não alteram significativamente o incremento de carga crítica em relação à situação do modelo base.

- Relativamente ao modelo D, os melhores resultados surgem com a introdução dos reforços RAV e RMV combinados com as condições de fronteira 5, 3 e 4, tal como no modelo S. Para este modelo, a intervenção com madeira apresenta melhores resultados, originando incrementos do valor da carga crítica superiores aos que ocorrem quando são aplicados reforços em aço, podendo atingir incrementos de carga em relação ao modelo base de cerca de dezassete vezes.

7 Comportamento a ações horizontais

Depois de avaliada a capacidade resistente à compressão dos modelos reforçados através do cálculo da carga crítica de compressão, nesta secção avalia-se a rigidez das paredes reforçadas quando submetidas a ações horizontais no plano no topo, ou seja, a capacidade de estas paredes poderem contribuir para o contraventamento horizontal das construções onde se integram.

Estudou-se então, de forma numérica e em comportamento linear elástico, a rigidez das paredes de tabique às ações horizontais referidas, analisando-se o contributo das ripas do fasquio, e a influência da distribuição das tábuas (tabique simples e tabique duplo) e das ações de reforço.

7.1 Modelos analisados

Nesta secção são apenas consideradas como condições de fronteira o cenário base e os cenários 1 e 2. O efeito do cenário 3 é difícil de reproduzir neste modelo e os cenários 4 e 5 não permitiriam a deformação horizontal no plano da parede. Estes cenários são depois combinados com as soluções de reforço descritas anteriormente.

7.2 Comportamento a ações horizontais dos modelos reforçados

Selecionados os modelos a analisar, determinou-se a rigidez horizontal ($k = F/\Delta h$) considerando a média dos deslocamentos horizontais dos dois nós extremos superiores (Δh) quando se aplica uma carga horizontal total F uniformemente distribuída ao longo do comprimento L do freixal superior. Na Figura 10 são apresentados exemplos das deformadas obtidas para os modelos S-2-RAV e SP-2-RM. No Quadro 11 apresentam-se os valores de rigidez obtidos para cada caso estudado e os incrementos em relação aos modelos base respetivos.

Quadro 11 Rigidez horizontal (kN/m) (incremento em relação ao modelo Base)

		Sem reforço		Com reforço			
		Base	1	2	2-RA	2-RAV	2-RM
Modelo S	997	1012	1019	16345	16483	8722	9861
		(1,4%)	(2,2%)	(1539%)	(1553%)	(775%)	(889%)
Modelo SP	761	769	777	10471	–	6295	–
		(0,1%)	(2,1%)	(1276%)	–	(727%)	–
Modelo D	23363	26735	30751	41604	42283	40311	44205
		(14,4%)	(31,6%)	(78%)	(81%)	(73%)	(89%)

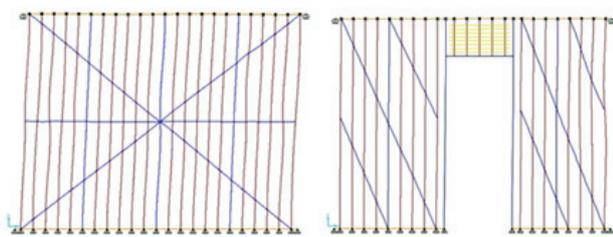


Figura 10 Modelo S-2-RAV e SP-2-RM (exemplos de deformadas)

Em termos gerais, os resultados mostram que o modelo SP apresenta uma diminuição do valor da rigidez horizontal, relativamente ao modelo S, pelo facto de a parede conter uma abertura. Por outro lado, o modelo D-Base apresenta uma rigidez cerca de vinte e duas vezes superior à do modelo S-Base, mostrando que o uso de tábuas diagonais tem um efeito particularmente benéfico para a rigidez horizontal no plano da parede. Nos parágrafos seguintes faz-se uma análise mais detalhada dos resultados obtidos com cada um dos modelos:

- No caso do modelo S, constata-se que, para as soluções que não apresentam qualquer tipo de reforço, a variação do valor da rigidez horizontal é pouco pronunciada, verificando-se que os cenários 1 e 2 não aumentam significativamente a rigidez da estrutura. Porém, as paredes reforçadas apresentam aumentos de rigidez enormes em relação às paredes não reforçadas, sendo maiores no caso dos reforços com aço; o incremento de rigidez da solução RA em relação à RM é de 87%. Por sua vez, o acréscimo de reforços verticais aos quartos do vão não produz aumentos significativos de rigidez.
- Relativamente ao modelo SP, continua a verificar-se que as paredes reforçadas apresentam aumentos de rigidez enormes em relação às paredes não reforçadas, e que a solução com as chapas de aço é a que apresenta maior aumento de rigidez, cerca de treze vezes em relação ao modelo base.
- No caso do modelo D os resultados indicam que a fixação de um ou dos dois nós extremos traz, no caso desta parede e quando comparada com as paredes anteriores, benefícios superiores em termos de rigidez horizontal da estrutura. No que diz respeito às soluções reforçadas, verifica-se que, embora provoquem um aumento considerável no valor da rigidez horizontal da

parede, em termos percentuais esse incremento é menor do que o obtido para os modelos das paredes de tabique simples. A rigidez associada a esta tipologia de parede é maioritariamente conferida pelas tábuas diagonais do tabique.

8 Conclusões

O presente trabalho tem como principal objetivo promover a reabilitação das paredes de tabique como elementos construtivos com valor e interesse técnico e cultural, evitando ações de intervenção que considerem a sua substituição integral e arbitrária por novos elementos. O trabalho surge na continuidade do estudo realizado em artigo anterior que descrevia e caracterizava este tipo de paredes e apresentava a simulação numérica do comportamento à compressão de um conjunto de paredes de tabique de tabuado simples e duplo [9] representativas de situações reais. Em particular, e utilizando os mesmos modelos, neste artigo são testadas algumas soluções de reforço que permitem aumentar, se e quando necessário, a capacidade resistente às cargas verticais das paredes (carga de encurvadura) e a sua rigidez horizontal no plano. Para além disso, foram simulados cenários de dano pontuais nas tábuas verticais do modelo de tabique simples S, tendo-se mostrado, para esses cenários, que o impacto desses danos no comportamento das paredes seria desprezável. Para este comportamento contribui, definitivamente, o fasquio que adoça o modo de encurvadura, atenuando o peso negativo das tábuas danificadas.

Associados a medidas de reforço estrutural, foram admitidos cinco cenários que envolvem diferentes condições de fronteira. Da análise dos resultados concluiu-se que os cenários que mais contribuem para a resistência à encurvadura da parede são o reforço dos topos laterais, através da ligação da parede de tabique a outras que lhe são perpendiculares, e a introdução de cantoneiras na ligação da parede à estrutura dos pavimentos e dos tetos.

Estas condições de fronteira foram depois combinadas com outras ações de reforço, mais interventivas e aplicadas apenas numa das faces das paredes, destinadas a aumentar a sua capacidade resistente à compressão vertical. Foram considerados dois materiais em alternativa: aço e madeira, e duas soluções para cada um dos materiais. Todas as soluções testadas aumentaram significativamente a capacidade resistente destas paredes. No entanto, e de uma forma geral, as melhores soluções surgiram quando foram combinadas com as condições de fronteira referidas anteriormente como mais eficazes. Na fase final do trabalho avaliou-se ainda a rigidez das paredes submetidas a ações horizontais no plano da parede, tendo-se verificado que a parede de tabique de tabuado duplo apresenta uma rigidez ao corte cerca de 25 vezes maior do que a de tabique simples.

Referências

- [1] Teixeira, J.J.Lopes (2004) – *Descrição do Sistema Construtivo da Casa Burguesa do Porto entre os séculos XVII e XIX*, Porto.
- [2] *Manual de Apoio ao Projecto de Reabilitação de Edifícios Antigos* – Coordenação de Vasco Peixoto Freitas e Edição da Ordem dos Engenheiros da Região Norte, Porto, 2012.

- [3] Carvalho, J. (2009) – *Construções em Tabique na Região de Trás-os-Montes e Alto Douro*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UTAD.
- [4] Cepeda, A.J.B. (2009) – *Construções de tabique existentes na associação de municípios do Alto Tâmega*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UTAD.
- [5] Martinho, J.M.G. (2010) – *Construção de tabique na Associação de Municípios da Terra Fria do Nordeste Transmontano*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UTAD.
- [6] Rebelo, A.; Guedes, J. M.; Quelhas, B.; Ilharco, T. (2016) – "Assessment of the Mechanical Behaviour of Tabique Walls Through Experimental Tests". In *Historical Earthquake-Resistant Timber Framing in the Mediterranean Area* (pp. 437-446). Springer, Cham.
- [7] Amorim, M.; Silva, B. Q. D.; Miranda Guedes, J. (2018) – "Experimental assessment of in-plane mechanical behavior of tabique walls". *International Journal of Architectural Heritage*, 1-17.
- [8] ICOMOS (2003) – *Recomendações para a análise, conservação e restauro estrutural do património arquitectónico*.
- [9] Pires, A.; Guedes, J.; Ilharco, T. (2016) – "Análise de paredes de tabique: estudo numérico". *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, rpee | Série III | n.º 1 | julho de 2016, pp 55-66.
- [10] SAP2000 – CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, and SAFE. Computers and Structures Inc. Berkeley, California, USA. Abril, 2009.
- [11] NP 4305 – *Madeira serrada de pinheiro bravo para estruturas. Classificação visual*. Instituto Português da Qualidade, Portugal, 1995.
- [12] BS EN 338 – *Structural timber – Strength classes*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2003.

Esta investigação tem como principal objetivo promover a reabilitação das paredes de tabique como elementos construtivos de grande valor e interesse técnico, histórico e cultural, evitando ações de intervenção que considerem a sua substituição integral e arbitrária por novos elementos. Nesse sentido, o trabalho mostra que através da utilização de soluções simples e tecnologia facilmente acessível, recorrendo ao uso de elementos metálicos e de madeira, poderá ser possível, se e quando necessário, aumentar significativamente a capacidade resistente vertical e a rigidez ao corte destas paredes, dotando-as de uma maior capacidade portante vertical e de contraventamento das estruturas onde se integram.

Caracterização de pavimentos antigos de madeira através de identificação dinâmica

Characterization of old timber floors through dynamic identification

Tiago Ilharco
João Miranda Guedes
Alexandre Costa
Bruno Quelhas
Valter Lopes
Ricardo Gonçalves

Resumo

Os pavimentos de madeira assumem um papel primordial no comportamento de construções antigas, funcionando como elemento de ligação e de distribuição de cargas pelas paredes. A sua caracterização assume por isso um papel fundamental. Neste âmbito, o NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património Lda. [1] utiliza procedimentos de identificação do comportamento dinâmico na abordagem aos projetos de reabilitação estrutural de edifícios antigos com o objetivo de modelar de forma mais realista os pavimentos existentes de madeira. Nesta pesquisa exploratória, integrada em projetos do NCREP e num trabalho de investigação, [2], [3], conseguiu-se, aplicando esta técnica a 3 casos de estudo, estimar: (i) a diferença entre os resultados experimentais e numéricos da frequência de vibração vertical; ii) a influência do soalho e dos apoios das vigas nas paredes na frequência de vibração vertical dos pavimentos e (iii) o grau de encastramento das vigas nos apoios nas paredes.

Abstract

Timber floors play a key role in the behaviour of old masonry and timber buildings; they act as connecting elements of walls and promote the load distribution through the walls. Therefore, its assessment assumes an important role. In this context, NCREP – Consultancy and Rehabilitation of Built Heritage, Lda. [1] includes, in the structural rehabilitation projects of old buildings, procedures of identification of the dynamic behaviour of timber floors, aiming more realistic simulations of these structural elements. In this exploratory research, that involved NCREP projects and investigation work, [2], [3], the application of this technique to 3 case studies allowed estimating: (i) the difference between the experimental and numerical results of the vertical vibration frequencies, (ii) the influence of the floorboards and the supports of the beams on the walls in the vertical vibration frequencies of the floors and (iii) the degree of embedment of the beams in the walls.

Palavras-chave: Caracterização / Pavimentos / Madeira / Identificação dinâmica

Keywords: Assessment / Floors / Timber / Dynamic identification

Tiago Ilharco

Engenheiro Civil (MSc)
NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.
Porto, Portugal
tiago.ilharco@ncrep.pt

João Miranda Guedes

Professor Auxiliar / Engenheiro Civil (PhD)
FEUP / NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.
Porto, Portugal
jguedes@fe.up.pt

Alexandre Costa

Engenheiro Civil (PhD)
NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.
Porto, Portugal
alexandre.costa@ncrep.pt

Bruno Quelhas

Engenheiro Civil (PhD)
NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.
Porto, Portugal
bruno.quelhas@ncrep.pt

Valter Lopes

Engenheiro Civil (MSc)
NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda.
Porto, Portugal
valter.lopes@ncrep.pt

Ricardo Gonçalves

Engenheiro Civil (MIEC)
FEUP
Porto, Portugal
up201402634@fe.up.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

ILHARCO, T. [et al.] – Caracterização de pavimentos antigos de madeira através de identificação dinâmica. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 85-94.

1 Introdução

A reabilitação de edifícios antigos em Portugal, entendidos neste trabalho como construções construídas tipicamente por elementos portantes verticais (paredes) principais de alvenaria de pedra e elementos horizontais (pavimentos e coberturas) em estrutura de madeira, é hoje uma atividade em franca expansão. Envolve procedimentos que exigem o conhecimento do comportamento mecânico dos materiais e elementos estruturais que constituem esses edifícios, e do seu estado de conservação. Em particular, deve envolver ações que melhorem ou efetivem a ligação entre paredes e entre estes elementos e as estruturas dos pavimentos e das coberturas, de forma a promover o funcionamento conjunto de todos os elementos estruturais, assegurando, deste modo, uma boa partilha de esforços. Neste âmbito, os pavimentos assumem um papel particularmente importante, sendo responsáveis pela transferência e distribuição de forças, quer verticais resultantes do uso corrente dos pavimentos, quer horizontais resultantes de impulsos, pelas paredes. De facto, os elementos estruturais horizontais não só são responsáveis pela criação de espaços funcionais a diferentes níveis em altura e de elementos de proteção desses espaços, mas também pelo estabelecimento de conexões entre paredes, promovendo o que se designa habitualmente como comportamento em caixa da construção [4]. Por outro lado, sendo estruturas flexíveis, a capacidade dos pavimentos é normalmente condicionada por questões de deformação e/ou vibração induzida pelo uso, sendo esta última característica uma das principais razões apontadas por alguns dos intervenientes nos processos de reabilitação para a sua substituição, ou reforço, apesar de muitas destas estruturas, aparentemente deficitárias, terem demonstrado um comportamento satisfatório ao longo da sua vida útil.

É por isso importante caracterizar corretamente as propriedades mecânicas e o comportamento estrutural dos pavimentos. É possível estimar algumas características das madeiras através de ensaios sónicos, ou de penetração, utilizando por exemplo instrumentos como o *Pilodyn* e o *Resistógrafo*, mas os resultados destes ensaios são não só locais como não existem correlações suficientemente fiáveis com as propriedades mecânicas da madeira [5]. Alternativamente, existe a possibilidade de estimar o comportamento global de pavimentos através da realização de ensaios de carga [4], um procedimento não destrutivo, mas que envolve meios pesados e custos mais elevados, normalmente inoportáveis numa intervenção corrente.

Neste trabalho procura-se estimar as características e o comportamento global de pavimentos de madeira antigos através de metodologias simples de identificação ou medição do seu comportamento dinâmico. Esta metodologia, adotada habitualmente pelo NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património Lda. na abordagem aos projetos de reabilitação estrutural de edifícios antigos, permite estimar e modelar de forma mais realista as características dos pavimentos de madeira, e melhor sustentar eventuais necessidades de reforço estrutural [6], [7]. A pesquisa exploratória apresentada neste trabalho fez parte de um trabalho de investigação [2], [3] e baseia-se nos resultados obtidos em 3 edifícios localizados no Porto, alvo de projeto de reabilitação estrutural por parte do NCREP.

Através do uso de acelerómetros foram medidas frequências de vibração de um conjunto de pavimentos e estimadas algumas das suas características através do ajuste destes resultados experimentais aos obtidos através de programas de análise estrutural. A medição do comportamento dinâmico de pavimentos, ou seja, considerando as características reais que o determinam, permitiu adquirir uma maior sensibilidade na modelação estrutural dos pavimentos de madeira. Em particular, permitiu verificar a influência do soalho e das condições de encastramento dos apoios das vigas nas paredes no comportamento dinâmico dos pavimentos, e estimar valores para este encastramento. Os benefícios dos procedimentos de identificação dinâmica são, entre outros, o seu carácter totalmente não destrutivo, a facilidade de transporte do equipamento, o rápido processamento dos resultados e o baixo custo de todo o processo.

2 Sistema estrutural e comportamento dinâmico dos pavimentos de madeira antigos

Os pavimentos de madeira de edifícios antigos apresentam tipicamente uma estrutura principal constituída por vigas de madeira de castanho, carvalho ou pinho, que se apoia em paredes de alvenaria de pedra e suporta o soalho e a estrutura do teto subjacente, Figura 1. Em edifícios anteriores ao século XX as vigas têm secção circular, e apenas em construções posteriores aparecem vigas retangulares [8], Figura 2. No caso de vigas de secção circular, irregulares, a horizontalidade do soalho era assegurada com a colocação de tacos de madeira sob o soalho, e a dos tetos com a colocação de um vigamento transversal ao anterior e/ou a interposição de tacos de madeira. Entre vigas, e centrados com o seu eixo, existem troços de viga transversais, designados por tarugos, que contraventam a estrutura e estabelecem alguma continuidade das vigas nessa direcção. Nalgumas situações, os tarugos são entalhados, ou apresentam formas distintas, por exemplo em cruz (tarugos de cruzeta), apresentando habitualmente secção idêntica ou inferior à das vigas.



Figura 1 Pavimento de madeira de uma construção antiga de alvenaria. Vigas de secção transversal circular



Figura 2 Pavimento de madeira de uma construção antiga de alvenaria. Vigas de secção transversal retangular

Embora o sistema de vigas constitua a estrutura principal resistente dos pavimentos, o soalho tem também uma função estrutural importante. Para além de permitir o uso corrente dos pavimentos, o soalho, juntamente com os tarugos, distribui as cargas verticais pelas vigas e homogeneiza o comportamento dos pavimentos. Permite que o pavimento deformado assuma uma forma contínua e que as vigas recebam cargas proporcionais à sua rigidez. Esta função é particularmente importante, quando sabemos que, em particular no caso de peças de secção circular, as vigas podem apresentar diâmetros diferentes entre si e variações de secção ao longo do seu comprimento resultantes da redução de secção que ocorre no sentido de crescimento dos troncos. Aliás, nestes casos observa-se *in situ*, e como boa norma construtiva, a colocação dos troncos lado a lado, dispostos a 180°, uns em relação aos outros.

Relativamente a dimensões das peças, de uma forma geral, as construções ordinárias apresentam elementos portantes verticais distribuídos de tal forma que permitem a utilização de vigas de pavimentos com vãos inferiores a 6 m. As vigas de madeira de secção circular apresentam diâmetros variáveis entre 10 e 40 cm e encontram-se espaçadas entre eixos de 40 a 70 cm. No caso das vigas retangulares, as secções apresentam alguma standardização, sendo comum encontrar vigas com 8 x 22 cm² e 8 x 16 cm². Encontram-se soalhos com diferentes espessuras, variando normalmente entre 2,5 e 3,5 cm.

O comportamento dinâmico de um pavimento de madeira é determinado por vários fatores, tais como a sua massa, rigidez, amortecimento e características geométricas e estruturais, nomeadamente a existência de tarugos, a espessura do soalho, o tipo de ligação entre vigas e paredes, etc. Acontece frequentemente que pavimentos dimensionados ou verificados para atender ao critério de deformação exibem problemas de vibração. O critério

de deformação tradicional não garante, necessariamente, um comportamento dinâmico satisfatório e, nesse sentido, é importante limitar os valores mais baixos das frequências dos pavimentos, com o intuito de atender aos requisitos de conforto. Note-se ainda que, porque o aumento da massa pode diminuir as frequências para níveis críticos, a utilização de materiais pesados em pavimentos de madeira (por oposição à baixa densidade da madeira), como lajetas de betão, se não for corretamente concebida, pode resultar em comportamentos dinâmicos desadequados.

3 Procedimento dinâmico

O procedimento utilizado na identificação dinâmica dos pavimentos utilizado pelo NCREP, e aplicado no âmbito deste trabalho, é bastante simples. Um sismógrafo mede as acelerações verticais dos pavimentos e/ou das vigas dos pavimentos submetidas a vibração ambiente e à aplicação de impulsos verticais espaçados no tempo, Figuras 3 e 4. Nestes processos é essencial realizar um planeamento prévio e cuidadoso dos ensaios, que defina, entre outros aspetos, o equipamento a utilizar, o posicionamento dos acelerómetros e a duração dos ensaios. Porque os pavimentos de madeira apresentam um peso reduzido, durante a realização dos ensaios é importante não perturbar os pavimentos com a introdução de massas adicionais, como as dos operadores dos ensaios; pequenas variações de massa podem nestes casos afetar significativamente os resultados.



Figura 3 Utilização de sismógrafo na identificação dinâmica de um pavimento de madeira no centro do Porto

Nos ensaios foram utilizados sismógrafos constituídos por acelerómetros triaxiais (GeoSIG GSR-18bit), com uma frequência de aquisição de 250 Hz. Por outro lado, os aparelhos devem posicionar-se em pontos de maior deslocamento modal e evitar pontos de deslocamento modal nulo nos modos de vibração com interesse em identificar. Adicionalmente, a aquisição de dados num ensaio dinâmico, em particular quando se utiliza apenas vibração ambiente, deve ser efetuada num intervalo de tempo igual a $1000 \times T_{max}$ sendo T_{max} o maior período, ou o período correspondente à menor frequência que se pretende identificar. No caso de pavimentos de madeira, geralmente deve-se considerar um período de aquisição

de 1 a 3 minutos para assegurar que as principais frequências de vibração sejam adequadamente caracterizadas.



Figura 4 Utilização de sismógrafo na identificação dinâmica de um pavimento de madeira na Baixa pombalina

Nos ensaios foram utilizados sismógrafos constituídos por acelerómetros triaxiais (GeoSIG GSR-18bit), com uma frequência de aquisição de 250 Hz. Por outro lado, os aparelhos devem posicionar-se em pontos de maior deslocamento modal e evitar pontos de deslocamento modal nulo nos modos de vibração com interesse em identificar. Adicionalmente, a aquisição de dados num ensaio dinâmico, em particular quando se utiliza apenas vibração ambiente, deve ser efetuada num intervalo de tempo igual a $1000 \times T_{max}$ sendo T_{max} o maior período, ou o período correspondente à menor frequência que se pretende identificar. No caso de pavimentos de madeira, geralmente deve-se considerar um período de aquisição de 1 a 3 minutos para assegurar que as principais frequências de vibração sejam adequadamente caracterizadas.

Efetuada os registos temporais em aceleração, os resultados são decompostos em frequências através da utilização de algoritmos clássicos de FFT, e comparados com os obtidos através de modelos numéricos ou analíticos da estrutura, Figura 5. Neste caso os registos foram analisados através do programa GeoDAS [9].

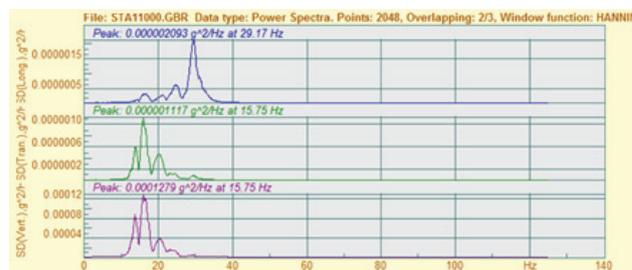


Figura 5 Espectros de potência de um sinal determinados através do GeoDAS [9]

Para que se possa construir os modelos estruturais dos pavimentos, deve efetuar-se um levantamento prévio das características geométricas/estruturais dos elementos que os constituem e a

modelar, nomeadamente: o vão, a secção transversal, o espaçamento e material das vigas e dos tarugos e a dimensão, a espessura e material do soalho e, eventualmente, dos tetos. Nos casos de estudo analisados nesta investigação, este levantamento foi facilitado pelo facto de os edifícios estarem a sofrer obras de reabilitação estrutural na sequência dos projetos de reabilitação estrutural previamente elaborados pelo NCREP.

4 Casos de estudo

Foram selecionados como casos de estudo 3 edifícios de habitação com estrutura em alvenaria de pedra e madeira que sofreram intervenções de reabilitação e reforço estrutural no âmbito de projetos realizados pelo NCREP [10], [11], [12]. Os edifícios localizam-se no Porto, Portugal, e apresentam características comuns: têm forma retangular em planta, paredes exteriores em alvenaria de pedra com aberturas apenas nos alçados principal e de tardoz, e paredes de empena comuns aos edifícios vizinhos onde se apoiam as vigas de madeira dos pavimentos. As paredes interiores são em tabique, e os pavimentos, coberturas e escadas são em estrutura de madeira. Em ambos os casos as estruturas de alvenaria de pedra e de madeira encontravam-se em bom estado geral de conservação, apresentando danos estruturais pontuais. Estes elementos, e os que se apresentam nos pontos seguintes, foram recolhidos a partir das ações de inspeção realizadas aos edifícios pelo NCREP previamente aos projetos de reabilitação estrutural:

- O primeiro edifício (E1) localiza-se na Rua do Almada, no Porto. É constituído por 5 pisos e os pavimentos são constituídos por vigas de madeira de secção circular com diâmetros entre 0,16 e 0,18 m, espaçadas entre 0,75 m e 0,80 m, e que vencem um vão de 4,35 m sem apoios intermédios, nomeadamente paredes de tabique sobrejacentes ou subjacentes.
- O segundo edifício (E2) situa-se na Praça Coronel Pacheco e é composto por 4 pisos. Os pavimentos são constituídos por vigas de madeira de secção retangular com dimensões médias de 8 x 22 cm², espaçadas em média de 0,70 m, e que vencem vãos de 3,40 m e 1,80 m no piso 0, e 5,20 m nos restantes pisos, sendo que nestes últimos não têm apoios intermédios, nomeadamente paredes de tabique sobrejacentes ou subjacentes. Durante a intervenção alguns dos pavimentos foram reforçados com vigas maciças de pinho nacional com 14 x 20 cm².
- O terceiro edifício (E3) situa-se na Rua do Rosário e é composto por 5 pisos. Os pavimentos de madeira são constituídos por vigas de madeira de secção aproximadamente quadrada com dimensões médias de 18 x 18 m² (resultante do corte de vigas de secção circular), espaçadas entre 0,65 m e 0,70 m e que vencem vãos de 2,80 m e 4,50 m sem apoios intermédios, nomeadamente paredes de tabique sobrejacentes ou subjacentes.

Os pavimentos de madeira dos edifícios referidos apresentam rácios entre as dimensões transversais e longitudinais entre 1,0 e 1,5. Os materiais identificados nos pavimentos foram: castanho (*Castanea sativa* Mill) (classe resistente D30) nas vigas, e pinho nacional e nórdico (*Pinus pinaster* e *Pinus sylvestris*) (classe resistente C18) no soalho e gesso nos elementos de madeira dos tetos. Embora fossem

detetadas variações, considerou-se uma espessura média do soalho de 3 cm e do teto de 2 cm. A Tabela 1 apresenta as características mecânicas consideradas para os elementos de madeira, vigas e soalho, e para o teto de gesso.

Tabela 1 Características mecânicas consideradas para os materiais

	E (GPa)	ρ (KN/m ³)
Vigas	10	6,4
Soalho	9	3,8
Tetos	1	27,0

5 Resultados

5.1 Influência dos componentes do pavimento na rigidez

Para um pavimento simplesmente apoiado em duas faces opostas, a frequência fundamental f_1 pode ser calculada usando a equação 1 [13].

$$f_1 = \left[\rho / (2 \times L^2) \right] \times (EI_{long} / M)^{(1/2)} \quad (1)$$

sendo L o vão livre das vigas em metros, M a massa calculada para o pavimento apenas com peso próprio e cargas permanentes, tal como aconteceu nos ensaios realizados, em kg/m² e EI_{long} a rigidez à flexão longitudinal do pavimento, isto é, na direção das vigas, em Nm²/m. Dada a dificuldade em estimar a contribuição do soalho pregado sobre as vigas, e eventualmente da estrutura do teto para o valor desta rigidez, é comum considerar-se apenas a contribuição das vigas. O uso da equação 1 é sugerido também para pavimentos de madeira que sejam simplesmente apoiados nos quatro lados, [12], sendo que, neste caso, EI_{long} continua a representar a rigidez equivalente do pavimento na direção das vigas.

No entanto, para as condições referidas, nomeadamente a consideração no cálculo do EI_{long} apenas a contribuição das vigas, supostas simplesmente apoiadas, as frequências obtidas *in situ* pelo NCREP nas suas campanhas de identificação dinâmica englobadas em ações de inspeção e diagnóstico são normalmente superiores às frequências teóricas [6], [7]. Esse resultado é corroborado pelo documento [14], que afirma que as frequências obtidas *in situ* são tipicamente 50% superiores às frequências estimadas pela equação 1, sugerindo a multiplicação da rigidez por um fator correspondente de forma a ter em consideração: (i) a contribuição do soalho que introduz rigidez, em particular na direção perpendicular às vigas, promovendo o funcionamento bidirecional do pavimento, e (ii) as condições de suporte das vigas nas paredes, que não correspondem a apoios simples.

A Tabela 2 apresenta as frequências fundamentais de vibração medidas *in situ* e calculadas através da equação 1, considerando as vigas simplesmente apoiadas e a contribuição do soalho e dos tetos apenas com a sua massa. Nesta tabela, o parâmetro M inclui a massa das vigas, dos soalhos e dos tetos, de acordo com as secções

transversais, espessuras e massas volúmicas apresentadas na Tabela 1, e calculado através da equação 2:

$$M = (\rho \times A / s)_{\text{viga}} + (\rho \times e)_{\text{soalho}} + (\rho \times e)_{\text{teto}} \quad (2)$$

onde A representa a área da secção transversal média das vigas do pavimento, s o espaçamento médio entre eixos das vigas do pavimento, e a espessura média do soalho e do teto do mesmo pavimento.

A rigidez dos pavimentos, EI_{long} , é calculada através da equação 3, assumindo os valores da Tabela 1 e as características geométricas médias das vigas indicadas nas Tabelas 2, 3 e 4:

$$EI_{\text{long}} = (E \times I_{\text{long}} / s)_{\text{viga}} \quad (3)$$

sendo I_{long} a inércia da secção transversal das vigas.

Tabela 2 Resultados do caso E1

Ensaio	L (m)	s (m)	D (cm)	EI_{long} (Nm ² /m)	Massa (kg/m ²)	f_1 (Hz)	
						Exp.	Teor.
PVRA_1	4,35	1	18,0	515300	83,27	11,0	6,5
PVRA_3	4,35	0,75	18,0	687066	88,80	12,2	7,3
PVRA_5	4,35	0,75	18,0	687066	88,80	12,3	7,3
PVRA_6	4,35	0,75	16,0	428932	84,16	17,0	5,9
PVRA_7	4,35	0,75	16,0	428932	84,16	12,5	5,9

Tabela 3 Resultados do caso E2

Ensaio	L (m)	s (m)	A (vigas reforço)				EI_{long} (Nm ² /m)	Massa (kg/m ²)	f_1 (Hz)	
			b (cm)		h (cm)				Exp.	Teor.
			b (cm)	h (cm)	b (cm)	h (cm)				
PVCP_1	5,2	0,5	12	24			2764800	104,24	15,1	9,5
PVCP_2	5,2	0,73	8	23	14	20	2261826	97,97	15,1	8,8
PVCP_3	5,2	0,65	8	22	14	20	2384410	101,02	15,1	8,9
PVCP_4	5,2	0,73	8	20	14	20	1881279	95,82	15,1	8,1
PVCP_6	5,2	0,63	8	20	14	20	2179894	100,45	15,1	8,6

Tabela 4 Resultados do caso E3

Ensaio	L (m)	s (m)	A		EI_{long} (Nm ² /m)	Massa (kg/m ²)	f_1 (Hz)	
			b (cm)	h (cm)			Exp.	Teor.
			b (cm)	h (cm)				
PVRR_6	4,5	0,70	18	18	1249714	96,86	13,9	8,8
PVRR_8	4,5	0,65	18	18	1345846	99,19	15,5	9,0
PVRR_10	4,5	0,65	18	18	1345846	99,19	13,3	9,0

Como se observa nas Tabelas 2 a 4, os rácios entre as frequências fundamentais medidas experimentalmente e os valores obtidos através da equação 1 são superiores a 1,58, ou seja, sugerem a multiplicação da rigidez EI_{long} das vigas por um fator no mínimo igual a 2,49 para que se obtenham, através da equação 1 e para as condições assumidas, valores de frequência idênticos aos reais. Faz-se notar que os valores obtidos vão ao encontro dos valores

obtidos pelo NCREP noutros edifícios [6], [7] e aos indicados pelo documento [14].

Nos pontos seguintes faz-se a análise dos parâmetros que condicionam este aumento de rigidez do pavimento.

5.2 Influência das condições de apoio na rigidez

Para tentar perceber a influência das condições de ligação das vigas de pavimento às paredes, em particular o grau de encastramento conferido por estas ligações relativamente à situação de apoio simples, construíram-se modelos numéricos de um pavimento de cada um dos edifícios utilizados como caso de estudo. Procurou-se que estes modelos se aproximassem o mais possível das condições *in situ* de forma a que o grau de encastramento das vigas nas paredes pudesse ser utilizado como parâmetro de calibração no ajuste das frequências de vibração verticais dos pavimentos.

Tendo esse objetivo em mente, o soalho foi simulado através de uma casca ortotrópica, com a espessura e o módulo de elasticidade indicado na Tabela 1; foi considerada a real inércia das tábuas do soalho na direção das tábuas e uma inércia igual a 1/300 da inércia anterior na direção das vigas. Nas extremidades da casca ortotrópica consideraram-se apenas apoios verticais, de forma a simular a restrição ao levantamento conferida pelas paredes de alvenaria de pedra e de tabique ao soalho. O teto de gesso foi incluído no modelo de forma simplificada. Dado o seu baixo módulo de elasticidade quando comparado com o da madeira (Tabela 1), o teto foi integrado na casca ortotrópica do soalho apenas com a sua massa, tendo para isso sido considerado para o material da casca um peso volúmico que homogeneizasse os dois materiais na espessura do soalho (equação 4).

$$\rho_{\text{(casca)}} = (\rho_m \times e_m + \rho_g \times e_g) / (e_m) = 21,8 \text{ kN/m}^3 \quad (4)$$

em que os índices m e g se referem à madeira e ao gesso, respetivamente. A Figura 6 apresenta o modelo numérico tipo do pavimento PVRA_5.

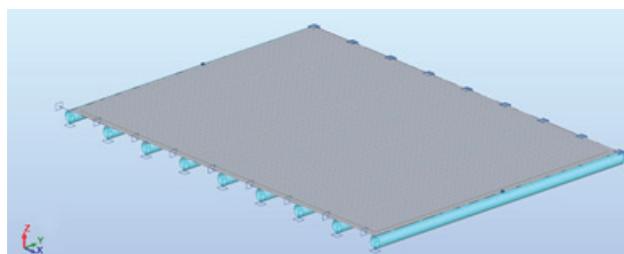


Figura 6 Simulação numérica do pavimento PVRA_5

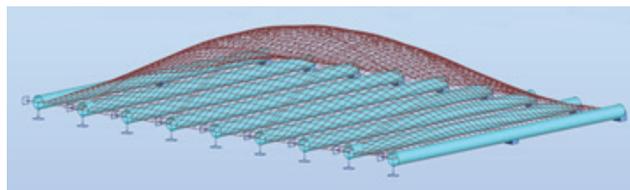
Um fator que influencia a frequência numérica dos pavimentos é o posicionamento do soalho em relação às vigas. Para simular esta situação, foi aplicado um *offset* nas vigas em relação ao soalho. De forma a estimar a influência deste parâmetro, o pavimento PVRA_5 (E1) foi simulado numericamente com e sem *offset* do soalho em relação às vigas, e supondo as vigas simplesmente apoiadas nas extremidades. A Tabela 5 apresenta os valores das 3 primeiras frequências de vibração verticais dos pavimentos, f_1 , f_2 e f_3 , obtidos através dos modelos, mostrando um acréscimo relevante nestes

valores, em particular na frequência do 2.º e 3.º modos de vibração que apresentam uma participação mais importante da flexão do pavimento na direção transversal às vigas, consentâneo com as formas dos modos de vibração, Figura 7.

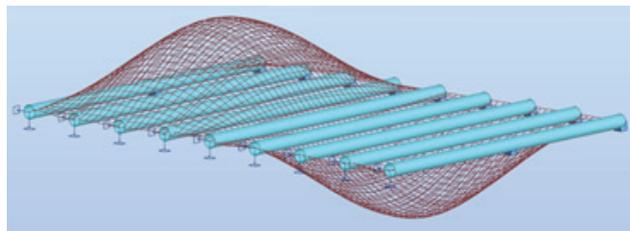
Tabela 5 Frequências de vibração numéricas com e sem aplicação do *offset*

	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	f_3 (Hz)
Com <i>offset</i>	9,4	12,3	15,4
Sem <i>offset</i>	7,5 (-20,2%)	8,4 (-31,7%)	10,7 (-30,5%)

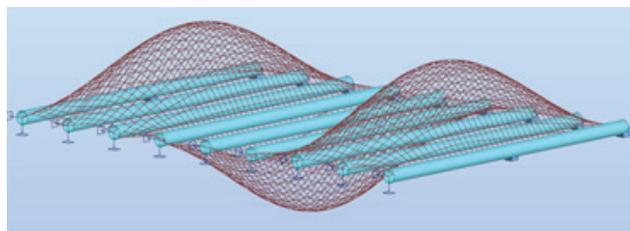
Em seguida o modelo com a inclusão do *offset* do soalho em relação às vigas foi calibrado para as frequências medidas experimentalmente de forma a obter-se um bom ajuste nas 3 primeiras frequências fundamentais, utilizando como parâmetro de ajuste o grau de encastramento das vigas nos apoios em relação à situação de apoio simples. Para esta calibração utilizou-se o pavimento PVRA_5 de E1 que apresentava como frequências experimentais para os primeiro, segundo e terceiro modos de vibração verticais: 12,30 Hz, 14,28 Hz e 16,20 Hz, respetivamente.



(a)



(b)



(c)

Figura 7 Primeiros modos de vibração do pavimento PVRA_5: (a) 1.º, (b) 2.º e (c) 3.º modos verticais

Em seguida o modelo com a inclusão do *offset* do soalho em relação às vigas foi calibrado para as frequências medidas experimentalmente de forma a obter-se um bom ajuste nas 3 primeiras frequências fundamentais, utilizando como parâmetro de ajuste o grau de

encastramento das vigas nos apoios em relação à situação de apoio simples. Para esta calibração utilizou-se o pavimento PVRA_5 de E1 que apresentava como frequências experimentais para os primeiro, segundo e terceiro modos de vibração verticais: 12,30 Hz, 14,3 Hz e 16,2 Hz, respetivamente.

Na Tabela 6 apresentam-se as frequências numéricas obtidas para diferentes graus de encastramento das vigas nos apoios em relação à situação de apoio simples, para o pavimento PVRA_5.

O grau de encastramento que melhor se aproxima dos valores experimentais encontra-se entre 40% e 60%. Estes resultados mostram também que, percentualmente, o grau de encastramento dos apoios influencia mais a frequência do primeiro modo de vibração vertical do que a dos segundo e terceiro modos de vibração.

Tabela 6 Frequências de vibração numéricas *versus* grau de encastramento das vigas nos apoios

Encastramento nos apoios	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	f_3 (Hz)
0%	9,4	12,3	15,4
20%	10,2 (8,5%)	12,9 (4,9%)	16,0 (3,9%)
40%	11,3 (20,2%)	13,8 (12,1%)	16,7 (8,4%)
50%	11,9 (26,6%)	14,3 (16,3%)	17,2 (11,7%)
60%	12,6 (34,0%)	14,9 (21,1%)	17,8 (15,6%)
80%	14,4 (53,2%)	16,6 (35,0%)	19,5 (26,6%)
100%	17,2 (83,0%)	19,6 (59,4%)	23,0 (49,4%)

5.3 Influência das condições de ligação viga-tarugo

Com base na informação anterior, os pavimentos PVCP_1 e PVRR_8 dos edifícios E2 e E3, respetivamente, foram também simulados de forma a verificar a pertinência dos valores de encastramento obtidos anteriormente. Em particular, e de forma a também introduzir na calibração o valor da rigidez das ligações entre as vigas e os tarugos, o modelo numérico do pavimento PVCP_1, com 40% de encastramento nos apoios das vigas nas paredes de alvenaria (limite inferior do grau de encastramento detetado na calibração do pavimento PVRA_5), foi calculado para diferentes graus de encastramento nas ligações vigas/tarugos. Os valores das frequências experimentais medidas para os primeiro e terceiro modos de vibração verticais deste pavimento são: 15,1 Hz e 26,4 Hz, respetivamente; não se conseguiu obter o segundo modo de vibração deste pavimento.

A Tabela 7 apresenta os valores das frequências numéricas obtidas em função do grau de encastramento considerado nas ligações tarugos/vigas, na simulação numérica do pavimento PVCP_1. Note-se que, neste caso, e apesar de se ter assumido “apenas” 40% de encastramento das vigas nas paredes, as duas frequências obtidas experimentalmente são inferiores às frequências numéricas obtidas: 17,2 Hz e 33,1 Hz. Pretendeu-se neste caso reajustar as frequências impondo diferentes graus de encastramento na ligação entre os tarugos e as vigas.

Tabela 7 Frequências de vibração numéricas versus grau de encastramento da ligação tarugos/vigas

Encastramento (tarugos/ vigas)	f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	f_3 (Hz)
0%	16,8	19,7	23,2
20%	16,9 (0,6%)	20,2 (2,5%)	24,9 (7,3%)
40%	16,9 (0,6%)	20,7 (5,1%)	26,6 (14,7%)
50%	17,0 (1,2%)	21,0 (6,6%)	27,6 (19,0%)
60%	17,0 (1,2%)	21,3 (8,1%)	28,6 (23,3%)
80%	17,1 (1,8%)	22,1 (12,2%)	30,7 (32,3%)
100%	17,2 (2,4%)	22,9 (16,2%)	33,1 (42,7%)

Os resultados obtidos indicam que, percentualmente, o grau de encastramento das ligações tarugos/vigas altera pouco a frequência do primeiro modo de vibração vertical, e muito as frequências do terceiro modo de vibração. Por outro lado, mostram também que, nas condições da análise, é legítimo assumir-se como percentagem de encastramento nas ligações tarugos/vigas o mesmo valor de 40% assumido na ligação das vigas às paredes.

Com base nesta nova informação, os dois pavimentos PVCP_1 e PVRR_8 foram analisados supondo que ambas as ligações, vigas/parede e tarugos/vigas apresentavam um grau de encastramento de 40%. Os resultados que se apresentam na Tabela 8 mostram e comparam os resultados experimentais e numéricos para os três pavimentos analisados nas condições descritas.

Tabela 8 Resultados experimentais e numéricos supondo 40% de encastramento nas ligações vigas/paredes e tarugos/vigas

Pavimento		f_1 (Hz)	f_2 (Hz)	f_3 (Hz)
PVRA_5	Exp.	12,3	14,2	16,8
	Num.	11,3 (-8,1%)	13,8 (-2,8%)	16,7 (-0,0%)
PVCP_1	Exp.	15,1	-	26,4
	Num.	17,0 (12,6%),	20,7	26,7 (1,1%)
PVRR_8	Exp.	15,9	-	23,7
	Num.	14,1 (-11,3%)	17,0	20,4 (-13,9%)

Como nota final, foi possível verificar que os elementos que mais influenciam o primeiro modo de vibração vertical são as vigas; o segundo e terceiro modos de vibração vertical, por envolverem movimentos transversais às vigas, são particularmente influenciados pelos tarugos e pelo soalho. Assim, em termos exploratórios, podemos afirmar que na calibração dos modelos utilizando a metodologia de identificação dinâmica, as características das vigas e dos apoios extremos devem ser calibradas fazendo uso, tendencialmente, do primeiro modo de vibração vertical, e as das ligações tarugos/vigas e do soalho do segundo e terceiro modos de vibração.

6 Considerações finais

No presente trabalho procura-se estimar as características e o comportamento global de pavimentos de madeira antigos através de metodologias simples de identificação do seu comportamento dinâmico, habitualmente adotadas pelo NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património Lda. [1] na abordagem aos projetos de reabilitação estrutural de edifícios antigos com o objetivo de modelar de forma mais realista os pavimentos existentes de madeira. A pesquisa exploratória analisada no presente trabalho fez parte de um trabalho de investigação, [2], [3], e baseia-se nos resultados obtidos em 3 edifícios localizados no Porto, alvo de projeto de reabilitação estrutural por parte do NCREP.

Através do uso de acelerómetros foram medidas frequências de vibração de um conjunto de pavimentos e estimadas algumas das suas características através do ajuste destes resultados experimentais aos obtidos utilizando programas de análise estrutural. Esta análise permitiu ganhar maior sensibilidade na modelação estrutural dos pavimentos de madeira, analisando o seu comportamento dinâmico de forma mais fidedigna e entrando em linha de conta com as características que mais o condicionam. Permitiu ainda verificar a influência do soalho e das condições de encastramento dos apoios das vigas nas paredes no comportamento dinâmico dos pavimentos, e estimar valores para este encastramento

Relativamente ao primeiro aspeto, a comparação das frequências medidas *in situ* com as frequências obtidas através da fórmula de determinação da frequência de vibração de uma viga simplesmente apoiada permitiu verificar existir uma subestimação da rigidez do pavimento para os exemplos apresentados de, no mínimo, um fator de 2,5, correspondente a uma subestimação da frequência de vibração de um fator de cerca de 1,5, [6], [7]. Note-se que a expressão que determina a vibração de uma viga simplesmente apoiada é comumente utilizada na estimativa da frequência de vibração, ou da rigidez dos pavimentos, dada a dificuldade em estimar, entre outros fatores, a contribuição do soalho, ou dos apoios das vigas nas paredes para essa rigidez.

Por outro lado, as medições *in situ* permitiram ainda, através da calibração de modelos numéricos que se procurou se aproximassem suficientemente da realidade dos pavimentos e onde se incluíram o soalho e tetos, estimar a rigidez dos apoios na ligação das vigas nas paredes. Obtiveram-se nessas calibrações valores próximos de 40% de encastramento das vigas em relação à situação de apoios simples nas paredes, tendo sido estimado um valor de encastramento idêntico para a ligação entre tarugos e vigas.

Para além disso, verificou-se que os elementos que mais influenciam o primeiro modo de vibração vertical são as vigas; o segundo e terceiro modos de vibração vertical são particularmente influenciados pelos tarugos e pelo soalho. Em termos exploratórios podemos afirmar que as características das vigas e dos seus apoios devem ser calibradas fazendo uso, tendencialmente, do primeiro modo de vibração, e as das ligações tarugos/vigas e do soalho, do segundo e terceiro modos de vibração.

Pretende-se no futuro continuar a desenvolver esta metodologia, estimando de forma mais rigorosa as características dos pavimentos, com o intuito final de minimizar as necessidades de intervenção estrutural, contribuindo para a salvaguarda destas estruturas.

Agradecimentos

O trabalho de investigação referido no presente artigo foi parcialmente financiado pelo Projeto POCI-01-0145-FEDER-007457 – CONSTRUCT – Instituto de I&D em Estruturas e Construções, financiado pelo Fundo Europeu de Desenvolvimento Regional (FEDER), através do COMPETE2020 – Programa Operacional Competitividade e Internacionalização (POCI).

Referências

- [1] NCREP – Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património, Lda. www.ncrep.pt
- [2] Gonçalves, R. – *Avaliação das características mecânicas de pavimentos de madeira antigos*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, Portugal, 2016.
- [3] Coelho, J. – *Avaliação das características mecânicas de pavimentos de madeira antigos utilizando identificação dinâmica*. Dissertação de Mestrado, FEUP, Porto, Portugal, 2016.
- [4] Ilharco, T. et al. – "Avaliação da distribuição de cargas em pavimentos de madeira através de ensaios *in situ*". *Revista Mecânica Experimental*, da APAET, Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, ISSN 1646-7078, Vol. 21, pp 1-11, 2012.
- [5] Capuz, R. – *Métodos de ensayos no destructivos para la estimación de las propiedades físicas y mecánicas de las maderas*. Ph.D. thesis, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, Spain, 2003.
- [6] Ilharco, T et al. – "Assessment of timber floors by means of non-destructive testing methods". *Construction and Building Materials*, 2015.
- [7] COST Action FP1402. State of the art report – Basis of design principles for timber structures. *Vibrations in Timber Buildings*, 2018.
- [8] Teixeira, J. – "Descrição do sistema construtivo da casa burguesa do Porto entre os séculos XVII e XIX. Contributo para uma história da construção arquitectónica em Portugal". FAUP, Porto, Portugal, 2004.
- [9] GeoDas – *Geosig Data Aquisition System v 2.27*. *GeoSig*, 2014.
- [10] NCREP_0385A0315_Edificios Rua do Almada_ADD – *Projeto de reabilitação estrutural de edifício na Rua do Almada*, Porto, 2015.
- [11] NCREP_0188A0114_Edificio Praça Coronel Pacheco – *Projeto de reabilitação estrutural de edifício na Praça Coronel Pacheco*, Porto, 2014.
- [12] NCREP_0148A1013_Rua do Rosário – *Projeto de reabilitação estrutural de edifício na Rua do Rosário*, Porto, 2013.
- [13] European Committee for Standardization CEN, EN 1995-1-1 – *Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*, CEN, Belgium, 2004.
- [14] TRADA – *Vibration in timber floors*, TRADA Technology Ltd, Hughenden Valley, High Wycombe, Bucks, 1998.

Definição geométrica e modelos de cálculo aplicáveis a três tipologias de ligações de carpintaria

Design of three typologies of step joints – Review of European standardized approaches

Jorge M. Branco
Maxime Verbist

Resumo

Aquando da intervenção no património construído, é frequente a necessidade de lidar com ligações de carpintaria que apresentam a madeira degradada, por agentes físicos ou biológicos, que levam à redução das suas propriedades mecânicas, colocando em risco a segurança da ligação e consequentemente, da estrutura global. Contudo, o conhecimento disponível sobre estas ligações, quer de madeira nova, quer principalmente no caso de ligações existentes, é escasso. Neste contexto, foram estudadas três tipologias de ligações: dente simples, dente duplo e dente simples com respiga e mecha. Para cada uma delas, recolheram-se as recomendações sugeridas pelos mais diversos autores e regulamentos europeus para a sua definição geométrica. Como não são conhecidas regras de cálculo, desenvolveram-se modelos de cálculo para prevenir dois modos de rotura nas ligações de carpintaria: corte no talão à frente do dente e esmagamento localizado no dente. Estes modelos foram já incluídos na proposta de revisão do atual Eurocódigo 5.

Abstract

When assessing existing buildings, engineers often have to deal with badly preserved step joints at the foot of timber trusses, which have been deteriorated over time due to biological, physical or chemical agents, leading to the reduction of their mechanical performances, and finally to carpentry collapse. In that context, three typologies of Step Joints have been investigated: Single Step Joint, Double Step Joint, and Single Step Joint with Tenon-Mortise. For each one, some design rules and geometrical recommendations have been gathered from European Standards and authors. Since no design equation is conventionally defined, design models of step joints have been determined to prevent the emergence of two failure modes: shear crack in the tie beam, and crushing at the front-notch surface. Ongoing experimental and numerical works on those traditional timber carpentry connections should aim at enhancing the reliability of proposed structural design codes.

Palavras-chave: Madeira / Ligações de carpintaria / Entalhes / Dimensionamento / Regulamentos

Keywords: Timber / Traditional carpentry connections / Step joints / Design / Standards

Jorge M. Branco

PhD / Professor Auxiliar
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
jbranco@civil.uminho.pt

Maxime Verbist

Aluno de Doutoramento
ISISE, Universidade do Minho
Guimarães, Portugal
verbist.maxime@hotmail.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.

BRANCO, J. M. [et al.] – Definição geométrica e modelos de cálculo aplicáveis a três tipologias de ligações de carpintaria. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 93-102.

1 Introdução

Nas intervenções no património construído são frequentes as ligações de carpintaria em más condições. Seja por degradação física ou biológica do material seja por danos mecânicos, é normal ser necessário reforçar as ligações ou mesmo restituir a ligação por substituição total ou parcial dos elementos ligados.

As ligações de dente simples e as de dente duplo funcionam normalmente sob efeito de forças de compressão. Para prevenir eventuais esforços de tração ou simplesmente a possibilidade de inversão de esforços, são acrescentados elementos metálicos de reforço ou colocadas cavilhas que podem ser de madeira ou de aço. Estas ligações de carpintaria são usadas há décadas para ligar os elementos inclinados que formam as asnas, em especial, na união perna-linha. Esta é de facto a ligação mais representativa destas ligações de carpintaria, também conhecidas por ligações por entalhes.

No caso das ligações perna-linha, três tipologias podem ser identificadas (Figura 1): dente simples; dente duplo; e dente simples com respiga e mecha [1]. Estas ligações estão frequentemente em contacto com paredes de alvenaria que facilitam o contacto da água com a madeira, pelo que estão expostas a um elevado risco de degradação biológica que leva a uma redução dos níveis de segurança da ligação e consequentemente da estrutura. Neste contexto, a avaliação destas ligações de carpintaria é crucial na maioria das intervenções no património construído em madeira. Antes de qualquer intervenção, é essencial compreender como estas ligações de carpintaria se comportam, quais os parâmetros (geometria, propriedades mecânicas e sanidade da madeira, etc.) que influenciam os possíveis modos de rotura e a distribuição das forças internas que confluem na ligação, para assim proceder a um adequado cálculo e/ou reforço destas ligações.

O presente trabalho pretende abordar estas questões através de uma análise focando cada uma destas três tipologias de ligações de carpintaria. Tendo por base as recomendações para a sua definição geométrica presentes em normas europeias (Eurocódigo 5 [2], DIN 1052 [3], SIA 265 [4]) e desenvolvidas por vários autores (Siem e Jorissen [5], Bocquet [6], Allais *et al.* [7]), estabeleceram-se modelos de cálculo para estes três tipos de ligações, assumindo dois possíveis modos de rotura: (i) rotura por corte do talão à frente do dente/entalhe e (ii) esmagamento da superfície frontal do dente/entalhe. Enquanto o primeiro representa uma rotura frágil que pode levar ao colapso da estrutura, o segundo está na origem de deformações locais na estrutura de madeira. É assim importante prevenir a ocorrência destes dois modos de rotura, em particular, aquele de natureza frágil.

Até ao momento, apenas a validade dos modelos de cálculo desenvolvidos para o caso das ligações de dente simples tem vindo a ser aferida através da comparação dos resultados analíticos com os resultados de ensaios experimentais (Verbist *et al.* [8]). Espera-se, no entanto, futuras contribuições na validação dos modelos de cálculo desenvolvidos ao longo deste trabalho.

Antes de qualquer análise dos modelos de cálculo alvo de estudo, importa listar as seguintes considerações:

- A perna está submetida apenas à compressão e a linha está tracionada;
- A inclinação da perna é baixa ou moderada ($\beta \leq 50^\circ$) [7] de modo a prevenir o esmagamento localizado da madeira na superfície frontal do dente, nas três tipologias aqui estudadas, em resultado da elevada componente vertical das forças transferidas pela perna;
- As forças de atrito que ocorrem nas superfícies ligadas são desprezadas de forma a simplificar os modelos de cálculo;
- As verificações adicionais de corte perpendicular às fibras e tração paralela às fibras podem ser dispensáveis [7] se a excentricidade entre o centro da ligação e o apoio da asna, designada por d_{sup} , é inferior à altura da linha (h_{ln});
- Os modelos de cálculo aqui definidos são válidos unicamente para madeira sã.

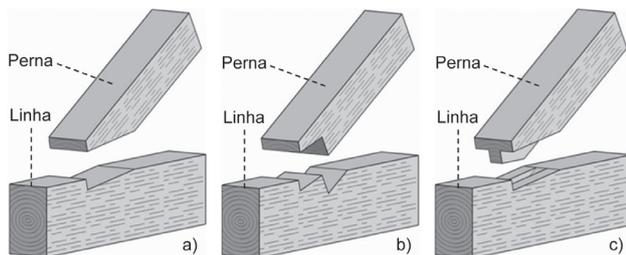


Figura 1 Tipologias das ligações de carpintaria: a) Dente simples; b) Dente duplo; c) Dente simples com respiga e mecha

2 Dente simples

2.1 Definição geométrica

Com uma geometria simples, a ligação de dente simples é a ligação de carpintaria mais utilizada para ligar a perna à linha no caso de asnas de madeira. A ligação de dente simples (Figura 2), caracteriza-se por apresentar apenas um dente perfazendo duas superfícies de contacto entre a linha e a perna. A primeira superfície de contacto, designada por superfície frontal, localiza-se à frente do dente, ou entalhe, enquanto a segunda se localiza por debaixo do entalhe, designando-se por superfície inferior. A superfície frontal é inclinada de um ângulo α relativamente à normal da direção das fibras da linha enquanto que a superfície inferior do dente está inclinada de um ângulo γ relativamente às fibras do mesmo elemento. Esta ligação é ainda caracterizada por uma profundidade de entalhe t_v , um comprimento de corte l_v , e uma inclinação (ângulo) da perna β .

No Quadro 1, segundo [5], apresentam-se as mais importantes recomendações e normas europeias [3, 4, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16] para a definição geométrica das ligações de dente simples. Em situações em que a prescrição relativa à profundidade do entalhe t_v não seja cumprida, verificações adicionais, não abordadas neste trabalho, como são a resistência à tração paralela às fibras e ao corte transversal às fibras, devem ser consideradas no dimensionamento da secção transversal da linha [7].

Quadro 1 Recomendações para a definição geométrica das ligações de dente simples de acordo com várias normas europeias [5]

Alemanha [3, 9, 10], Itália [11], Suíça [4]	Países Baixos [12, 13, 14, 15]	Noruega [16]
$\beta \leq 50^\circ$	$50^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$	$\geq 60^\circ$
$\leq 50^\circ$	$\geq 50^\circ$	$\leq 50^\circ$
$50^\circ \leq \beta \leq 60^\circ$	$\geq 60^\circ$	$\leq 50^\circ$
$t_v \leq \frac{h_{ln}}{4}$	Interpolação linear	$\leq \frac{h_{ln}}{6}$
$\leq \frac{h_{ln}}{6}$	$\leq \frac{h_{ln}}{4}$	$\leq \frac{h_{ln}}{5}$
$\leq \frac{h_{ln}}{4}$	$\leq \frac{h_{ln}}{5}$	$\leq \frac{h_{ln}}{4}$
$\leq \frac{h_{ln}}{5}$	$\leq \frac{h_{ln}}{6}$	$\leq \frac{h_{ln}}{5}$
$\leq \frac{h_{ln}}{6}$		$\leq \frac{h_{ln}}{6}$
$l_v \geq 150 \text{ mm}$ [4]	$\leq 8 \cdot t_v$ [3] $\geq 200 \text{ mm}$ [3]	$\geq 6 \cdot t_v$
$\geq 150 \text{ mm}$		$\geq 150 \text{ mm}$
$\alpha \leq \frac{\beta}{2}$ [4]	$\gamma \leq \alpha \leq \beta$ [3]	$\frac{\beta}{2} \leq \alpha \leq \beta$
		$\frac{\beta}{2}$

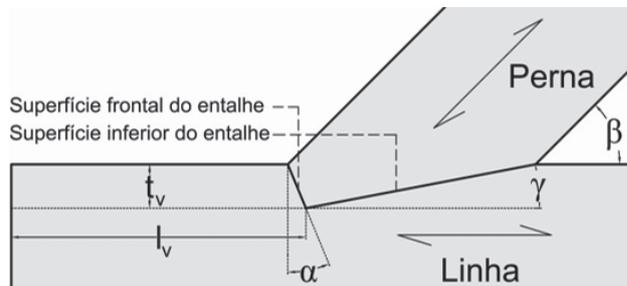


Figura 2 Geometria das ligações de dente simples (modificada de [8])

2.2 Revisão das equações de cálculo

2.2.1 Valor característico da resistência à compressão

Segundo o Eurocódigo 5 [2], a equação (1) define os valores de cálculo X_d e característico X_k para uma dada resistência da madeira, tomando em consideração o fator de modificação para a duração da carga e teor de água da madeira k_{mod} e o coeficiente de segurança do material γ_M . Por outro lado, de acordo com [5], os critérios de Hankinson e de Norris podem prever o valor de cálculo da resistência à compressão da madeira $f_{c,\alpha,d}$ sob um ângulo α relativamente às fibras. O critério de Hankinson (2) combina a compressão paralela $f_{c,0,d}$ e perpendicular $f_{c,90,d}$ às fibras. O fator $k_{c,90}$ depende da configuração geométrica da força envolvendo a distribuição das tensões de compressão perpendicular às fibras. Uma vez que as condições de aplicabilidade deste coeficiente, no caso de ligações de carpintaria, não se encontram definidas no Eurocódigo 5 [2], é normal ignorar este coeficiente ($k_{c,90} = 1$) no dimensionamento destas ligações.

$$X_d = X_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (1)$$

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \sin^2(\alpha) + \cos^2(\alpha)} \quad (2)$$

Sendo similar ao critério de Hankinson, o critério de Norris (3)-(4)-(5) presente na DIN 1052 [3] inclui a delaminação das fibras em resultado das tensões de compressão $\sigma_{c,\alpha,d}$ na superfície inclinada de ângulo α relativamente às fibras, introduzindo a tensão de corte paralela às fibras $f_{v,d}$. O coeficiente $k_{c,\alpha}$ (5) está relacionado com a configuração geométrica da ligação e com o cone de distribuição das tensões de compressão segundo um ângulo α relativamente às fibras. Uma vez que este coeficiente não é definido pela norma alemã [3], no caso de ligações de carpintaria, é possível admitir-se $k_{c,\alpha} = 1$ [5]. Segundo o anexo alemão do Eurocódigo 5 [10] e a DIN 1052 [3], Siem e Jorissen [5] sugerem que o critério de Norris, no caso de ligações de dente simples, passe a ser definido através de (6), vindo $f_{v,d}$ e $f_{c,90,d}$ multiplicados por um fator de 2.

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} \cdot k_{c,\alpha} \quad (3)$$

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d} \cdot k_{c,\alpha}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{1,5 \cdot f_{v,d}} \sin \alpha \cdot \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}} \quad (4)$$

$$k_{c,\alpha} = 1 + \sin \alpha \cdot (k_{c,90} - 1) \quad (5)$$

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{2 \cdot f_{c,90,d}} \sin^2(\alpha)\right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{2 \cdot f_{v,d}} \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha)\right)^2 + \cos^4(\alpha)}} \quad (6)$$

2.2.2 Verificação ao corte

O valor de cálculo da capacidade resistente da perna $N_{perna,Rd}$ deve ser verificado pelas equações (7)-(8) de forma a prevenir a rotura por corte no talão da linha (Figura 3) para todas as ligações de dente simples [5, 6, 7, 8].

$$N_{perna} \leq N_{perna,Rd} = k_{v,red} \cdot f_{v,d} \cdot \frac{b \cdot k_{cr} \cdot l_{v,eff}}{\cos \beta} \quad (7)$$

$$l_{v,eff} = \min(l_v, 8 \cdot t_v) \quad (8)$$

O coeficiente redutor $k_{v,red}$ [5, 12] tem em conta a distribuição não-uniforme das tensões de corte τ_{Ed} na direção das fibras ao longo da linha que representa uma redução da capacidade da ligação ao corte. Se o rácio entre o comprimento l_v e a profundidade do entalhe t_v for superior a 6, $k_{v,red} = 0,8$ pode ser aplicado para reduzir o valor de cálculo da resistência ao corte paralelo à fibras, $f_{v,d}$ [8]. Caso contrário, o seu valor deve ser assumido como unitário. Tendo por base a limitação superior do comprimento mobilizado pelo esforço de corte ($l_{v,max} = 8 \cdot t_v$) imposta pela DIN 1052 [3], o valor efetivo do comprimento de corte $l_{v,eff}$ (8) tem em conta a distribuição não-uniforme das tensões de corte cujo pico se localiza junto ao entalhe. Por outro lado, a influência das fendas na resistência ao corte na direção das fibras em elementos submetidos à flexão leva à necessidade da adoção de um fator redutor $k_{cr} = 0,67$ [2, 17] a aplicar no caso de madeira maciça e madeira lamelada colada.

Se a condição $d_{sup} \leq h_{in}$ se verificar, não são expectáveis fendas de secagem, pelo que k_{cr} pode ser assumido como unitário [7].

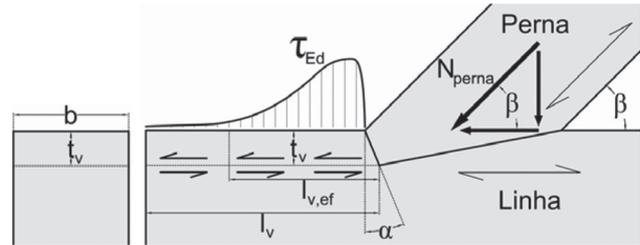


Figura 3 Esquema da distribuição não-uniforme das tensões de corte ao longo do talão na frente do entalhe e à profundidade t_v (modificada de [8])

2.2.3 Verificação do esmagamento localizado

O valor de cálculo da capacidade resistente da perna $N_{perna,Rd}$ deve ser verificado na perna e na linha, respetivamente, pelas equações (9)-(10) e (11)-(12) [5, 6, 7, 8] de modo a evitar o esmagamento localizado na superfície frontal do dente inclinado segundo um ângulo α entre 0° e a inclinação da perna β (Figura 4). A propriedade mecânica $f_{c,\alpha,d}$ ($f_{c,\beta-\alpha,d}$) corresponde ao valor de cálculo da resistência à compressão da madeira na superfície frontal do dente com um ângulo α ($\beta - \alpha$) relativamente às fibras da linha (perna). O parâmetro geométrico $t_{ef,1}$ ($t_{ef,2}$) é o comprimento efetivo da superfície frontal do dente, que considera a distribuição das tensões de compressão na perna (linha).

$$N_{perna} \leq N_{perna,Rd} = f_{c,\beta-\alpha,d} \cdot \frac{b \cdot t_{ef,1} \cdot \sin(90 + \alpha - \gamma)}{\sin(90 - \beta + \gamma)} \quad (9)$$

$$t_{ef,1} = \frac{t_v}{\cos(\alpha)} + 30 \sin(\beta - \alpha) + 30 \sin(\alpha - \gamma) \quad (10)$$

$$N_{perna} \leq N_{perna,Rd} = f_{c,\alpha,d} \cdot \frac{b \cdot t_{ef,2} \cdot \sin(90 + \alpha - \gamma)}{\sin(90 - \beta + \gamma)} \quad (11)$$

$$t_{ef,2} = \frac{t_v}{\cos(\alpha)} + 30 \tan(\alpha) + 30 \quad (12)$$

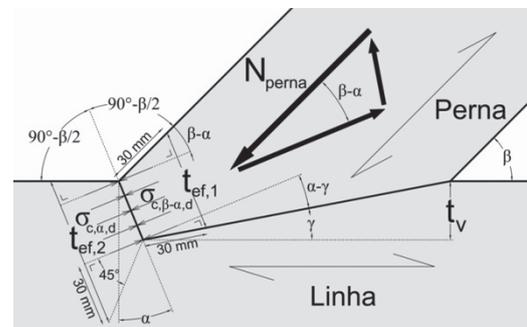


Figura 4 Esquema dos comprimentos efetivos $t_{ef,1}$ e $t_{ef,2}$ respetivamente, na perna e na linha, nas ligações de dente simples (modificada de [8])

3 Ligação de dente duplo

3.1 Definição geométrica

Graças a uma ligação maior, incluindo dois entalhes entre a perna e a linha (Figura 5), a ligação de dente duplo é capaz de proporcionar uma maior capacidade resistente ao corte comparativamente à ligação de dente simples. O entalhe frontal está localizado na frente da ligação enquanto o entalhe posterior está localizado na zona posterior da ligação. Tal como as ligações de dente simples, incluem duas superfícies de contacto entre a perna e a linha: (i) superfície frontal e (ii) superfície inferior. Considerando que as inclinações destas duas superfícies, α e γ , respetivamente, podem variar no dente frontal, as inclinações no dente posterior são iguais ao ângulo de abertura da perna β [1]. Adicionalmente, o comprimento de corte à profundidade do dente frontal $t_{v,1}$, designado por $l_{v,1}$, representa a distância entre o topo do dente frontal e o bordo superior da linha, enquanto o comprimento de corte do dente posterior à profundidade $t_{v,2}$, designado por $l_{v,2}$, é a distância entre os topos dos dois entalhes na direção das fibras da madeira. Siem e Jorissen [5] apresentam algumas recomendações relativas à definição geométrica das ligações de dente duplo presentes em várias normas [3, 4, 11, 12, 16] (ver Quadro 2).

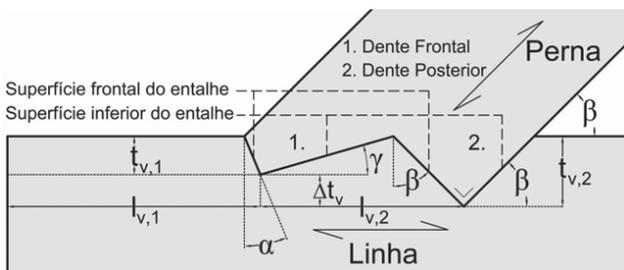


Figura 5 Definição geométrica das ligações de dente duplo (modificada de [18])

Quadro 2 Recomendações para a definição geométrica das ligações de dente duplo sugeridas por diversas normas europeias [5]

	Alemanha [3], Suíça [4]	Itália [11]	Países Baixos [12]	Noruega [16]
β	–	–	$\leq 50^\circ$	$\leq 45^\circ$
$t_{v,1}$	$\leq \frac{h_{ln}}{6}$	$\leq 0,8 \cdot t_{v,2}$	–	$\leq \frac{h_{ln}}{4}$
$t_{v,2}$	$\leq \frac{h_{ln}}{4}$	–	–	$\geq \frac{h_{ln}}{4}$
Δt_v	≥ 10 mm	≥ 10 mm	≥ 15 mm	15 mm $\leq \Delta t_v \leq 20$ mm
$l_{v,1}$	$\leq 8 \cdot t_{v,1}$ [3] ≥ 200 mm [3] ≥ 150 mm [4]	–	$\geq 6 \cdot t_{v,1}$	–
$l_{v,2}$	$\leq 8 \cdot t_{v,2}$ [3]	–	–	–

h_{ln} é a altura da seção transversal da linha

3.2 Revisão das equações de cálculo

3.2.1 Verificação da resistência ao corte

O valor de cálculo da capacidade resistente da perna $N_{perna,Rd,i}$ relativamente aos dentes frontal e posterior, deve ser verificado por (13)-(14) [5, 6, 18], similar a (7)-(8) aplicável no caso das ligações de dente simples, de modo a garantir a rotura por corte na linha (Figura 6). O índice “j” presente nas equações (13)-(14) reflete o tipo de dente, $i = 1$ para o dente frontal e $i = 2$ para o dente posterior. Tal como no caso das ligações simples, o coeficiente redutor $k_{v,red,i}$ tem em conta a distribuição não-uniforme das tensões de corte $\tau_{Ed,i}$ ao longo das fibras na linha para cada dente (entalhe) da ligação de dente duplo. De forma a estimar a redução do valor de cálculo da resistência de corte paralelo às fibras $f_{v,d}$, $k_{v,red,i} = 0,8$ deverá ser aplicado aos dentes frontal e posterior, caso o rácio entre o comprimento de corte $l_{v,i}$ e a profundidade do entalhe $t_{v,i}$ seja superior a 6 [18]. Caso contrário, este valor deverá ser tomado como unitário. Considerando a limitação máxima para o comprimento mobilizado pelo esforço de corte ($l_{v,max,i} = 8 \cdot t_{v,i}$) [3], o valor efetivo do comprimento de corte $l_{v,ef,1}$ e $l_{v,ef,2}$ (14) abrange as duas distribuições não-uniformes das tensões de corte $\tau_{Ed,1}$ e $\tau_{Ed,2}$ respetivamente, assumindo que os picos de concentração destas distribuições de tensões se localizam junto aos dentes frontal e posterior. Os valores recomendados para o coeficiente redutor k_{cr} considerado para o caso das ligações de dente simples, pode ser também aplicado aquando do cálculo de uma ligação de dente duplo.

$$N_{perna,i} \leq N_{perna,Rd,i} = k_{v,red,i} \cdot f_{v,d} \cdot \frac{b \cdot k_{cr} \cdot l_{v,eff,i}}{\cos \beta} \quad (13)$$

$$l_{v,eff,i} = \min(l_{vi}, 8 \cdot t_{v,i}) \quad (14)$$

Quando a distribuição das forças internas entre os dois dentes é desequilibrada, a capacidade resistente total da perna $N_{perna,Rd,tot}$ deverá obedecer às equações (15)-(16). Nestes casos, grande parte do esforço axial da perna é transferido pelo dente frontal pelo que a capacidade resistente do dente posterior não é totalmente solicitada aquando da rotura da ligação. Se a distribuição das forças internas é equilibrada entre os dois dentes, o valor de $N_{perna,Rd,tot}$ deverá ser igual ao valor máximo da capacidade resistente da perna $N_{perna,Rd,max}$. Nos casos particulares de uma definição geométrica incorreta $t_{v,1} = t_{v,2}$, o valor total da capacidade resistente da perna $N_{perna,Rd,tot}$ atinge o seu valor mínimo em resultado do indesejável aparecimento de uma fenda triangular de corte entre os dois dentes. Deste modo, o valor mínimo da capacidade resistente da perna $N_{perna,Rd,tot}$ deverá ser considerado igual ao valor de cálculo da capacidade resistente da perna $N_{perna,Rd,1}$ relativamente ao dente frontal. Apesar de ser recomendável uma folga de 1-2 mm [6] na superfície frontal do dente frontal de forma a otimizar a capacidade resistente da perna, são necessárias futuras análises numéricas e experimentais para o esclarecimento da distribuição das forças internas pelos dois dentes, em função da sua geometria, de forma a melhorar a equação (15).

$$N_{perna,Rd,1} \leq N_{perna,Rd,tot} \leq N_{perna,Rd,max} \quad (15)$$

$$N_{perna,Rd,max} = N_{perna,Rd,1} = N_{perna,Rd,2} \quad (16)$$

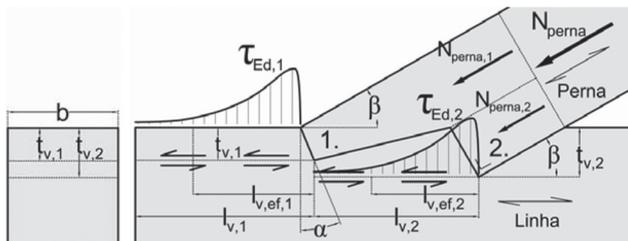


Figura 6 Esquema da distribuição não-uniforme das tensões de corte $\tau_{Ed,i}$ na direção das fibras na linha, ao nível das duas profundidades de dentes $t_{v,i}$ (modificada de [18])

3.2.2 Verificação do esmagamento localizado

Tal como no caso da verificação ao corte das ligações de dente duplo, o valor total da capacidade resistente da perna $N_{perna,Rd,tot}$ deverá cumprir as expressões (15)-(16) de modo a prevenir o esmagamento localizado por compressão nas superfícies frontais de ambos os dentes (Figura 7). O valor de cálculo da resistência da perna tendo em conta o esmagamento localizado no dente frontal, $N_{perna,Rd,1}$, pode ser quantificado pelas expressões (9)-(10)-(11)-(12) já apresentadas para o caso das ligações simples. Por outro lado, a capacidade resistente da perna por esmagamento localizado no dente posterior $N_{perna,Rd,2}$ deverá ser quantificada por intermédio de (17), tendo por base o valor efetivo do comprimento $t_{ef,2}$ (18) medido na linha [18]. A propriedade mecânica $f_{c,\beta,d}$ assume o valor de cálculo da resistência à compressão da madeira na superfície frontal do dente posterior, segundo um ângulo β , inclinação da perna, relativamente à direção das fibras da linha.

$$N_{perna,2} \leq N_{perna,Rd,2} = f_{c,\beta,d} \cdot b \cdot t_{ef,2} \quad (17)$$

$$t_{ef,2} = \frac{t_{v,2}}{\cos(\beta)} + 30 \tan(\beta - \gamma) + 30 \quad (18)$$

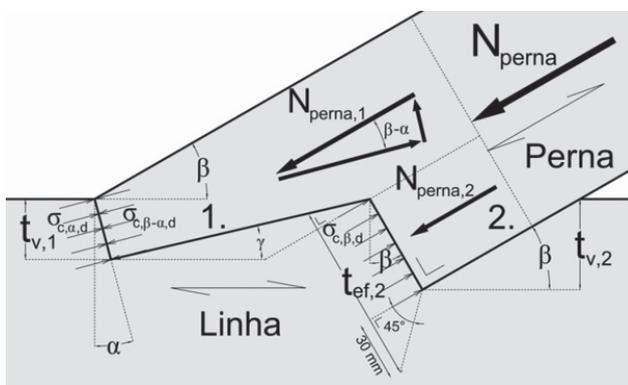


Figura 7 Esquema da distribuição das tensões de compressão nos dois dentes, e o comprimento efetivo $t_{ef,2}$ no dente posterior (modificada de [18])

4 Ligação de dente simples com respiga e mecha

4.1 Definição geométrica

Quando maiores capacidades resistentes de corte e de compressão são necessárias, a opção passa muitas vezes por acrescentar uma respiga e uma mecha à ligação de dente simples (Figura 8). Comparativamente com as anteriores tipologias de ligações de carpintaria, as ligações de dente simples com respiga e mecha são aquelas que apresentam maiores superfícies de contacto entre os dois elementos a ligar. Estas superfícies podem ser divididas em duas partes: (i) uma superfície frontal e duas superfícies inferiores que materializam o encosto; e (ii) uma superfície frontal, duas superfícies inferiores e duas superfícies laterais que formam o conjunto mecha-respiga (MR). Para além de assegurar um melhor contacto entre os elementos ligados, MR garante à ligação uma apreciável capacidade resistente a momentos fletores e previne os deslocamentos para fora do plano da ligação/estrutura.

A inclinação segundo o ângulo α da superfície frontal e a inclinação γ do encosto regem-se pelas mesmas recomendações apresentadas anteriormente para as ligações de dente simples. Apesar da possibilidade de uma grande variabilidade na configuração das superfícies inferiores no conjunto MR [1, 19, 20], uma das duas superfícies inferiores é normalmente paralela às fibras da linha enquanto a outra é uma extensão da geometria da perna (Figura 8). Uma vez que a sua finalidade é distinta, o encosto e os entalhes MR são caracterizados pela sua profundidade, nomeadamente, t_o e t_{MR} , e pelas suas espessuras, designadas por b_o e b_{MR} , respetivamente. A literatura [1, 19, 20, 21] sugere que a espessura b_{MR} deverá idealmente ser igual à espessura do encosto b_o , ou seja, a um terço da largura da linha b , de forma a equilibrar as capacidades resistentes à compressão perpendicular às fibras da linha. Quando a espessura de MR é muito baixa ($b_{MR} \ll 1/3 \cdot b$), a superfície inferior (horizontal) de MR torna-se o elo mais fraco da ligação em resultado da menor capacidade resistente à compressão perpendicular às fibras da linha.

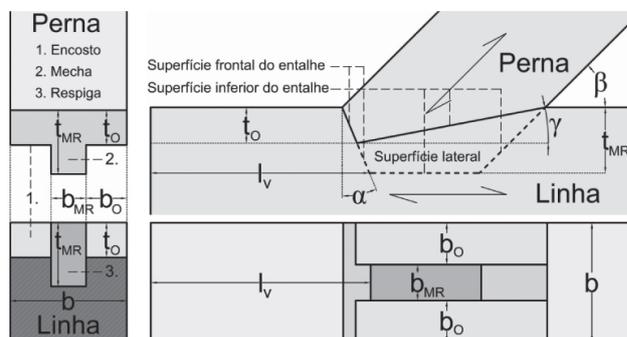


Figura 8 Definição geométrica genérica das ligações de dente simples com respiga e mecha (modificada de [22])

De forma a ultrapassar esta limitação, uma folga de 5 mm [21] pode ser considerada na superfície inferior entre a mecha e a respiga, evitando assim a transmissão de forças verticais. Deste modo, a distribuição das forças internas da ligação é apenas possível pelas superfícies frontais dos entalhes e pelas superfícies do encosto.

Quando a componente vertical da força aumenta nas superfícies de contacto do encosto com ângulos elevados de inclinação da perna ($\beta > 50^\circ$), o comportamento da ligação de dente simples com respiga e mecha é governado pelo esmagamento localizado por compressão perpendicular às fibras da linha, perdendo eficiência em comparação com as ligações de dente simples e dente duplo. Para valores baixos e moderados da inclinação da perna ($\beta \leq 50^\circ$), a melhor opção passa por aumentar a profundidade dos entalhes do conjunto MR, t_{MR} , tanto quanto possível de forma a fazer frente às forças transmitidas pela perna e assim evitar os modos de rotura já discutidos anteriormente. No entanto, o parâmetro t_{MR} não deverá exceder metade do valor da altura da secção transversal da linha h_{ln} [22], de modo a prevenir modos de rotura adicionais na secção reduzida da linha, como são a rotura por tração perpendicular às fibras e corte transversal. Para além destas recomendações, não foram encontradas regras para a definição geométrica das ligações de dente simples com respiga e mecha. Na ausência de regras específicas, as recomendações apresentadas para as ligações de dente simples indicadas no Quadro 1 podem ser adotadas, considerando a profundidade equivalente do dente $t_v = t_o + (t_{MR} - t_o) \cdot b_{MR}/b$.

4.2 Revisão das equações de cálculo

4.2.1 Verificação da resistência ao corte

O valor de cálculo da resistência da perna $N_{perna,Rd}$ deverá ser verificado aplicando (19) de forma a prevenir a rotura por corte na direção das fibras ao nível da profundidade dos entalhes do conjunto MR (Figura 9).

Nas ligações de dente simples com respiga e mecha [6], duas subcategorias de modos de rotura relacionadas com fendas de corte podem ser identificadas. Na verdade, a fenda de corte global à profundidade de MR, t_{MR} , na linha (Figura 10), pode resultar do corte por bloco ao nível do encosto ou por tensões de tração perpendicular às fibras que se desenvolvem no conjunto MR. Em consequência, a fenda global de corte e ambas as subcategorias de modos de rotura associadas devem ser prevenidas pela verificação das expressões (20), (21) e (22), respetivamente [22].

$$N_{perna} \leq N_{perna,Rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} f_{v,ln} \\ \min \{ F_{v,o}; F_{t,o} \} \end{array} \right\} \quad (19)$$

$$F_{v,ln} = k_{v,red} \cdot f_{v,d} \cdot \frac{b \cdot k_{cr} \cdot l_{v,ef}}{\cos \beta} \quad (20)$$

$$F_{v,o} = k_{v,red} \cdot f_{v,d} \cdot \frac{(2 \cdot (t_{MR} - t_o) + b) \cdot k_{cr} \cdot l_{v,ef}}{\cos \beta} \quad (21)$$

$$F_{t,o} = f_{t,o,d} \cdot k_{dis} \cdot k_{vol} \cdot \frac{2 \cdot b_o \cdot (t_{MR} - t_o)}{\cos \beta} \quad (22)$$

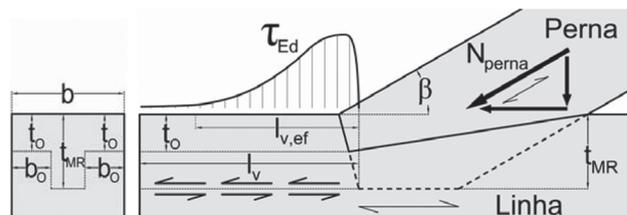


Figura 9 Esquema da distribuição não-uniforme das tensões de corte τ_{Ed} na direção paralela às fibras da linha, a uma profundidade t_{MR} (modificada de [22])

A formação de um bloco de corte em forma de T e a rotura por tração no encosto é condicionada pela diferença entre as profundidades dos entalhes do conjunto MR, Δt . Quanto maior Δt maior é o risco de desenvolvimento do bloco em corte em T na linha, uma vez que a capacidade resistente à tração do encosto $F_{t,o}$ torna-se superior à capacidade resistente do bloco ao corte $F_{v,o}$. Como resultado, o valor de cálculo da capacidade resistente da perna $N_{perna,Rd}$ é condicionado pelo bloco em corte em T, o que aumenta significativamente a capacidade resistente ao corte da ligação ($F_{v,o}$) em comparação com a capacidade resistente global ao corte da linha ($F_{v,ln}$) à profundidade t_{MR} . Esta é a razão pela qual o desenvolvimento do bloco em corte em T, enquanto modo de rotura, deverá ser garantido através da adoção de valores elevados para Δt . Para este fim, vários estudos numéricos e experimentais estão a decorrer de forma a verificar qual deverá ser o valor mínimo de Δt a cumprir de forma a assegurar que a capacidade resistente de uma ligação de dente simples com respiga e mecha é superior a uma semelhante de dente simples.

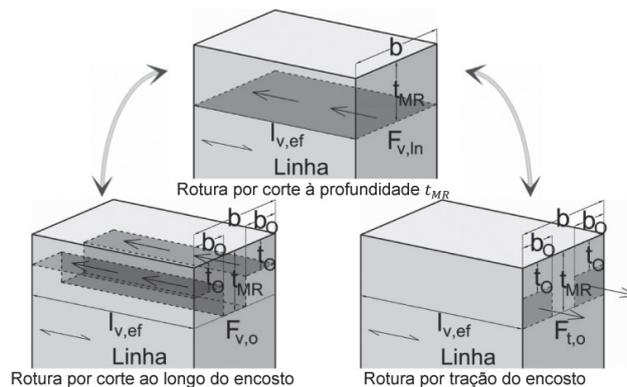


Figura 10 Subcategorias de modos de rotura relacionados com a fenda de corte paralelo às fibras de madeira da linha à profundidade t_{MR} (modificada de [22])

De notar que as propriedades mecânicas $f_{t,o,d}$ e $f_{v,d}$ são, respetivamente, o valor de cálculo da resistência à tração paralela às fibras e o valor de cálculo da resistência ao corte paralelo às fibras na linha. Considerando a redução da resistência ao corte em resultado de uma distribuição não-uniforme das tensões de corte τ_{Ed} a uma profundidade na linha de $t_v = t_{MR}$ (Figura 9), as recomendações para o valor efetivo do comprimento em corte $l_{v,ef}$ (8) e o coeficiente redutor $k_{v,red}$ definido para o caso das ligações de dente simples, podem ser adotadas no caso das ligações de dente simples com respiga e mecha. O mesmo acontece para o coeficiente k_{cr} .

Em resultado da presença de uma distribuição não-uniforme de tensões de tração paralelas às fibras no encosto, os coeficientes de distribuição e de volume sugeridos pelos Eurocódigo 5 [2], k_{dis} e k_{vol} respetivamente, devem ser considerados aquando da quantificação do valor de cálculo da resistência à tração do encosto $F_{t,o}$. Enquanto $k_{vol} = 1$ é imposto para madeira maciça [2], sugere-se $k_{dis} = 1$ uma vez que as ligações de carpintaria não estão ainda devidamente contempladas no Eurocódigo 5.

4.2.2 Verificação do esmagamento localizado

O valor de cálculo da capacidade resistente da perna $N_{perna,Rd}$ deverá ser verificado tanto na perna como na linha, pelas expressões (23)-(24)-(25) e (26)-(27)-(28), respetivamente [22], de modo a prevenir o esmagamento localizado das superfícies frontais do encosto e conjunto MR, que se encontram inclinadas de um ângulo α entre 0° e o ângulo de abertura da perna β (Figura 11). A propriedade mecânica $f_{c,\alpha,d}$ ($f_{c,\beta-\alpha,d}$) representa o valor de cálculo da resistência à compressão da madeira na superfície frontal do dente inclinada segundo um ângulo α ($\beta - \alpha$) conforme a normal à direcção das fibras da linha (perna).

$$N_{perna} \leq N_{perna,Rd} = f_{c,\beta-\alpha,d} \cdot \frac{A_{c,ef,1} \cdot \sin(90+\alpha-\gamma)}{\sin(90-\beta+\gamma)} \quad (23)$$

$$A_{c,ef,1} = b \cdot t_{o,ef,1} + (b-2b_o) \cdot t_{MR,ef,1} \quad (24)$$

$$t_{MR,ef,1} = \frac{t_{MR} - t_o}{\cos(\alpha)} + \frac{30 \sin(\gamma)}{\cos(\gamma - \alpha)} \quad (25)$$

$$N_{perna} \leq N_{perna,Rd} = f_{c,\alpha,d} \cdot \frac{A_{c,ef,2} \cdot \sin(90+\alpha-\gamma)}{\sin(90-\beta+\gamma)} \quad (26)$$

$$A_{c,ef,2} = b \cdot t_{o,ef,2} + (b-2b_o) \cdot t_{MR,ef,2} \quad (27)$$

$$t_{MR,ef,2} = \frac{t_{MR} - t_o}{\cos(\alpha)} \quad (28)$$

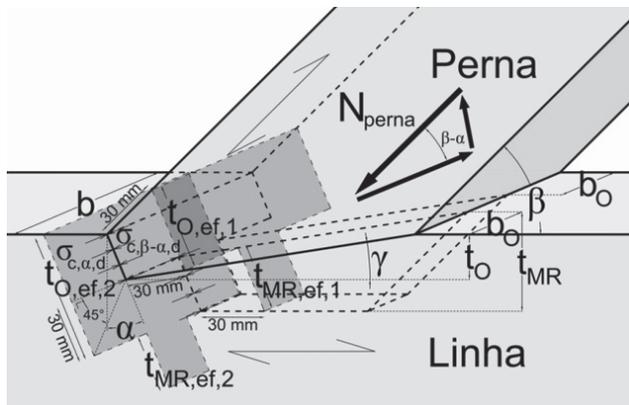


Figura 11 Esquema dos valores efetivos para $t_{O,ef,1}$, $t_{MR,ef,1}$, $t_{O,ef,2}$ e $t_{MR,ef,2}$ medidos no encosto e MR, respetivamente, quer na perna quer na linha (modificada de [22])

Os quatro parâmetros geométricos $t_{O,ef,1}$, $t_{MR,ef,1}$, $t_{O,ef,2}$, $t_{MR,ef,2}$ são os valores efetivos dos comprimentos sob compressão nas superfícies

frontais do encosto e MR na linha e na perna, respetivamente (Figura 11). De notar que o comprimento efetivo no encosto, quer na linha quer na perna, $t_{O,ef,1}$ e $t_{O,ef,2}$ podem ser quantificados através de (10) e (12), respetivamente, tendo por base os modelos já apresentados para as ligações de dente simples, em particular, o esmagamento localizado na superfície frontal.

5 Conclusões

No presente trabalho, apresentaram-se as três tipologias de ligações de carpintaria mais frequentes nas estruturas de madeira, em particular nas coberturas: (i) ligações de dente simples; (ii) ligações de dente duplo; e (iii) ligações de dente simples com respiga e mecha. Tendo por base recomendações existentes ao nível europeu, nomeadamente normas ou trabalhos de vários autores, para a sua definição geométrica e modelos físicos, desenvolveram-se modelos de cálculo aplicáveis a estas três tipologias de ligações de carpintaria. Na definição destes modelos, e tendo por base a análise realizada, dois modos de rotura foram estudados em detalhe: (i) corte na linha; e (ii) esmagamento localizado por compressão na superfície frontal do dente/entalhe.

Até ao momento, a fiabilidade dos modelos de cálculo de ligações de dente simples tem sido comprovada [8] apesar de ainda existir margem para melhoramentos em resultado das análises numéricas a decorrer dedicadas à avaliação da distribuição não-uniforme das tensões de corte na linha. No caso das restantes tipologias, a análise não está na mesma fase de desenvolvimento por falta de estudos numéricos e experimentais. Na verdade, são necessárias várias campanhas experimentais e numéricas que visem o estudo das ligações de dente duplo e de dente simples com respiga e mecha, em particular, focando os modos de rotura associados ao corte em resultado da natureza frágil associada a estes modos de rotura. No entanto, importa referir que os modelos de cálculo aqui apresentados são válidos sempre que as seguintes considerações se verifiquem:

- Inexistência de excentricidade significativa entre a ligação e o apoio da ($d_{sup} \leq h_{in}$) [7];
- A perna está apenas submetida à compressão monotónica (sem inversão de esforços);
- As forças de atrito nas superfícies em contacto são negligenciáveis;
- Valores reduzidos a moderados para o ângulo de inclinação da perna ($\beta \leq 50^\circ$) [7];
- Verificação das recomendações para a definição geométrica das ligações de carpintaria [5];
- Madeira sã, sem qualquer sinal de degradação biológica.

Nas intervenções em coberturas de madeira, é normal encontrar-se elementos de madeira que apresentem degradação biológica. Em particular, no caso das asnas, nas extremidades da linha que estão em contacto com as paredes, é frequente a madeira estar degradada, em resultado das condições propícias (elevados valores de teor de água em permanência) que aí se geram para o desenvolvimento de fungos e ataques de insetos. Nestes casos, não é possível admitir-se a madeira como sã. Não sendo introduzidos coeficientes de redução

que atendam à perda da capacidade resistente destas ligações, não é possível aplicar os modelos acima apresentados. Espera-se que os modelos aqui apresentados possam ser melhorados num futuro próximo, em particular, de forma a alargar o seu campo de aplicação a ligações existentes que apresentem degradação.

Agradecimentos

O apoio da Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) através da bolsa de doutoramento SFRH/BD/128580/2017 é agradecido.

Referências

- [1] Oslet, G. (1890) – *Traité de charpente en bois. Encyclopédie théorique & pratique des connaissances civiles et militaires. Partie Civile, Cours de construction, Quatrième partie* – Edited by Chairgrasse H. Fils, Paris, France. Digital reproduction.
- [2] NBN EN 1995-1-1 (2004) – Eurocode 5 – *Design of timber structures – Part 1.1: General – Common rules and rules for buildings*. CEN, European Standardisation Institute. December 15, Brussels, Belgium.
- [3] DIN 1052:2004-08 (2004) – Deutsche Norm – *Design of timber structures – general rules and rules for buildings*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Praxishandbouch Holzbau. August 2004, Germany.
- [4] SIA 265:2012, Swiss Norm SN505:265 (2012) – *Bâtiment génie civil - Construction en bois*. Société suisse des ingénieurs et des architectes (SIA), Swiss Standardisation Institute. January 2012, Zurich, Switzerland.
- [5] Siem, J.; Jorissen, A. (2015) – Can Traditional Carpentry Joints be assessed and designed using modern standards? *Structural Health Assessment of Timber Structures. Shatis'15: 3rd International Conference on Structural Health Assessment of Timber Structure*, Volume 1 – Edited by Jerzy Jansienko, Tomasz Nowak. Wroclaw – Poland, September 9-11, 2015.
- [6] Bocquet, J-F. (2015) – *Les assemblages de charpentes traditionnelles dans le futur contexte réglementaire. Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois* – Sous-partie: Assemblage. Formation ENSTIB. Université de Lorraine, France.
- [7] Allais, M.; Kupferle, F.; Rossi, F. (2015) – *Dimensionnement à froid des assemblages traditionnels bois conformément aux Eurocodes*. Guide Pratique. Supported by CODIFAB and C4Cl. December 2015, Paris, France.
- [8] Verbist, M.; Branco, J.M.; Poletti, E.; Descamps, T.; Lourenço, P.B. (2017) – "Single step joint: Overview of European standardized approaches and experimentations". *Materials and Structures* – 50: 161. March 27, 2017. DOI 10.1617/s11527-017-1028-4.
- [9] DIN 1052-2 (1988) – *Deutsch Norm – Structural use of timber – Mechanically fastened joints – Part 2*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Praxishandbouch Holzbau. April 1998, Germany.
- [10] DIN EN 1995-1-1/NA (2010) – *German National Annex – Nationally determined parameters – Eurocode 5: Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and rules for buildings*. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Praxishandbouch Holzbau. December 2010, Germany.
- [11] CNR-DT 206 (2007) – *Instructions for the Design, Execution and Control of Timber Structures*. National Research Council (CNR). November 28, 2007, Rome, Italy.
- [12] NEN EN 1995-1-1/NB (2011) – *Dutch National Annex – Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings*. April 1, 2011, The Netherlands.
- [13] NEN 3852 (1973) – *Dutch Norm – TGB 1972 – Timber structures – Technical principles for the design and calculation of building structures*. Dutch Standardization Institute. July 1, 1973, Delft, The Netherlands.
- [14] NEN 6760 (1991) – *Dutch Norm – TGB 1990 – Timber structures – General principles – Requirements and determination methods*. Dutch Standardization Institute. December 1, 1991, Delft, The Netherlands.
- [15] NEN 6760 (2005) – *Dutch Norm – TGB 1990 – Timber structures – Basic requirements and determination methods*. Dutch Standardization Institute. May 1, 2005, Delft, The Netherlands.
- [16] NS 446 (1957) – *Norwegian Standard – Rules for the calculation and execution of wooden constructions*. April 25, 1957, Oslo, Norway.
- [17] NBN EN 1995-1-1/A1 (2008) – *Eurocode 5 – Amendment 1 – Design of timber structures – Part 1.1: General – Common rules and rules for buildings* – CEN, European Standardisation Institute. November 26, 2008, Brussels, Belgium.
- [18] Verbist, M.; Branco, J.M.; Poletti, E.; Descamps, T.; Lourenço, P.B. (2017) – "Single and Double Step Joints Design: Overview of European standard approaches compared to experimentation". *Proceedings of the Third International Conference on Preservation, Maintenance and Rehabilitation of Historical Buildings and Structures REHAB 2017* – Green Lines Institute for Sustainable Development, Braga, Portugal, June 14-16, 2017. Pages 1185 – 1194.
- [19] Grezel, J. (1950) – *Les assemblages. Annales de l'Institut Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics, Manuel de la charpente en bois, n.º9* – Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics – Novembre 1950, Paris, France.
- [20] Goss, W.F.M. (1890) – *Bench Work in Wood. A course of Study and Practice Designed for the use of schools and colleges*. – Published by Ginn & Company – Boston, USA (1890).
- [21] Descamps, T. (2015) – *Dimensionnement et Technologie des Structures en Bois. Introduction à l'Eurocode 5*. Volume 1 – Matériau, vérification ELU et ELS et assemblages. 4 juin 2015, Université de Mons, Faculté Polytechnique, Belgique.
- [22] Branco, J.M.; Verbist, M.; Descamps, T. (2018) – "Design of three typologies of step joints – Review of European standardized approaches". *A State-of-the-Art Report by COST Action FP1402 / WG3 - Design of Connections in Timber Structures*. Sandhaas, C., Munch-Andersen, J., Dietsch, P. (Eds.). Shaker Verlag (Publisher), Aachen, Germany. September 2018. Pages 297-317. ISBN 978-3-8440-6144-4

Reabilitação e beneficiação da ponte sobre o rio Arda, em Pedorido

Strengthening and rehabilitation of the bridge over the Arda River

Augusto Gomes
Francisco Virtuoso

Resumo

Neste artigo descrevem-se as principais intervenções realizadas na ponte de Pedorido sobre o rio Arda. Foi realizada uma inspeção da ponte que permitiu identificar as seguintes anomalias: fendilhação nos pilares e nos muros de ala dos encontros causada por reações álcalis-silica, delaminação do betão da laje do tabuleiro, deslocamentos excessivos dos aparelhos de apoio e deficiências no sistema de drenagem.

Foi efetuada a verificação da segurança da estrutura de acordo com o REBAP e o RSA. A verificação ao estado limite de descompressão das vigas pré-esforçadas não era verificada, embora por uma margem pequena. Face à idade da estrutura e à inexistência de fendas estruturais nessas vigas decidiu-se não as reforçar.

Neste trabalho descrevem-se as soluções de reforço e de reabilitação executadas na ponte, sendo de salientar a proteção dos fustes dos pilares, a substituição dos aparelhos de apoio em chumbo e dos pêndulos em betão armado.

Abstract

In this paper are presented the main interventions carried out on the Pedorido bridge over the Arda River. An inspection of the bridge was carried out, which allowed the identification of several anomalies, such as: cracking on the columns and wing walls of the abutments, delamination of slab concrete with exposure of the steel reinforcement bars, malfunction and excessive displacements of the bearings.

The safety of the structure was checked according to REBAP and for the live actions prescribed in the RSA. Only the checking of the decompression limit state of the prestressed beams was not satisfied, albeit by a small margin. Taking into account the age of the structure and the absence of structural cracks in those beams it was decided not to strengthen them.

This article describes the reinforcement and rehabilitation solutions carried out, with an emphasis on the protection of columns shafts, the replacement of bearings and reinforced concrete pendulums.

Palavras-chave: Reabilitação / Reforço / Proteção / Pontes / Anomalias

Keywords: Rehabilitation / Strengthening / Protection / Bridges

Augusto Gomes

Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil
Lisboa, Portugal
augusto.gomes@tecnico.ulisboa.pt
CivilSer, Estudos e Projectos de Engenharia Lda.
geral@civilser.pt

Francisco Virtuoso

Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa, DECivil
Lisboa, Portugal
francisco.virtuoso@tecnico.ulisboa.pt
CivilSer, Estudos e Projectos de Engenharia Lda.
geral@civilser.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.

GOMES, Augusto [et al.] – Reabilitação e beneficiação da ponte sobre o rio Arda, em Pedorido. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 103-112.

1 Introdução

A Ponte de Pedorido, sobre o rio Arda, localiza-se na EN 222, no Concelho de Castelo de Paiva, Distrito de Aveiro. A zona de implantação da ponte está inserida no leito do rio Arda, junto da sua foz no rio Douro, estando parte dos pilares centrais da ponte submersos.

A Ponte do Pedorido foi construída no final dos anos 70, sendo o projeto datado de 1970 da autoria dos engenheiros Joaquim Sarmiento e Joaquim Sampaio. O Dono de Obra é a Infraestruturas de Portugal. No presente artigo apresenta-se o projeto de reabilitação da ponte, cujos trabalhos foram executados durante os anos de 2011 e 2012.

2 Obra de arte existente

Nesta secção apresenta-se a descrição da ponte original, as características dos materiais e as condições geotécnicas do solo de fundação.

2.1 Descrição da obra existente

A Ponte do Pedorido sobre o rio Arda tem um comprimento total de 137,60 m, correspondente a cinco vãos: $23,80 + 3 \times 30,00 + 23,80$ m. A largura total do tabuleiro é de 9,60 m, sendo o perfil transversal constituído por uma faixa de rodagem com 7,00 m e dois passeios com 1,00 m. Os restantes $2 \times 0,30 = 0,60$ m correspondem à largura das vigas de bordadura. A estrutura do tabuleiro é em betão armado pré-esforçado, sendo os pilares e os encontros em betão armado.

O tabuleiro é constituído por uma laje vigada apoiada em cinco vigas afastadas de 1,875 m. As vigas do tabuleiro são prefabricadas e têm uma secção transversal em "T" com uma altura variável parabolicamente entre 1,40 m nos vãos e 1,85 m nos apoios. O banzo superior, que está integrado na laje do tabuleiro, tem uma largura de 0,80 m e espessura variável entre 0,15 m, na junta de betonagem com a laje, e 0,21 m junto à alma da viga. A largura da alma das vigas é de 0,16 m na zona de meio vão, variando linearmente na zona dos apoios até 0,40 m ao longo de um comprimento de 3,0 m medido a partir dos eixos dos apoios. As vigas possuem um talão inferior com uma largura de 0,40 m. As vigas são solidarizadas através de carlingas. As carlingas sobre os pilares têm uma espessura de 0,40 m e uma altura total de 1,85 m e as dos encontros têm uma espessura de 0,40 m e uma altura de 1,274 m. As carlingas de vão, que estão afastadas entre si de 6,00 m, têm uma espessura de 0,20 m e altura variável que acompanha a altura das vigas do tabuleiro.

A laje do tabuleiro que une os banzos das vigas prefabricadas tem uma espessura de 0,15 m. Esta laje prolonga-se para o exterior das vigas através de duas consolas laterais com 1,00 m de vão, tendo uma espessura variável entre 0,20 m na ligação à viga e 0,10 m na ligação à viga de bordadura. A viga de bordadura é monolítica com a laje do tabuleiro. O guarda-corpos é metálico e fixado diretamente à viga de bordadura.

Cada alinhamento de pilares é constituído por um conjunto de dois montantes de secção retangular de dimensão variável em altura definida por um jorramento de 1,4%. No topo, junto ao capitel, os montantes têm uma secção retangular com 1,00 m x 0,80 m (h x b). Os montantes são ligados superiormente por um capitel que dá apoio às vigas do tabuleiro, com uma secção retangular com 0,80 m de largura e uma altura variável entre 1,20 m na ligação aos montantes e 1,00 m no meio vão, prolongando-se através de consolas com 0,75 m de vão e 0,80 m de altura. Cada par de montantes é ainda travado transversalmente através de uma travessa com uma largura de 0,80 m e uma altura variável entre 0,80 m na ligação aos montantes e 0,60 m no meio vão.

Os pilares dos alinhamentos P1 e P4, que estão fundados nas margens, têm uma altura aproximada de 9,50 m, enquanto os pilares P2 e P3, fundados no leito do rio Arda, têm aproximadamente 17,50 m de altura. As fundações dos pilares são indiretas sendo

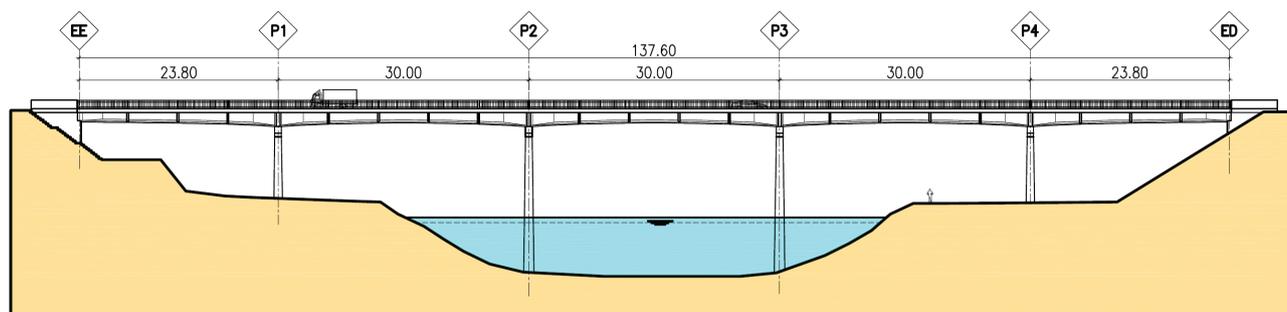
constituídas por maciços de encabeçamento de forma retangular com $10,70 \times 3,50 \times 1,60 \text{ m}^3$, apoiados num conjunto de 18 estacas com 0,40 m de diâmetro.

A ligação do tabuleiro aos pilares e aos encontros é materializada por aparelhos de apoio móveis longitudinalmente nos encontros e fixos nos pilares. Os aparelhos de apoio fixos são constituídos por chapas de chumbo atravessadas por ferrolhos. Os aparelhos de apoio móveis, localizados nos encontros, são formados por pêndulos com 1,20 m de altura assentes sobre placas de chumbo. A espessura dos pêndulos é de 0,35 m.

Os encontros são aparentes sendo formados por três contrafortes com uma altura aproximada de 6,00 m no encontro esquerdo e 11,00 m no encontro direito, medida entre a face superior da sapata e a face superior da laje junto do lancil.

Na Figura 1 apresenta-se o alçado da ponte e um corte transversal pelos pilares.

ALÇADO



CORTE TRANSVERSAL A MEIO VÃO

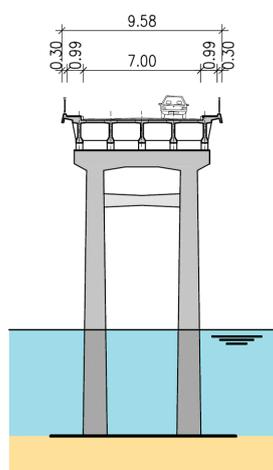


Figura 1 Alçado e corte da Ponte de Pedorido

2.2 Condições geotécnicas

Para a avaliação da constituição geológica do solo de fundação foi efetuada uma campanha de reconhecimento geotécnico, tendo sido realizadas quatro sondagens, na proximidade de cada um dos encontros e junto de cada um dos pilares que não atravessam o leito do rio.

O terreno de fundação dos pilares P1 e P4 é constituído por uma camada superficial de aterro com uma espessura aproximada de 2,00 m, sob a qual existe um depósito aluvionar com fraca aptidão para receber as cargas transmitidas pela estrutura, com espessuras de 9,00 m e 22,00 m, respetivamente, para os pilares P1 e P4. Abaixo desta camada ocorre um maciço de terrenos existentes com características sub-rochosas designado por "Xistos do Valongo", que possui características adequadas para receber fundações. Sob os pilares P2 e P3, cujas fundações estão submersas pelo rio Arda, ocorre uma camada de depósitos aluvionares, com uma espessura de aproximadamente 16,0 m, sob a qual se encontra o maciço constituído por "Xistos do Valongo". O encontro esquerdo está fundado diretamente no maciço constituído por "Xistos do Valongo". O terreno de fundação sob o encontro direito tem características semelhantes às descritas para o pilar P4, tendo a espessura da camada de aterro aproximadamente 12,0 m.

2.3 Materiais

Indicam-se seguidamente as classes de resistência dos materiais que foram especificadas no projeto original da ponte.

Betão: Tabuleiro – B350; Passeios e vigas de bordadura – B225; Pilares e maciços de encabeçamento de estacas – B225; Encontros – Sapatas, maciços de fundação e elevação – B225; Dosagem mínima de cimento: B225 – 350 kg/m³; B350 – 400 kg/m³.

Aços: Armaduras ordinárias – A24 nervurado; Aço de pré-esforço – fios Ø 7 mm com uma tensão de rotura garantida de 160-175 kgf/mm²; Guarda-corpos e juntas de dilatação: Aço corrente (Art.º 9.º do R.E.A.E.).

No âmbito do desenvolvimento do projeto de reabilitação foi efetuada uma campanha de ensaios de caracterização dos materiais. Na verificação da segurança da estrutura existente foram consideradas as seguintes classes de resistência para os materiais estruturais:

- Betão do tabuleiro – C30/37, equivalente ao B350 indicado no projeto;
- Betão dos pilares – C25/30, superior ao especificado no projeto (B225) mas inferior ao obtido nos ensaios de caracterização (C30/37);
- Armaduras ordinárias – A235, classe equivalente à considerada no projeto (A24);
- Aço de pré-esforço – A1600/1800 – $f_{p0,1k} = 1600$ MPa, $f_{puk} = 1800$ MPa.

3 Anomalias existentes

Foi efetuada uma inspeção à estrutura com recurso a um veículo de inspeção. As principais anomalias observadas na estrutura resultam da ocorrência de fendilhação nos pilares P1, P2 e P4, ver Figura 2.

Existiam também sinais que indicavam o início da corrosão das armaduras das lajes do tabuleiro, que se manifestam através da coloração da superfície com óxido de ferro, não existindo, porém, zonas com betão delaminado. No que diz respeito às vigas do tabuleiro, verificou-se a existência localizada de fendilhação, betão delaminado e armaduras à vista, indicando que o processo de corrosão das armaduras não expostas poderia já se ter iniciado. Estes indícios eram mais significativos na face exterior da viga de extremidade do lado de jusante (face do lado norte). As placas de chumbo de alguns dos aparelhos de apoio encontravam-se deformadas por esmagamento e deslocadas do seu local original, conforme se ilustra na Figura 3.

Os aparelhos de apoio nos pilares eram constituídos por chapas de chumbo e nos encontros por um pêndulo de betão armado, cuja ligação, quer à carlinga do tabuleiro quer à viga de estribo, era materializada através de chapas de chumbo atravessadas por ferrolhos de aço. Algumas das chapas de chumbo encontravam-se deformadas por esmagamento, devido aos movimentos do tabuleiro. Os pêndulos apresentavam uma fendilhação superficial do betão, sendo mais significativa no encontro direito.

Os pilares P1, P2 e P4 apresentavam uma fendilhação significativa cuja abertura chegava a atingir 1 mm. Esta fendilhação, que se manifesta de forma mais acentuada na direção vertical, é típica do fenómeno álcalis-silica. Foram realizados pelo Departamento de Geologia da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto ensaios petrográficos [2, 3] os quais confirmaram a existência de indícios de ocorrência de reações expansivas álcalis-silica (RAS). Os ensaios petrográficos revelaram a ocorrência pontual de gel sílico-alcálico, a existência de microfissuração nas partículas de agregado e nas interfaces pasta-agregado e a presença de orlas escurecidas nas partículas de agregado. Refira-se que nas zonas localizadas sob a extremidade inferior dos tubos de queda do sistema de drenagem do tabuleiro existiam também manchas na superfície do betão, resultantes do escoamento da água ao longo da superfície.

Como referido, as principais anomalias identificadas no tabuleiro consistiam na delaminação pontual do betão, na ocorrência de alguma fendilhação, também muito pontual, e na existência de indícios de corrosão das armaduras da laje do tabuleiro.

As juntas de dilatação dos encontros eram constituídas por chapas de aço nervuradas, tipo folha de oliveira, as quais deslizavam entre si. Estas chapas apresentavam uma corrosão superficial. Nas faces laterais dos encontros observavam-se manchas que indicavam a passagem de água através da junta, e a inexistência ou não funcionamento do sistema de drenagem desta zona. A junta de dilatação do encontro direito aparentava estar fechada ao nível da laje do tabuleiro. Verificou-se que as juntas de dilatação eram sujeitas a um efeito de impacto ("batiagem") com a passagem dos veículos, o que resultava da folga existente entre as duas chapas que a constituem.

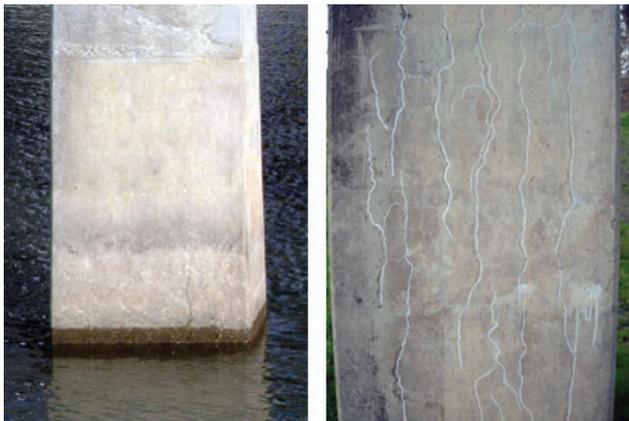


Figura 2 Fendilhação na face do Pilar P2 e P4 devido a reações expansivas álcali-silica



Figura 3 Esmagamento de aparelho de apoio em chumbo e delaminação do betão na viga do lado norte

4 Verificação da segurança da estrutura

A análise da estrutura para efeitos de avaliação do seu comportamento em serviço e verificação da segurança aos estados limites últimos foi efetuada com base em modelos estáticos e/ou dinâmicos lineares. A análise transversal da laje do tabuleiro foi efetuada com base em modelos de elementos finitos de laje. Para a análise das ações verticais (peso próprio, pré-esforço e sobrecargas rodoviárias) a estrutura foi analisada com base em modelos de pórtico plano, simulando cada uma das vigas e a respetiva parcela de pilar, com base nos quais foi efetuada a análise longitudinal do tabuleiro. Complementarmente foi analisado um modelo tridimensional de toda a estrutura, para a análise dos pilares e para avaliar os efeitos da ação sísmica através duma análise dinâmica.

A verificação da segurança no projeto original foi efetuada de acordo com o RSEP (1961) e com o REBA (1967). No projeto de reabilitação e beneficiação a verificação da segurança da estrutura existente e, no dimensionamento dos novos elementos e dos reforços, a quantificação das ações e suas combinações foram efetuadas de acordo com o RSA – Regulamento de Segurança e Ações em Estruturas de Edifícios e Pontes (1984) e o REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (1983), tendo sido considerados os seguintes estados limites: estado limite de descompressão no tabuleiro em betão armado pré-esforçado para as combinações quase permanentes de ações; estado limite de largura de fendas, $w_k < 0,1$ mm, para combinação frequente de ações; estados limites últimos de resistência para as combinações fundamentais de ação de base sobrecarga rodoviária e para a ação de base ação sísmica. Para os materiais foram consideradas as classes de resistência referidas no §2.3.

Da análise da segurança da estrutura constatou-se que a segurança dos elementos estruturais em relação aos estados limites últimos é verificada. Relativamente aos estados limites de utilização, em particular ao estado limite de descompressão, a segurança é verificada em todas as vigas do tabuleiro à exceção das secções de vão das vigas interiores dos vãos de extremidade do tabuleiro, onde a máxima tensão de tração é de 0,12 MPa. Este valor corresponde a 4,0% do valor médio da resistência à tração do betão, f_{ctm} , considerando-se, assim, que o valor da tração obtido é desprezável.

5 Solução de reabilitação e reforço

A principal deficiência que a estrutura da ponte apresentava resultava dos problemas de degradação do betão que tiveram origem fundamentalmente na reação álcali-silica dos agregados. Este problema manifestava-se de forma mais acentuada nos pilares e nas suas travessas. É também de referir o mau estado de conservação dos aparelhos de apoio, das juntas de dilatação e do guarda-corpos. Em termos de capacidade resistente não foi detetada nenhuma situação que justificasse a realização de reforço. No entanto, a substituição dos aparelhos de apoio existentes em chumbo, por aparelhos de apoio do tipo panela (*pot-bearing*), conduziu à necessidade de se reforçarem as carlingas dos apoios, os capitéis dos pilares e as vigas de estribo dos encontros.

5.1 Principais trabalhos de reabilitação e reforço

Para além dos trabalhos de reforço a ponte foi objeto de uma beneficiação geral.

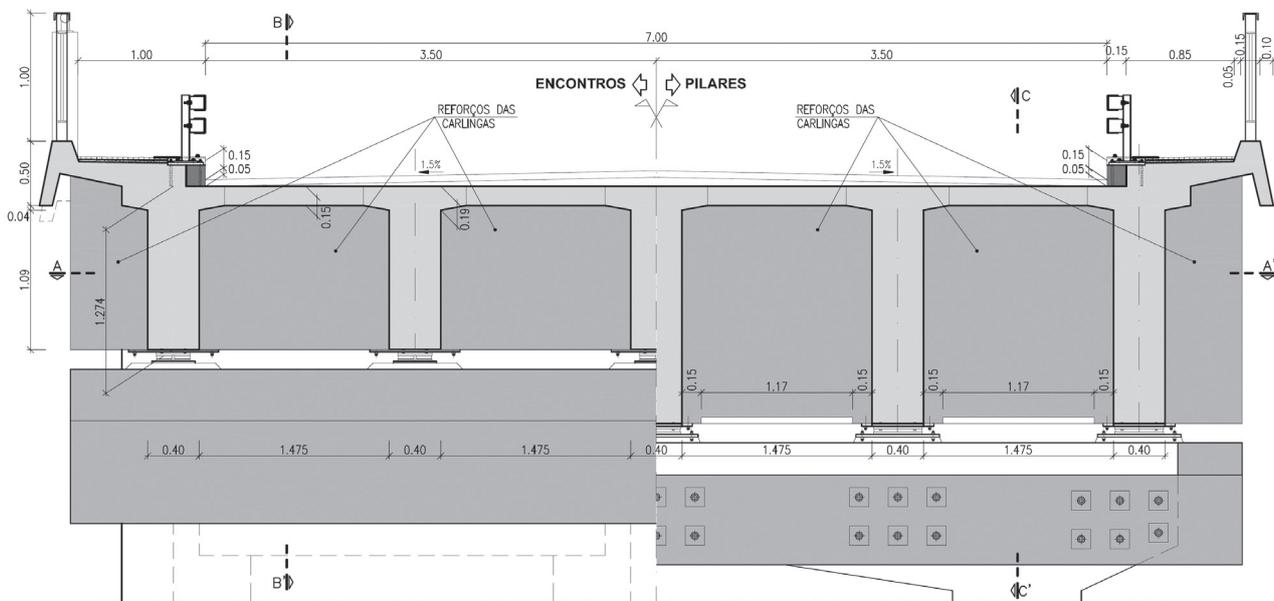
Descrevem-se seguidamente as principais intervenções realizadas na ponte [1].

a) Reforço das carlingas dos encontros e dos apoios intermédios, dos capitéis dos pilares e das vigas de estribo dos encontros. A substituição dos aparelhos de apoio e dos pêndulos dos encontros obrigou à realização do levantamento do tabuleiro. Para permitir o apoio dos cilindros hidráulicos (macacos) necessários para esta

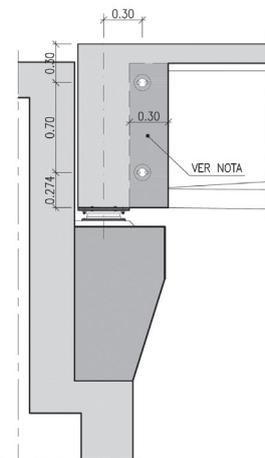
operação foi preciso reforçar os capitéis dos pilares, as vigas de estribo dos encontros e as carlingas dos encontros e dos apoios intermédios. O reforço foi efetuado por encamisamento em betão pré-esforçado, tendo sido colocados cabos longitudinalmente e barras transversais na proximidade dos aparelhos de apoio, Figuras 4, 5 e 6.

b) Substituição dos aparelhos de apoio. Esta operação obrigou ao levantamento do tabuleiro em 0,15 m. Indicam-se seguidamente as principais operações realizadas após a execução dos trabalhos indicados em a): colocação de cavaletes junto dos encontros para apoio dos cilindros hidráulicos; transferência da carga permanente

CORTE TRANSVERSAL



CORTE B-B'



CORTE C-C'

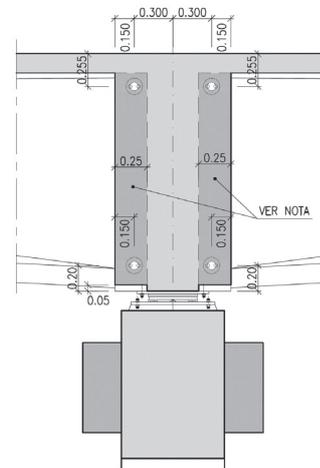
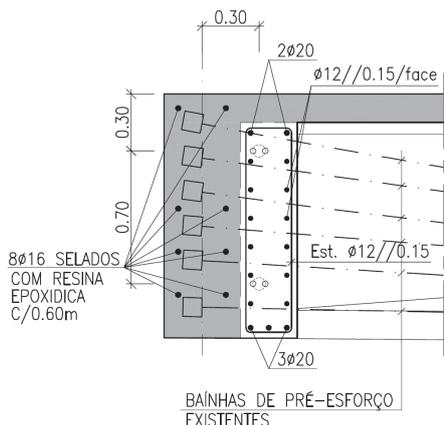
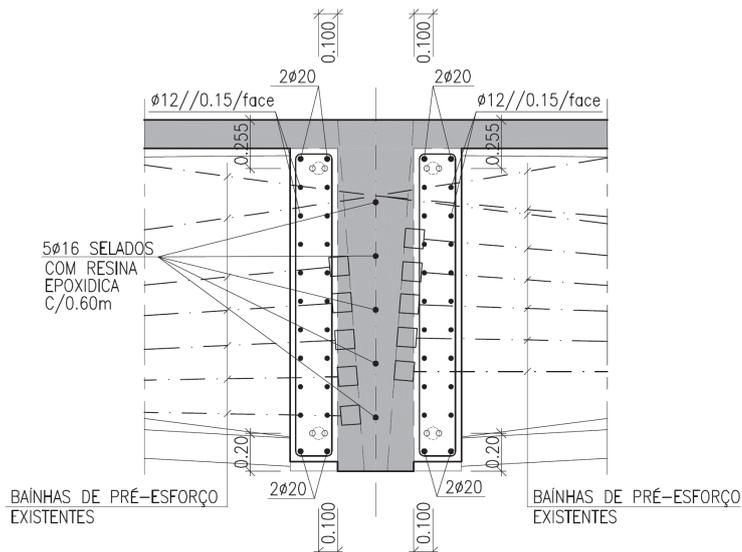


Figura 4 Reforço das carlingas dos encontros e dos apoios nos pilares

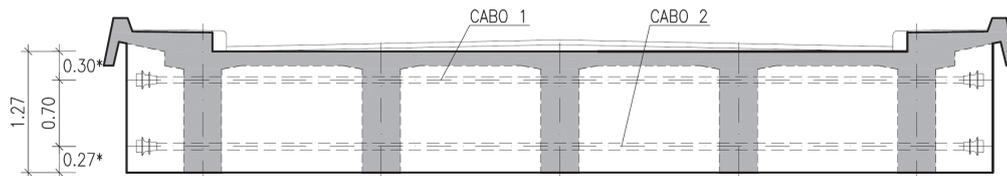
CORTE ENCONTROS



CORTE NOS PILARES P1 e P4



PRÉ-ESFORÇO NA CARLINGA DOS ENCONTROS



PRÉ-ESFORÇO NA CARLINGA DOS APOIOS NOS PILARES

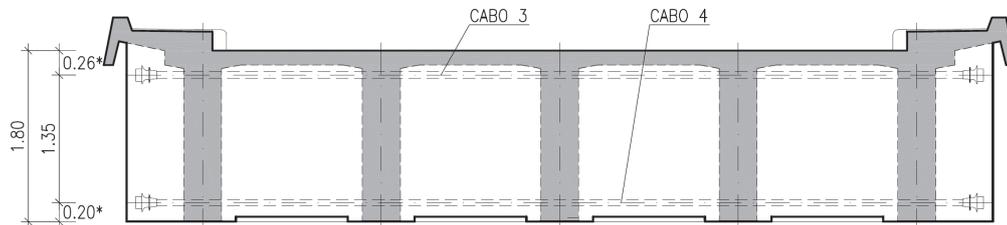


Figura 5 Reforço das carlingas. Pormenorização de armaduras e pré-esforço

para apoios provisórios através de cilindros hidráulicos; corte dos ferrolhos dos apoios dos pilares; levantamento do tabuleiro em 0,15 m, simultaneamente em todos os alinhamentos de pilares e encontros, tendo sido imposta uma diferença máxima de 10 mm entre dois alinhamentos consecutivos e de 2 mm nos alinhamentos transversais dos apoios; demolição dos pêndulos e alargamento das vigas de estribo dos encontros; reparação local das faces inferiores das vigas e das faces superiores das travessas para permitir um

adequado assentamento das vigas nos novos aparelhos de apoio; colocação dos novos aparelhos de apoio; execução dos plintos; injeção das folgas entre a chapa superior do aparelho de apoio e a face inferior das vigas do tabuleiro.

O trânsito apenas foi interditado durante as operações de levantamento do tabuleiro e de transferências de carga das vigas.

c) Reparação e pintura das superfícies do betão. Uma vez que

as principais anomalias identificadas tinham origem nas reações expansivas álcalis-silica procurou minimizar-se o acesso da água aos elementos de betão através da aplicação de uma pintura com características de proteção do betão. Este trabalho envolveu as seguintes fases: limpeza da superfície por decapagem com jato de água; aplicação de produto hidrófugo nas zonas com cavidades; aplicação de pintura de proteção exterior:

c1) Tratamento de fendas: de largura $\leq 0,4$ mm – aplicação de produto hidrófugo; fendas com largura $> 0,4$ mm – injeção com resina epoxídica;

c2) Reparação de zonas delaminadas: preparação da superfície com martelo pneumático ou jato de água; reposição da geometria inicial com argamassa de reparação pré-doseada de retração controlada; nos casos em que existiam armaduras expostas estas foram limpas com jato de água ou de areia e adicionada armadura no caso de existir uma perda de secção superior a 20%.



Figura 6 Reforço das carlingas para elevação do tabuleiro e suporte dos novos aparelhos de apoio

Na Figura 7 apresenta-se uma vista inferior do tabuleiro após a execução da reparação e pintura das superfícies de betão.



Figura 7 Vista inferior do tabuleiro após os trabalhos de reabilitação

d) Proteção do betão da zona submersa dos pilares P2 e P3. Tendo em consideração que os pilares, conjuntamente com as travessas, eram os elementos estruturais que apresentavam sinais mais evidentes da ocorrência da reação álcalis-silica, foi executada uma proteção da zona submersa do fuste dos pilares através dum encamisamento em betão com recurso à utilização duma cofragem metálica perdida. Na Figura 8 apresentam-se os alçados e um corte transversal da solução de encamisamento da base dos pilares, e nas Figuras 9 e 10 apresentam-se fotografias da solução construída.

e) Substituição das juntas de dilatação. Devido ao nível de corrosão e à falta de estanquidade que as juntas de dilatação apresentavam estas foram substituídas por juntas em neoprene reforçado.



Figura 9 Vista do lado sul – Proteção da zona submersa dos pilares



Figura 10 Solução de encamisamento da base dos pilares no troço submerso

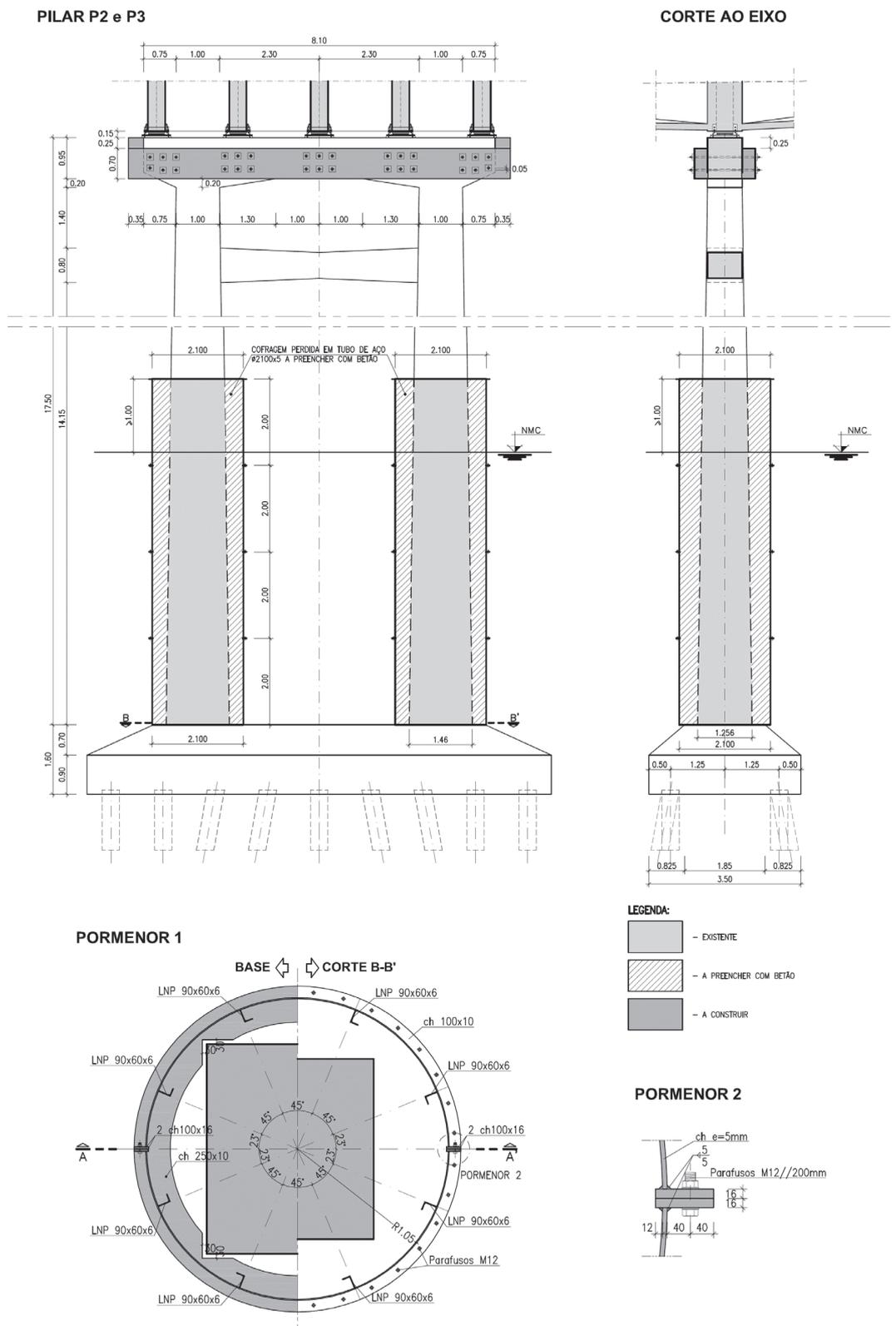


Figura 8 Solução de encamisetamento da base dos pilares submersos

f) Outros trabalhos de reabilitação. Para além dos trabalhos anteriormente referidos foram também executados os seguintes trabalhos: adaptação da geometria dos encontros à nova cota altimétrica do tabuleiro; execução do pavimento betuminoso em toda a extensão da obra; execução de novo sistema de drenagem do tabuleiro; execução de sistema de drenagem dos encontros; colocação de guardas de segurança; reparação do guarda-corpos e das vigas de bordadura; remodelação, regularização, limpeza e colocação de caleiras e sistema de drenagem nos taludes dos encontros; substituição dos lancis existentes constituídos por elementos prefabricados por um lancil betonado *in situ*, ligado ao tabuleiro por varões ancorados na laje com resina epoxídica; substituição do revestimento do passeio em calçada á portuguesa de vidro por ladrilhos em grés porcelânico com superfície antiderrapante.

5.2 Materiais estruturais aplicados nos elementos de reforço

Apresentam-se seguidamente as características dos materiais utilizados no reforço da ponte.

- Betão – C35/45, XC4(P), Cl.0.4, D_{\max} 25, S3, c = 35 (min. 300 kg de cimento/m³);
- Aço em armaduras – A500 NR, barras de pré-esforço – 835/1030 e aço em cordão 1670/1860;
- Características da pintura de proteção do betão: permeabilidade ao CO₂ – camada de ar de permeação equivalente $S_D > 100$ m; permeabilidade à água – $w < 0,1$ kg/m².h^{0,5}; permeabilidade ao vapor de água – camada de ar de permeação equivalente $S_D < 5$ m.

5.3 Condicionamentos à realização dos trabalhos

Os principais condicionamentos à execução dos trabalhos de reabilitação resultaram da altura do tabuleiro, variável entre 5 e 12 m, do facto de este se localizar sobre o rio Arda e da necessidade de se garantir o tráfego no tabuleiro durante a realização dos trabalhos. O tráfego apenas foi interditado durante as operações de transferência de cargas e de levantamento do tabuleiro. Estas operações foram realizadas aos fins de semana, em períodos de menor tráfego.

Durante o período em que o tabuleiro esteve suportado pelos apoios provisórios o trânsito foi efetuado numa via única central de sentido alternado com 3,0 m de largura. Esta via foi delimitada através de perfis tipo "New Jersey". Esta medida permitiu que fossem executados os trabalhos nos lancis, passeios e guarda-corpos e simultaneamente limitou o nível de sobrecargas no tabuleiro e reduziu a velocidade de circulação dos veículos, diminuindo os efeitos dinâmicos do tráfego.

6 Conclusões

Apresenta-se neste artigo o projeto de reabilitação e a sua execução da Ponte de Pedorido, sobre o rio Arda. Descreveu-se a inspeção efetuada à ponte, ilustrando-se as diversas anomalias identificadas. Destas anomalias é de salientar, pela sua importância na evolução do estado de conservação da ponte e pelo impacto na reabilitação efetuada, a existência de uma fendilhação significativa resultante da reação álcalis-silica. Apresenta-se também no artigo uma descrição das verificações de segurança efetuadas e dos critérios adotados, quer na avaliação da estrutura existente quer nos reforços efetuados.

Por fim, descrevem-se os trabalhos de reabilitação e reforço mais relevantes que foram efetuados, e os aspetos particulares desses trabalhos associados ao facto de terem sido realizados sem interrupção do tráfego.

Referências

- [1] Gomes, A.; Virtuoso, F. (2007) – *EN 222 – Ponte de Pedorido sobre o rio Arda. Projecto de Reabilitação e Beneficiação. Proj. de Execução*. CivilSer, Estudos e Projectos de Engenharia, Lda.
- [2] ISQ (2007) – *Ensaio de Caracterização dos Materiais. Ponte sobre o rio Arda*. Instituto de Soldadura e Qualidade, Direcção de Construção Civil, Pontes, Geotecnia e Reabilitação Estrutural.
- [3] Fernandes, I.; Ribeiro, M. (2007) – *Ponte sobre o rio Arda localizada em Pedorido*. Departamento de Geologia (DG) da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto.

Reabilitação de um complexo habitacional na Avenida da Liberdade, em Lisboa

Rehabilitation of a set of housing buildings in a heritage protection zone in Lisbon

João Almeida
David Gama
Miguel Lourenço

Resumo

Nesta comunicação apresentam-se os aspetos principais da conceção e execução das estruturas do complexo habitacional Liberdade 203, recentemente concluído, localizado na Av. da Liberdade e Rua Rosa Araújo, em Lisboa. Os cinco edifícios anteriormente existentes no local, zona com importantes exigências de proteção do património construído, foram edificados no final do século XIX. As exigências das entidades licenciadoras no que se refere à preservação do património, a conceção arquitetónica prevista e as atuais exigências de conceção sísmica conduziram a intervenções de consolidação e reforço estrutural dos edifícios com uma variedade significativa de soluções estruturais, necessárias para compatibilizar todos os aspetos referidos.

Abstract

In this paper the essential aspects of the rehabilitation of a set of housing buildings, constructed at the end of the 19th century in the Liberdade Avenue, in Lisbon, are presented. These buildings are located in a special protection zone, intended to protect the built heritage. Therefore, it was necessary to take into account not only the demands related with structural safety, economy and execution time, but also the ones that result from the heritage protection. These aspects led to the use of a great diversity of structural solutions and materials for the reinforcement of the buildings structure and its different elements: foundations, resistant walls in masonry and wood pavements.

Palavras-chave: Sistemas estruturais / Betão estrutural / Pré-esforço / Estruturas de transição

Keywords: Rehabilitation / Heritage / Seismic design / Traditional materials

João Almeida

JSJ, Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda.
Lisboa, Portugal
jalmeida@jsj.pt

David Gama

JSJ, Consultoria e Projectos de Engenharia, Lda.
Lisboa, Portugal
dgama@jsj.pt

Miguel Lourenço

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

Aviso legal

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

Legal notice

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

ALMEIDA, J. [et al.] – Reabilitação de um complexo habitacional na Avenida da Liberdade, em Lisboa. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 113-124.

1 Introdução

O artigo descreve as diversas soluções estruturais adotadas no projeto do edifício *Liberdade 203*, localizado na Avenida da Liberdade / Rua Rosa Araújo, em Lisboa (Figura 1).

Os cinco edifícios anteriormente existentes no local, zona com importantes exigências de proteção do património construído, foram edificados no final do século XIX, na generalidade constituídos por um piso enterrado e cinco a seis pisos elevados. Neste contexto, em termos gerais, a intervenção estrutural a realizar deve tentar conjugar a necessidade de preservar a identidade do edifício (incluindo a sua conceção estrutural e materiais), com a nova conceção arquitetónica/funcional proposta, bem como com as exigências de conforto e segurança de um edifício moderno, com altas exigências de qualidade.



Figura 1 Localização dos edifícios

2 Caracterização estrutural do edifício existente

O projeto original dos edifícios existentes não estava disponível, pelo que a informação sobre as construções foi obtida de levantamentos geométricos/topográficos e do conhecimento existente sobre a época construtiva na zona de Lisboa onde se inserem. Os edifícios originalmente eram constituídos por uma cave, piso térreo e cinco a seis pisos elevados, com exceção do *Edifício 2* com apenas dois pisos elevados (Figura 2).



Figura 2 Alçado (Rua Rosa Araújo) e corte transversal dos edifícios existentes (1 a 5)

O sistema estrutural dos edifícios é típico do início do séc. XX, sendo constituído por:

- **Pisos** – Soalho sobre vigamentos de madeira, com tarugos a travar o piso. Os barrotes de madeira estão apoiados nas paredes exteriores e interiores, sendo geralmente perpendiculares às fachadas;
- **Parede Exteriores e Fundações** – As paredes exteriores são em alvenaria de pedra ordinária calcária; a sua espessura varia em altura (0,65 m a 1,15 m), sendo substancialmente mais larga nas fundações. Em alguns casos as paredes são suportadas por arcos de fundação, estando o estrato resistente a mais de 12 m de profundidade;
- **Paredes Interiores e Fundações** – As paredes interiores são ou: (i) estruturais (paredes de frontal) ou não estruturais (de tabique). A maioria das paredes interiores não apresentava continuidade para o piso térreo (piso originalmente dedicado a comércio), sendo suportadas por vigas de ferro fundido suportadas em pilares do mesmo material no piso térreo, que depois eram suportados por pilares de pedra ao nível da cave;

- **Telhado** – Constituído por telhas suportadas por uma estrutura de madeira.

O estado de conservação dos edifícios era muito diferente entre si. O *Edifício 1* apresentava-se muito bom estado de conservação. De facto, apesar de ter sido construído numa época associada a más práticas construtivas (os edifícios *Gaioleiros* têm conotação geralmente negativa), este edifício apresentava uma conceção estrutural e qualidade de execução muito elevada, para o que é habitual verificar-se da época. As paredes exteriores apresentam um muito bom estado de conservação, tal como a estrutura tridimensional em madeira (Figura 3 a): tanto ao nível dos materiais como dos detalhes de ligação. As exceções eram as zonas húmidas, nomeadamente em torno do saguão, onde a degradação da madeira causada por água era evidente. Já os *Edifícios 2 a 5* estavam com um nível de degradação muito elevado, apresentando diversas anomalias nos elementos estruturais (infiltrações, proliferação de fungos, ataque de térmitas, deformações excessivas...), tendo mesmo ocorrido o colapso de uma das paredes de empena (Figura 3 b)).



Figura 3 a) Edifício 1: Paredes interiores (após demolição de enchimento); b) Edifício 2 – Colapso

3 Intervenção

3.1 Aspetos gerais

O conjunto de edifícios foi dividido em três blocos estruturais distintos, cujas soluções estruturais se representam nas Figuras 4 e 5:

- *Bloco A* – dado o bom estado de conservação do edifício original, a intervenção consistiu na reabilitação e reforço da estrutura existente; o edifício foi ainda ampliado em dois pisos;
- *Bloco B e C* – dado o estado de degradação avançado dos edifícios que constituem estes blocos, foi realizada uma demolição integral do interior, preservando-se as fachadas principal e de tardoz. Os edifícios foram ampliados e foi adotada uma estrutura de betão armado e pré-esforçado.

Na área correspondente aos Blocos B e C, a arquitetura previa três pisos enterrados para estacionamento, correspondendo a uma escavação de 14 m. Foi ainda executado um túnel para ligar o estacionamento aos acessos verticais do edifício do Bloco A.

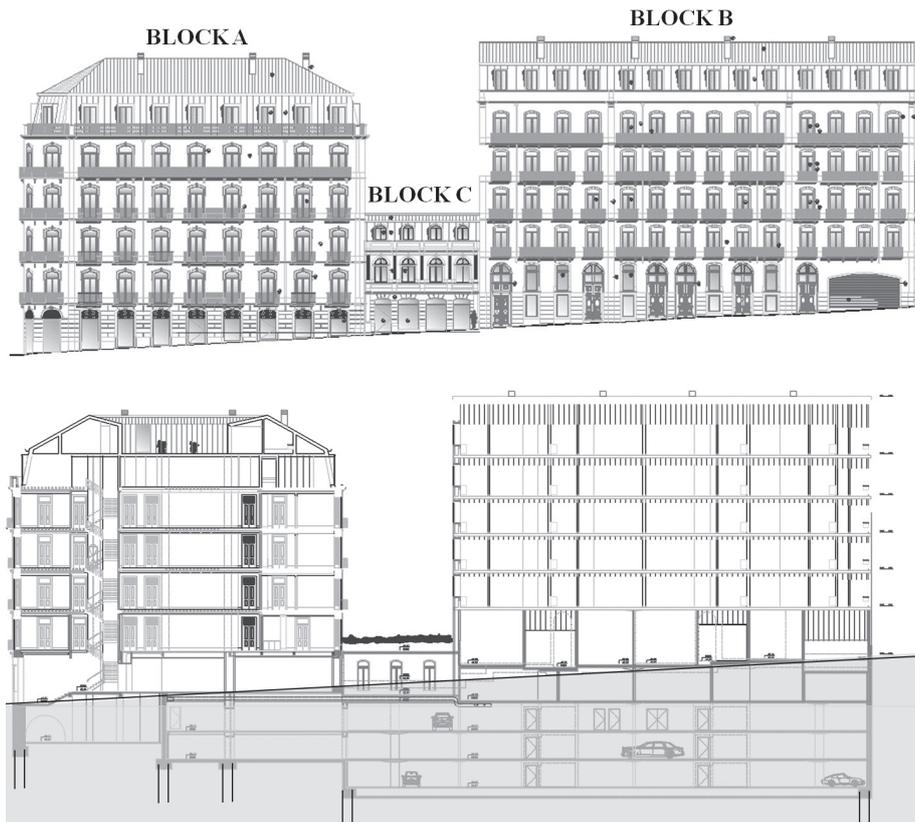


Figura 4 Estrutura acabada: Alçado principal (em cima) e corte (em baixo)

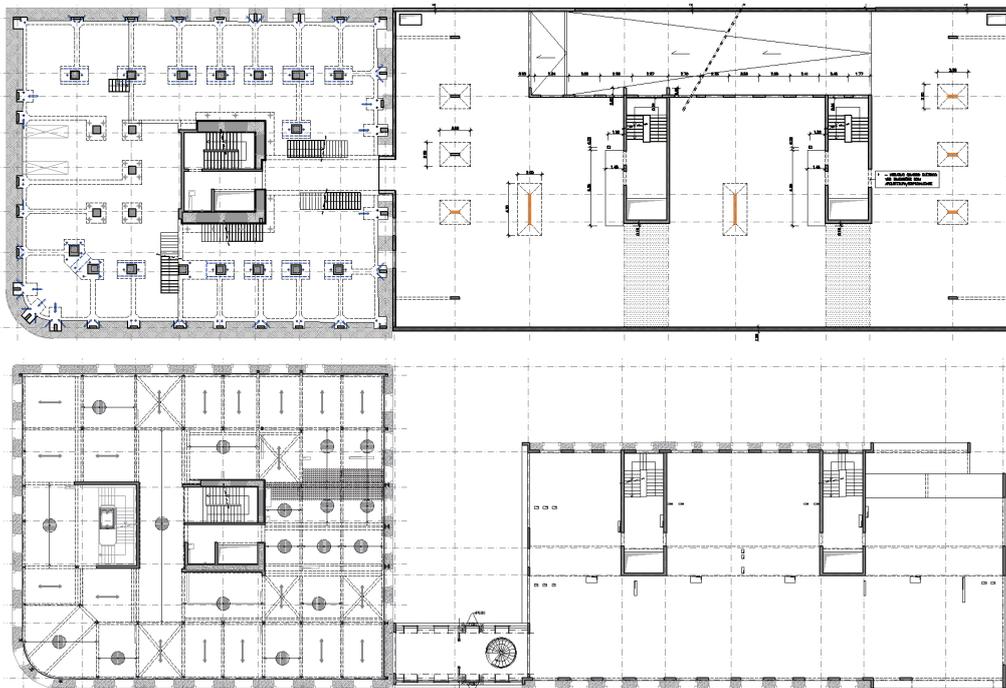


Figura 5 Plantas – tipo da solução estrutural adotada (piso enterrado, em cima, e piso elevado, em baixo)

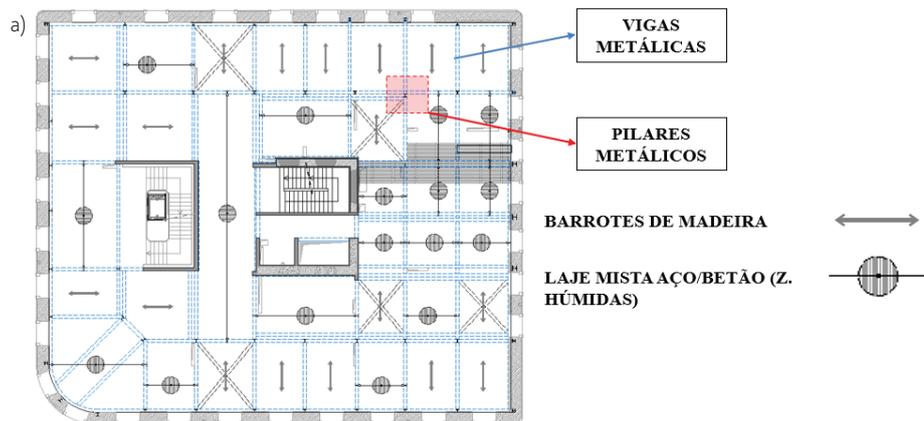


Figura 6 a) Solução estrutural de reforço no Bloco A para cargas verticais nos pisos elevados; b) Pórticos metálicos e laje mista aço-betão, visíveis durante a fase de construção

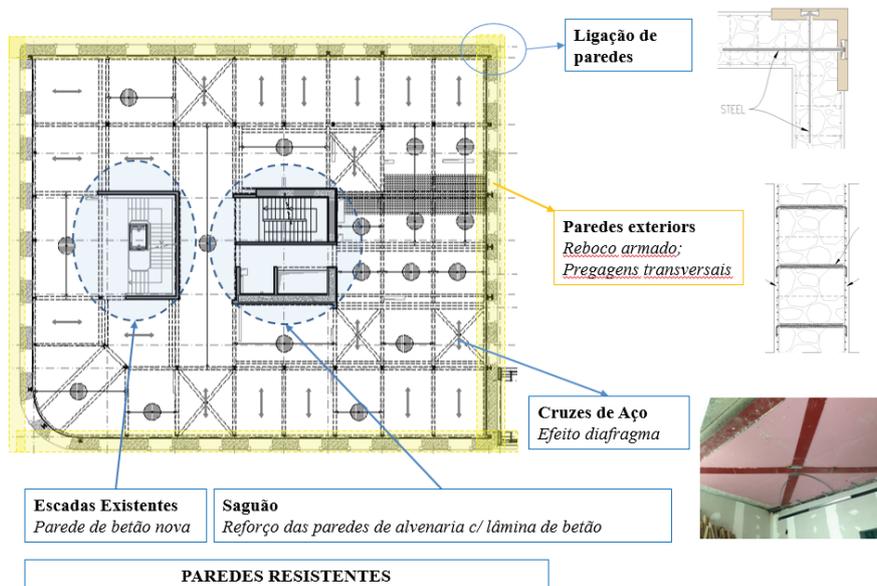


Figura 7 Solução estrutural de reforço no Bloco A (Reforço Sísmico)

3.2 Bloco A

3.2.1 Reforço para cargas verticais

O programa arquitetónico previa a demolição de algumas paredes de alvenaria que tinham funções de suporte do pavimento. Assim, foi necessário criar um sistema de pórticos metálicos de modo a suportar os pavimentos existentes. Adicionalmente, nas "zonas húmidas", onde o pavimento já se encontrava, na generalidade, degradado, foi exigida uma solução em betão de modo. Esta solução teve também a função de garantir elevados níveis de redução acústica entre frações, aspeto que era determinante num empreendimento para segmento alto. No piso térreo, devido ao acréscimo de cargas no pavimento (4 kN/m^2), os pavimentos existentes foram completamente substituídos por uma solução mista aço-betão. Na Figura 6 esquematizam-se e ilustram-se as principais soluções de reforço adotadas no edifício para as cargas verticais.

3.2.2 Reforço sísmico

A estrutura existente foi reforçada para a ação sísmica de acordo com o esquema ilustrado na Figura 7. Garantiu-se que o pavimento funciona como diafragma através de cruzetas de aço nos pavimentos de madeira (existem também as zonas maciças de betão), sendo as forças de massa resistidas através dos núcleos (paredes existentes no centro do edifício reforçadas com lâmina de betão armado) e, ainda, pela parede de alvenaria exterior na qual: (i) se garante um comportamento no plano através de reforço da mesma para fora do plano e com prevenção de mecanismos de rotura locais (reboco armado, pregagens, ligação aos pavimentos) e (ii) se amplia a sua capacidade de dissipação de energia no plano, através dos reforços da parede com recurso a reboco armado e pregagens transversais.

3.2.3 Reforço de fundações

Neste edifício as paredes de alvenaria e os novos pórticos metálicos são suportados por um sistema existente de pilares de pedra na cave que foram reforçados através de encamisamento. Estes pilares tinham fundação direta, tendo sido estas fundações reforçadas com recurso a microestacas. Na Figura 8 ilustra-se e esquematiza-se a solução utilizada.

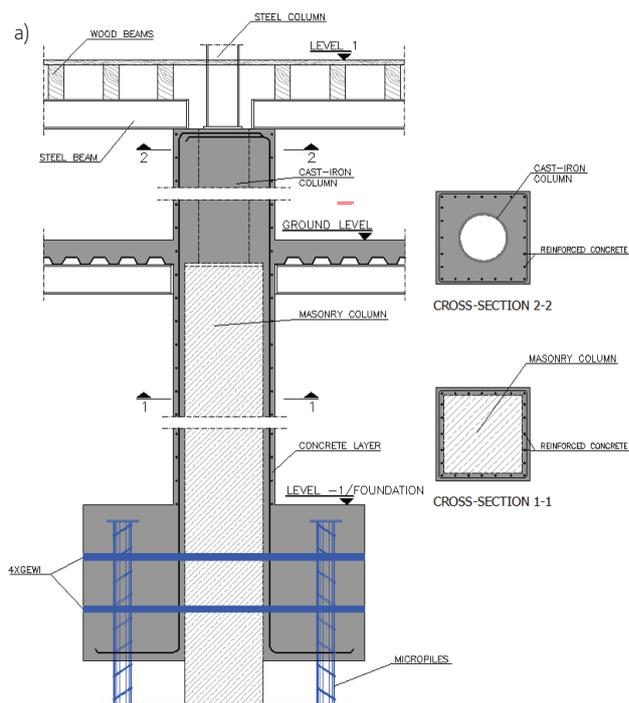


Figura 8 Reforço de fundações. (a) Esquema do reforço dos pilares de pedra por encamisamento e da fundação; (b) Fotografia durante a fase construtiva de reforço da fundação

3.3 Blocos B e C

3.3.1 Contenção periférica e contenção/recalçamento das paredes de fachada

Nos Blocos B e C a estrutura de betão foi executada após a demolição do interior dos edifícios existentes e a fase de escavação estar completa. O projeto desta fase é da autoria da JetSj, sendo que uma descrição mais detalhada deste projeto pode ser encontrada em [2]. A Figura 9 ilustra a planta da área de escavação, a qual foi realizada com muro do tipo Berlim definitivo, associada a um tratamento prévio dos terrenos com uma solução de colunas de solo cimento.

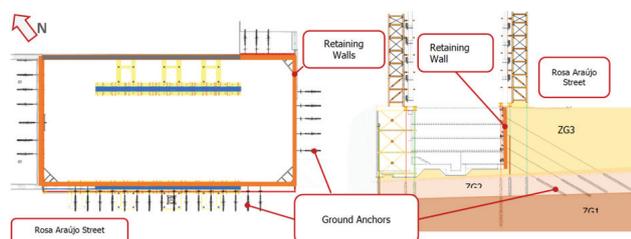


Figura 9 Solução de escavação (retirado de [2])

Para suportar o peso das fachadas durante a escavação e trabalhos de construção, foi utilizado o sistema representado na Figura 10. Neste sistema, o peso da parede é transferido para microestacas através de vigas de recalçamento pré-esforçadas com barras de alta resistência do GEWI.

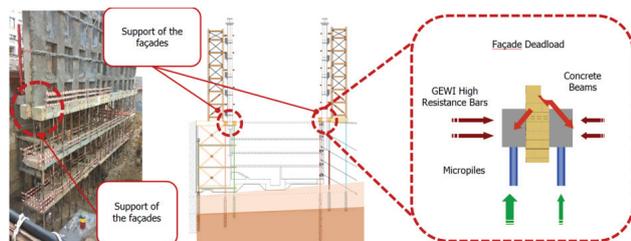


Figura 10 Recalçamento das fachadas (retirado de [2])

A estabilidade das fachadas face às ações horizontais durante os trabalhos de construção foi assegurada por estruturas metálicas de suporte lateral, como ilustra a Figura 11. Os movimentos das paredes foram monitorizados durante todos os trabalhos de construção.

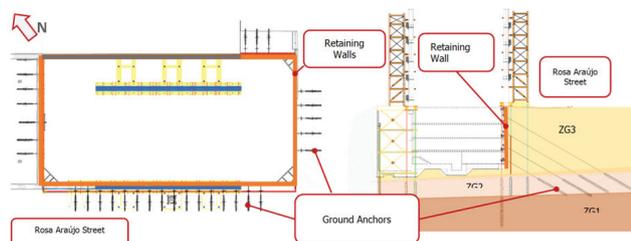


Figura 11 Suporte lateral das fachadas (retirado de [2])

3.3.2 Solução estrutural

Como anteriormente referido, a proposta arquitetónica para os Blocos B e C consiste na demolição do interior do edifício, apenas com a manutenção das paredes de alvenaria das fachadas, pelo que se propõe, na generalidade, uma solução estrutural constituída por pilares, núcleos, vigas e lajes de betão armado e pré-esforçado. Os pisos apoiam, em geral, monoliticamente em pilares de betão armado, com secção retangular e dimensões adaptadas ao nível de esforços a que estão submetidos. As lajes estão também ligadas aos núcleos de acesso dos edifícios, que se prolongam até à fundação, apoiando-se, nas zonas das caves, diretamente nas paredes de contenção que delimitam o contorno dos edifícios. A solução estrutural adotada para os pavimentos é, na generalidade, realizada com lajes fungiformes maciças de betão armado, com capitéis, espessamentos ou bandas maciças, quando necessário. As lajes dos pisos enterrados, vencendo vãos correntes entre cerca de 7,0 m e 8,5 m, têm em geral 0,25 m de espessura, com capitéis, de altura variável, nas regiões de apoio nos pilares.

A diversidade funcional dos vários pisos, com exigências de vãos e localização de elementos verticais distintas, bem como as restrições existentes à espessura máxima dos elementos estruturais dos pisos conduziram à utilização de diversas soluções pré-esforçadas, das quais se referem seguidamente algumas situações. Como se ilustra na Figura 12, na zona entre os núcleos verticais e a parede de contenção Norte dos pisos enterrados, com aproximadamente 9,0 m de vão, mantém-se a espessura da laje com recurso a bandas pós-tensionadas com monocordões não aderentes.

A partir do piso 0, na transição para os pisos elevados, as condicionantes arquitetónicas e funcionais na zona central do edifício conduzem à interrupção de todos os pilares interiores, situação que é solucionada com a adoção de uma banda maciça, com 0,50 m de espessura, disposta na direção longitudinal, vencendo, sem apoios intermédios, os vãos entre os núcleos e até às empenas laterais do edifício. A referida banda maciça vence um vão máximo de cerca de 12,9 m, pelo que se adotou igualmente uma solução pós-tensionada, neste caso com cabos aderentes de nove cordões, assegurando-se desta forma um adequado comportamento em serviço, nomeadamente no que diz respeito ao controlo das deformações. As lajes, com vãos de 8,5 m e 0,25 m de espessura, são também pós-tensionadas na direção transversal com grupos de monocordões não aderentes. De referir a dificuldade em compatibilizar ao longo do projeto o traçado dos cabos com todas as aberturas técnicas.

Ilustra-se igualmente a situação do pórtico de tardoz do edifício, cuja parede de fachada existente foi necessário manter, com recalçamento, no interior do recinto de escavação. Como se ilustra na Figura 15, a viga de recalçamento, que durante o processo construtivo se encontrava apoiada em microestacas (Figura 10), é também pós-tensionada para a fase definitiva.

A secção transversal dos pilares de betão armado, localizados junto às paredes da fachada, de 0,20 m x 1,00 m, foi selecionada de forma a minimizar a redução de área útil no interior do edifício. A estabilidade global das paredes existentes, durante a demolição e execução da nova estrutura, foi assegurada através de um sistema de contenção de fachadas. Por sua vez as ações horizontais,

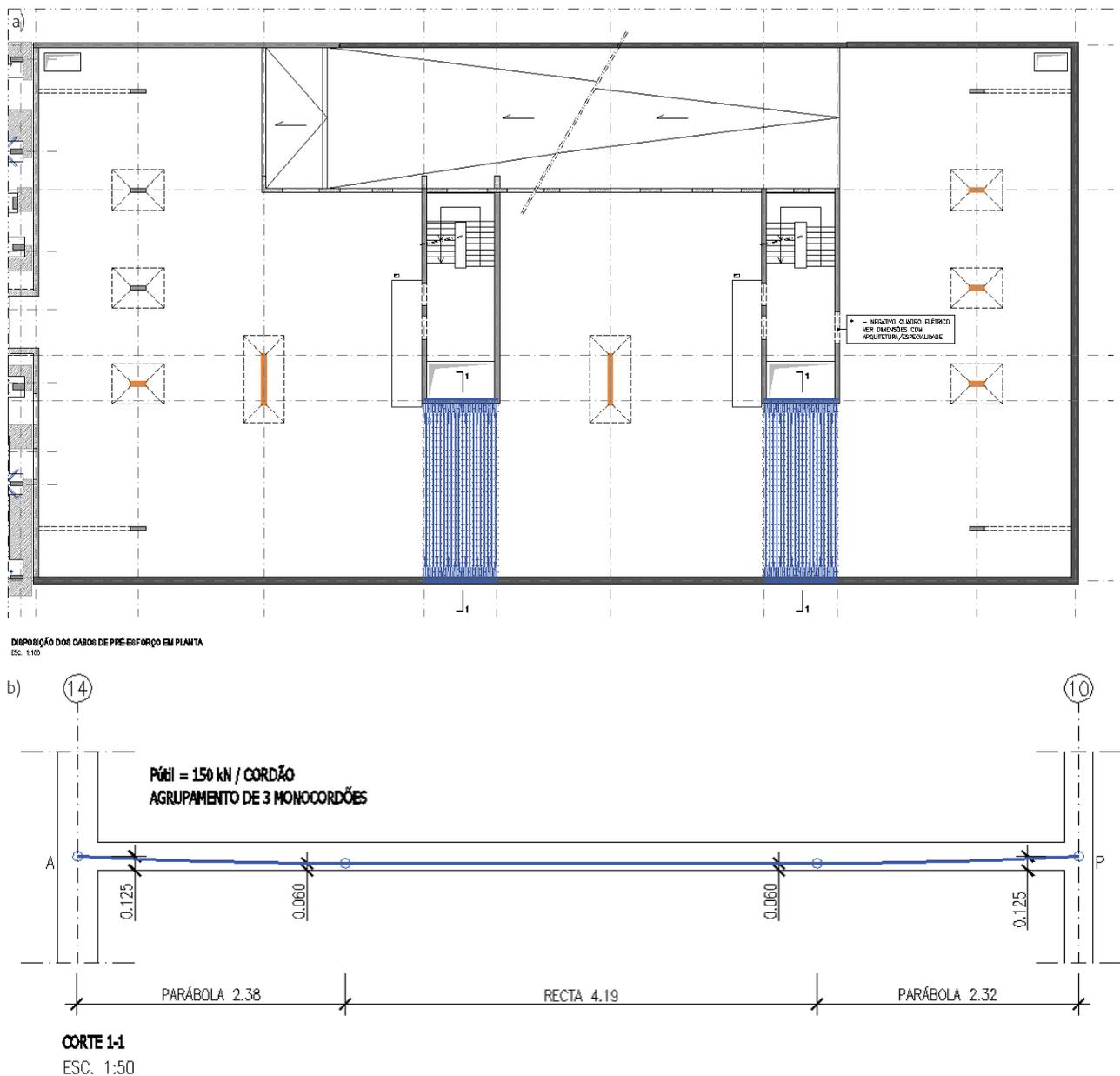


Figura 12 Pré-esforço nas lajes dos pisos enterrados. a) Distribuição em planta; b) Alçado.

nomeadamente as ações sísmicas, são equilibradas pelos elementos verticais de betão armado que transmitem os esforços às fundações. Estes elementos são essencialmente as paredes dos núcleos de acesso, bem como os pórticos das fachadas dispostos na direção longitudinal. A solução estrutural *primária* mantém-se com regularidade, ao longo da altura do edifício, praticamente sem variações de rigidez em planta e alçado. Foi devidamente analisado o acréscimo de esforços provenientes das paredes de alvenaria existentes, que são devidamente ligadas à nova estrutura, através de um sistema de ferrolhos. Os pisos 6 e a cobertura são constituídos por uma solução de pórticos metálicos que apoiam nos elementos

verticais adjacentes às fachadas ou numa viga de betão armado pré-esforçado. Esta viga tem uma zona em consola com 8,0 m que é também pré-esforçada, como se ilustra na Figura 15.

4 Conclusões

Em termos gerais, uma intervenção estrutural a realizar com manutenção de estruturas/elementos estruturais de construções existentes deve tentar conjugar a necessidade de preservar a identidade do edifício, incluindo a sua concepção estrutural e materiais utilizados, com as novas condicionantes arquitetónicas/



Figura 13 a) Laje maciça com capitéis nos pisos enterrados; b) Laje maciça pós-tensionada, nos pisos enterrados

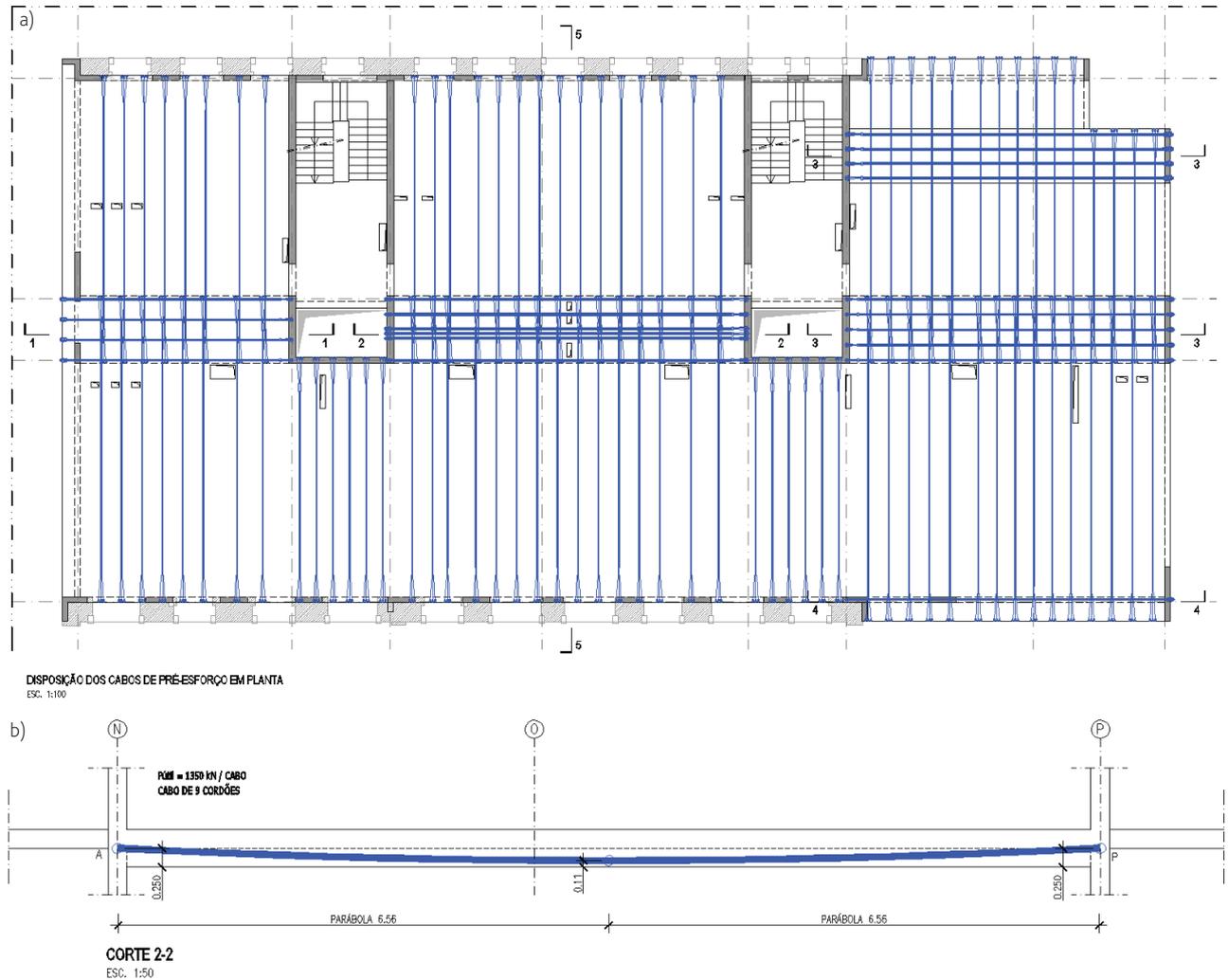


Figura 14 Pré-esforço nas lajes dos pisos elevados. a) Distribuição em planta; b) Corte longitudinal (zona entre núcleos)

funcionais propostas, bem como com as exigências de conforto e segurança de um edifício moderno. No caso apresentado, a intervenção realizada no conjunto de edifícios existentes conduziu a situações muito distintas, de que resultou uma utilização muito diversificada de materiais estruturais, tanto em novos elementos/zonas estruturais como para o reforço de elementos da construção existente. Em particular no caso do edifício designado por Bloco B, o projeto explora algumas das interessantes potencialidades do *betão estrutural* na área das estruturas de edifícios, nomeadamente:

- A capacidade de realização da geometria e formas pretendidas, desempenhando o material funções estruturais e arquitetónicas, e a utilização de vãos amplos, adaptando-se bem às condicionantes arquitetónicas e funcionais do edifício, promovendo-se assim a sustentabilidade estrutural da obra face ao seu acrescido grau de adaptabilidade futuro;
- A utilização criteriosa da continuidade atualmente estabelecida entre conceitos e modelos de projeto para *betão armado* e para *betão armado pré-esforçado* facilita não só a adequação/adaptação a variações das estruturas dos pavimentos, como a possibilidade de realização de transições estruturais verticais.

Agradecimentos

Os autores manifestam o seu agradecimento ao dono da obra, *Liberdade 203*, pela disponibilidade para a divulgação deste projeto e a todos os intervenientes na obra que colaboraram com a JSJ.

Arquitetura: FVA Architectos

Escavação e contenção periférica: JETSj Geotecnia

Estrutura: JSJ Estruturas

Fiscalização: Engexpor

Empreiteiro geral: HCI

Aplicação e projeto de pré-esforço: Mota-Engil

Referências

- [1] Gama, D.; Almeida, J.; Lourenco, M. (2017) – "Rehabilitation of a Set of Housing Buildings in a Heritage Protection Zone in Lisbon". *3rd International Conference on Protection of Historical Constructions*, Lisboa.
- [2] Pinto, A.; Pereira, A.; Rendo, M.; Valadas, J.; Portela, R. (2017) – *Soluções de Contenção Periférica e de Recalçamento de Fachadas do Edifício Liberdade 203, Na Rua Rosa Araújo, Lisboa*.

Estruturas e fundações do novo Hospital Cuf Tejo em Lisboa

Structures and foundations of the new Cuf Tejo Hospital in Lisbon

Júlio Appleton
António Costa
Nuno Travassos
Hugo Rodrigues

Resumo

O novo Hospital Cuf Tejo localiza-se em Alcântara em Lisboa numa área de implantação de 10 200 m². Inclui 4 caves, 5 pisos elevados e cobertura com uma área total de construção de aproximadamente 75 000m².

O edifício localiza-se junto ao Caneiro de Alcântara e à Central Elevatória de Águas Residuais.

As condições geotécnicas caracterizam-se pela existência de um aterro recente com cerca de 4 m de espessura realizado a poente sobre depósitos aluvionares com cerca de 30 m de espessura, existentes sobre o complexo basáltico de Lisboa (tufos e basaltos). A nascente os aterros foram executados diretamente sobre o complexo rochoso. Estas condições geotécnicas e os condicionamentos de obras enterradas adjacentes ao perímetro do edifício conduziram à solução adotada para a contenção periférica.

A estrutura é realizada em betão armado, em geral, e pré-esforçado nos pavimentos com vãos médios, pavimentos sujeitos a grandes cargas e consolas.

Acima do piso térreo a estrutura está subdividida por duas juntas sísmicas em 3 corpos.

Palavras-chave: Edifícios / Betão armado pré-esforçado / Contenção / Top/down

Abstract

The new Cuf Tejo Hospital is located in Lisbon in an area of 10 200 m². It includes 4 underground floors, 5 elevated floors and roof in a total area of construction of 75 000 m². The underground floors (maximum dimensions of 202 m × 58 m) were designed with no expansion joints.

Adjacent to the building there are numerous infrastructures such as the Residual Water Elevation Central and the Alcântara drainage Channel.

The geotechnical conditions are defined, in the west side, by a superficial landfill 4 m thick, an alluvial deposit that reach 30 m thick over the basaltic complex. At the east side the landfill is directly over the basaltic complex. These conditions and the existing infrastructures led to the solution of the peripheral retaining wall.

The reinforced concrete structure includes some areas of prestressed slabs for large spans, heavy loads and large cantilevers.

The superstructure is divided by two seismic joints in three independent blocks.

Keywords: Buildings / Prestressed concrete / Retaining walls / Top/down

Júlio Appleton

A2P Consult Lda.
Lisboa, Portugal
julio.appleton@a2p.pt

António Costa

A2P Consult Lda.
Lisboa, Portugal
antonio.costa@a2p.pt

Nuno Travassos

A2P Consult Lda.
Lisboa, Portugal
nuno.travassos@a2p.pt

Hugo Rodrigues

A2P Consult Lda.
Lisboa, Portugal
hugo.rodrigues@a2p.pt

Aviso legal

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

Legal notice

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

APPLETON, J. [et al.] – Estruturas e fundações do novo Hospital Cuf Tejo em Lisboa. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. n.º 8. ISSN 2183-8488. (novembro 2018) 125-136.

1 Introdução e condicionamentos

O novo Hospital Cuf Tejo localiza-se em Alcântara em Lisboa numa área de implantação de 10 200 m². Inclui 4 caves e 5 pisos elevados com uma área total de construção de aproximadamente 75 000 m², Figura 1.

Os principais condicionamentos para a execução do projeto e da obra foram os seguintes, Figura 2:

- Existência e proximidade da Estação Elevatória de Águas Residuais e do Caneiro de Alcântara a poente;
- Existência de condutas de 1200 mm de diâmetro enterradas, localizadas a eixo da Av. 24 de Julho e da Av. da Índia;
- Existência de linha ferroviária a poente, sobre o Caneiro de Alcântara;
- Condições hidrogeológicas associadas a um elevado nível freático, variável com a maré no rio Tejo (profundidade em relação ao terreno atual de 2,5 m a 4,2 m). Este projeto envolveu a realização por parte do LNEC do “Estudo Hidrogeológico para a Unidade de Execução em Alcântara Hospital Cuf”, o qual viabilizou a solução proposta, incluindo a realização de um sifão hidráulico interligado por um túnel abaixo do piso -4 e dois poços a norte e a sul do edifício;
- Condições geotécnicas diferenciadas de poente para nascente com o nível do substrato rochoso acompanhando o antigo vale de Alcântara.



Figura 2 Implantação do novo Hospital Cuf Tejo

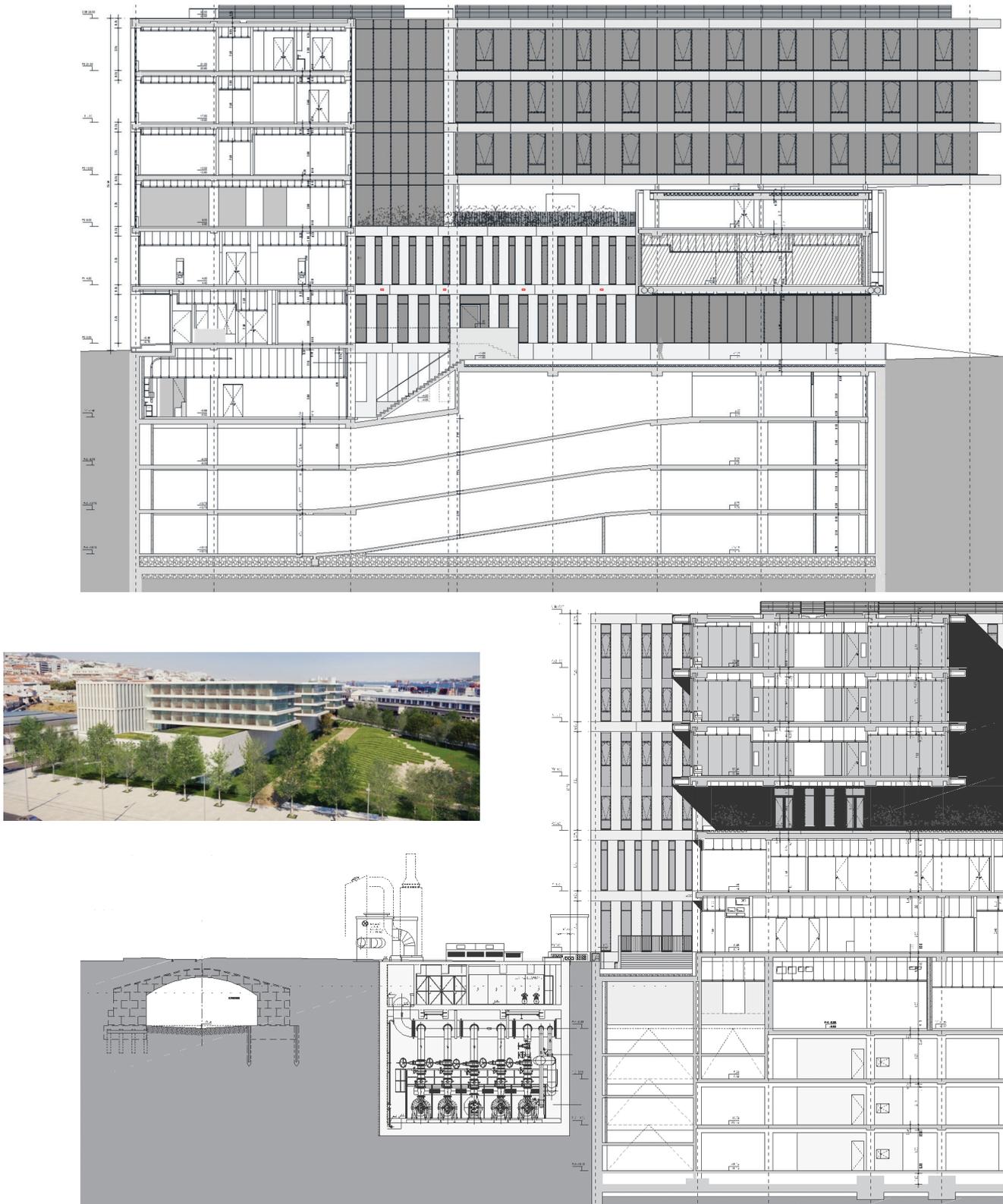


Figura 1 Fotomontagem, corte longitudinal e transversal do novo Hospital Cuf Tejo

2 Condições geotécnicas

As condições geotécnicas do local de implantação do edifício caracterizam-se, a poente, pela existência de um aterro recente com cerca de 4 m de espessura realizado sobre depósitos aluvionares, com cerca de 30 m de espessura, existentes sobre o complexo basáltico de Lisboa (tufo e basaltos), Figuras 3 e 4. A nascente os aterros foram executados diretamente sobre o complexo rochoso. Estas condições geotécnicas e os condicionamentos de obras enterradas adjacentes ao perímetro do edifício conduziram à solução adotada para a contenção periférica.

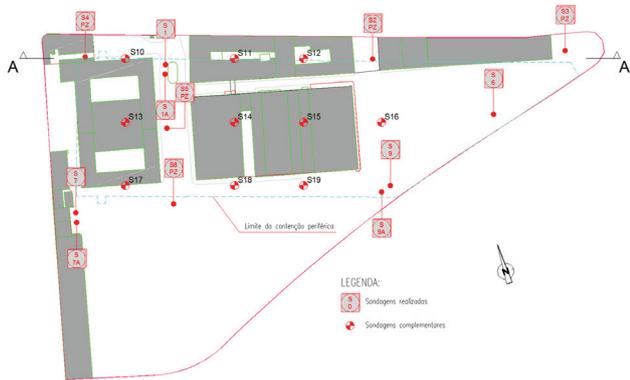


Figura 3 Planta de localização de sondagens

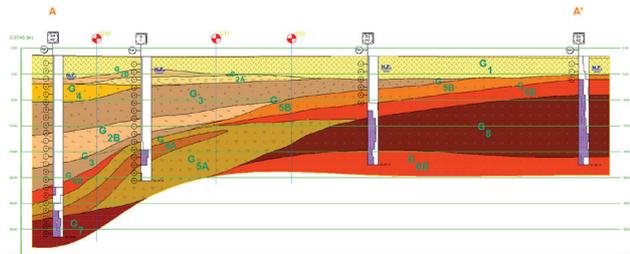


Figura 4 Perfil geotécnico

3 Estrutura de contenção, fundações e laje do piso -4

Perante a concepção arquitetónica e os condicionamentos existentes a solução para a estrutura de contenção consistiu na execução de uma parede/cortina em todo o perímetro das caves (cerca de 520 m) encastrada na formação rochosa basáltica e tufo basáltico, Figura 5.

Na zona Poente, adjacente ao Caneiro de Alcântara, após a execução das paredes moldadas a estrutura dos pisos foi realizada de cima para baixo (*top/down*), para travamento da parede na fase de escavação, uma vez que não era possível executar ancoragens ao terreno, as quais intersectariam as infraestruturas enterradas existentes a poente. Na zona poente e no contorno da zona de *top/down* as paredes moldadas foram realizadas com 0,80 m de espessura. As paredes moldadas foram concebidas com painéis de 6 m de largura máxima, tendo nesta zona atingido profundidades de 30 m.

Na zona Nascente a contenção foi realizada com paredes moldadas de betão armado com 0,60 m de espessura, ancoradas no terreno, Figura 6. A nascente, o afloramento rochoso a uma cota muito superior à prevista para a escavação obrigou a complementar a contenção de parede moldada com uma parede do tipo Munique com 0,40 m de espessura (betonada contra o terreno) dando continuidade, até à cota das fundações, ao troço de parede moldada.



Figura 5 Vista parcial das paredes de contenção

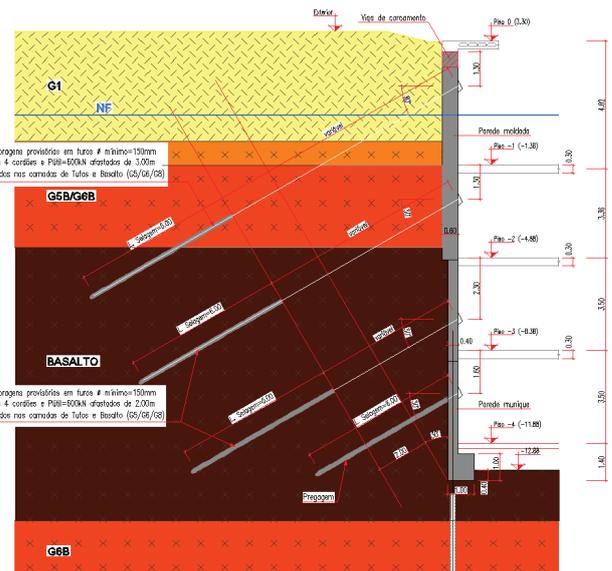


Figura 6 Estrutura de contenção com paredes ancoradas

As fundações dos pilares foram realizadas por estacas na zona onde ao nível do piso -4 ocorriam formações aluvionares e por fundação direta na zona nascente do edifício. As estacas têm diâmetros de 1,5 m, 1,2 m e 0,80 m. As estacas incluem tubos para controlo de qualidade (ensaios *cross-hole*), tubos que foram também adotados para realizar a injeção do pé das estacas. Foi realizado em obra um ensaio prévio de estaca de 0,60 m de diâmetro.

Atendendo à cota do nível freático (variável com a maré, com profundidades entre valores de 2 m e 4 m abaixo do atual nível do solo, a que correspondem cotas altimétricas de 1 m a -1 m) foram

estudadas 2 soluções para a estrutura da laje de fundo – laje de fundo drenada eliminando o efeito de eventual subpressão da água e laje de fundo pregada à rocha para resistir ao impulso hidrostático. Tendo sido concursadas as duas soluções – laje drenada e laje pregada – e reanalisadas as condições hidrogeológicas e geotécnicas veio a optar-se, já no decorrer da obra e tendo em conta sondagens complementares realizadas, pela solução de laje drenada, o que correspondeu a uma economia significativa da obra.

A obra envolveu uma escavação de 180 000 m³ de terreno.

4 Estrutura top/down

A solução *top/down* requer a realização prévia das fundações por estacas de pilares para apoio das lajes, para além do apoio nas paredes moldadas (afastadas transversalmente de cerca de 58 m), Figuras 7 e 8. No projeto concursado consideraram-se estacas definitivas sobre as quais apoiavam pilares metálicos a incorporar na secção dos pilares definitivos de betão, e pilares metálicos provisórios quando necessário, ambos para apoio das lajes nos alinhamentos 3, 4, 7 e 8. Entre os alinhamentos 3 e 7 existe uma rampa de acesso às caves. A realização de continuidade das lajes nesta zona implicaria a sua posterior demolição pelo que se optou por introduzir escoramentos metálicos ao nível dos pisos, nessa zona. Esses pilares provisórios foram eliminados após a conclusão do *top/down*. Após conclusão da escavação, os pilares definitivos de betão armado foram realizados de baixo para cima incorporando no betão os tubos metálicos.

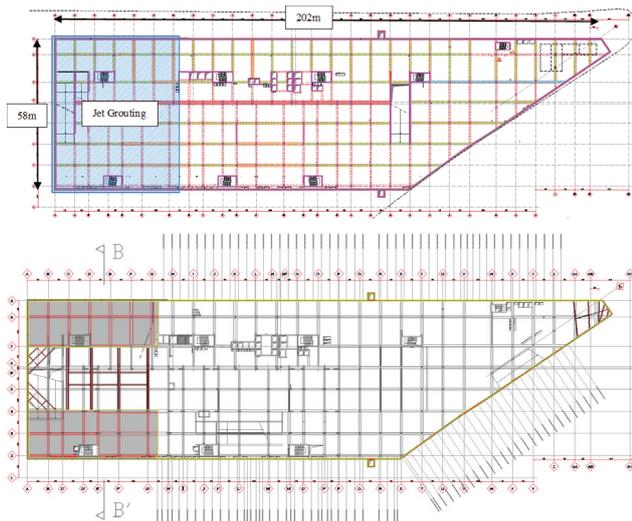


Figura 7 Estrutura *top/down*: planta ao nível da fundação; planta a nível intermédio

Para proteção dos pilares metálicos durante a escavação do terreno (que envolve meios mecânicos pesados) os tubos de aço foram envolvidos por betão pobre, removido após a execução da escavação. A solução tipo *top/down* adotada pelo construtor (Teixeira Duarte) consistiu na montagem de asnas metálicas provisórias, apoiadas nas paredes moldadas e em pilares metálicos nos alinhamentos 4 e 7, das quais foram sucessivamente suspensas, com pendurais,

as cofragens para execução das lajes do piso 0 até ao piso -3, Figura 9. Os pendurais atravessaram as lajes já construídas em aberturas que foram posteriormente fechadas. A alternativa da TD reduziu a abertura nas lajes dos pisos 0 a -3 à zona entre os alinhamentos A e C / 3 a 7. Em todos os pisos a zona *top/down* foi realizada apenas até ao alinhamento G.

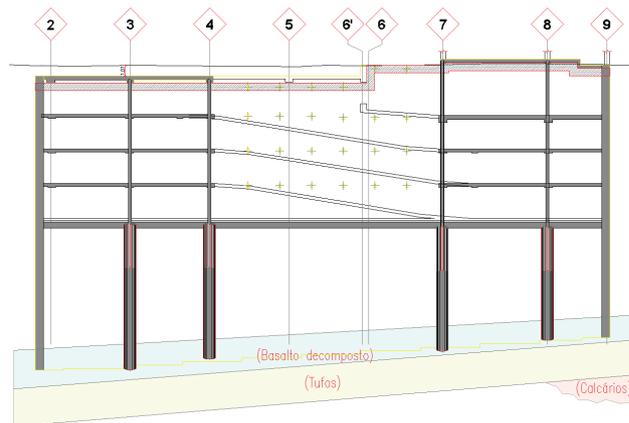


Figura 8 Estrutura *top/down*: corte transversal BB' (solução de projeto)

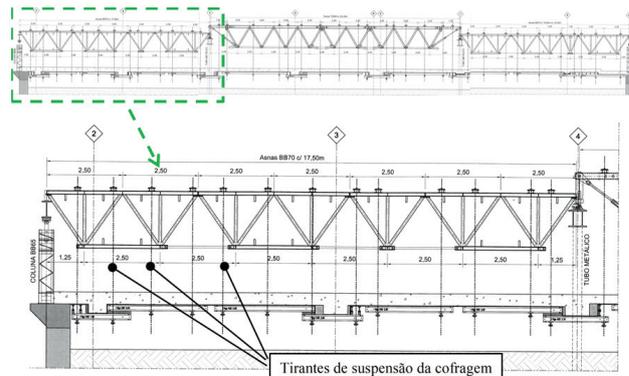


Figura 9 Asnas, tirantes de suspensão e estrutura já realizada na zona do *top/down*

A solução proposta pelo construtor eliminou o *jetgrouting* e complementou o escoramento da parede moldada no alinhamento A com perfis metálicos, ao nível do piso -4.

5 Conceção sísmica

De entre as questões que se colocam na concepção de uma construção deste tipo a realizar na zona de Alcântara, a verificação da segurança sísmica reveste-se de alguma dificuldade dadas as condições particulares do edifício, nomeadamente o corpo A, Figura 10. Sabe-se que as soluções de isolamento de base têm sido implementadas neste tipo de edifícios com o objetivo de conferirem um bom desempenho relativamente ao seu comportamento sísmico, quer para sismos de moderada intensidade quer para os sismos de projeto, por reduzirem as acelerações a que os equipamentos são sujeitos e minimizarem os danos em elementos não estruturais e elementos estruturais.

Todavia, a implementação de soluções deste tipo requer certos requisitos de concepção que necessitam de ser considerados desde o início no projeto de arquitetura e de estrutura. As elevadas dimensões do edifício em causa e as irregularidades do corpo A tornam a implementação desta solução no presente edifício de muito difícil execução.

Não tendo sido possível adotar uma concepção de isolamento de base de toda a superestrutura, considerou-se um conjunto de medidas que garantem um comportamento adequado para um sismo moderado e a segurança para o sismo de projeto. A estrutura foi considerada da classe de importância III e foi adotado um coeficiente de importância de 1,45 na quantificação da ação sísmica tipo 1, condicionante do dimensionamento estrutural. Os coeficientes de comportamento adotados foram de 2,4 para o corpo A, 2,0 para o corpo B (componentes horizontais) e de 1,5 para a componente vertical da ação sísmica tendo em consideração o tipo de estrutura (sistema de paredes) e as irregularidades em altura e em planta.

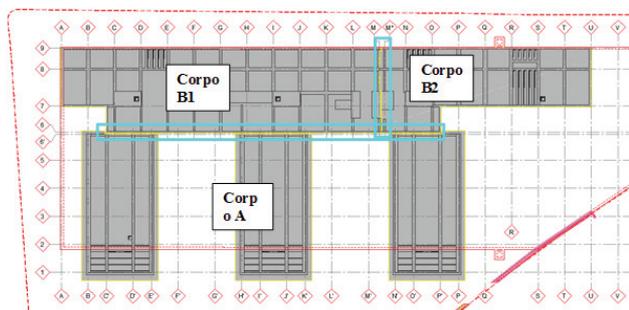
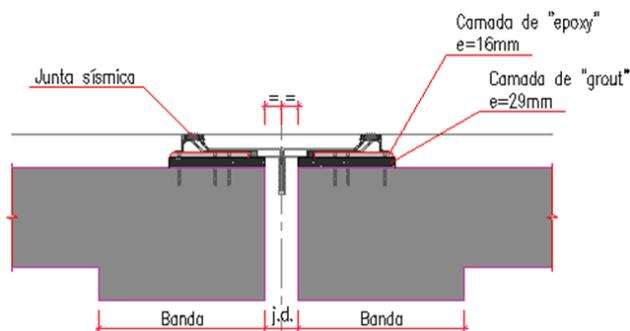


Figura 10 Identificação dos corpos e localização das juntas

A superestrutura foi subdividida em 3 corpos, por juntas nos alinhamentos 6-6' e M-M', por forma a controlar as dimensões máximas, rigidez e geometria de cada corpo considerando o comportamento da estrutura para os efeitos das deformações impostas e para a ação sísmica. Esta subdivisão em corpos implica a adoção de juntas sísmicas especiais entre os corpos, as quais acomodam movimentos relativos máximos de 22 cm, na direção transversal (perpendicular ao alinhamento da junta), Figuras 10 e 11. No quadro indicado nesta última figura o ELU corresponde aos deslocamentos para a combinação da ação sísmica com a temperatura e retração, o ELS corresponde aos deslocamentos

apenas para a ação da temperatura e retração. O ELS para a ação sísmica traduz-se em deslocamentos com valores de 40% dos deslocamentos induzidos da ação sísmica de cálculo.



Junta 66' - mov. transversal						
uy [mm]	ELU		ELS		GAP min	SOLUÇÃO TIPO
	open	close	open	close		
Junta 66'						
PISO 1	-40.9	29.5	-17.2	5.7	30	MINGUA SDPP 100/65/55
PISO 2	-72.1	62.6	-14.2	4.7	65*	MINGUA SDPP 150/65/55
PISO 3	-107.6	98.9	-13.1	4.4	100	MINGUA SDPP 200/65/55
PISO 4	-145.4	136.8	-12.9	4.3	140	MINGUA SDPP 200/65/55
PISO 5	-182.8	174.2	-12.8	4.3	175	MINGUA SDPP 300/65/55

Características adicionais:
 - 1 grau de liberdade superior para acomodar deslocamentos longitudinais
 - inserto liso antibacteriano
 - protecção anti-fogo

Junta MM* - mov. transversal						
ux [mm]	ELU		ELS		GAP min	SOLUÇÃO TIPO
	open	close	open	close		
Junta MM*						
PISO 1	-42.5	23.5	-28.4	9.5	30	MINGUA SDPP 100/65/55
PISO 2	-67.3	44.9	-33.5	11.2	45	MINGUA SDPP 150/65/55
PISO 3	-88	65.6	-33.5	11.2	70	MINGUA SDPP 150/65/55
PISO 4	-109.6	87.4	-33.3	11.1	90	MINGUA SDPP 150/65/55
PISO 5	-131	109.1	-32.8	10.9	110	MINGUA SDPP 200/65/55

Características adicionais:
 - 1 grau de liberdade superior para acomodar deslocamentos longitudinais
 - inserto liso antibacteriano
 - protecção anti-fogo

Figura 11 Movimentos e pormenor das juntas sísmicas

Na direção longitudinal (na direção do alinhamento das juntas) também ocorrem naturalmente deslocamentos relativos quer devidos às ações da temperatura quer devidos à ação dos sismos, o que obriga à utilização de aparelhos de junta especiais com capacidade de absorção de deslocamentos nas duas direções em causa.

Ao nível da cobertura os movimentos máximos são de 211 mm para a junta 6-6' e 144 mm para a junta M-M' para o ELU, e de 59,2 mm para a junta 6-6' e 15,3 mm para junta M-M' para o ELS (temperatura + retração). Para o ELS com a ação sísmica os movimentos máximos na cobertura são para a junta 6-6' de 82 mm na direção transversal e 60,8 mm na direção longitudinal. Para a junta M-M' são de 47,6 mm e de 51,5 mm, respetivamente nas direções transversal e longitudinal.

A estrutura resistente principal é constituída por paredes de betão armado. A rigidez dos elementos verticais foi definida com a preocupação de minimizar os efeitos de torção nos 3 corpos que constituem a superestrutura. No corpo A adotaram-se paredes acopladas para além dos núcleos de acesso vertical, Figura 12, com o objetivo de conferir à estrutura uma boa capacidade de dissipação

de energia. Os pilares foram interligados nos pisos por nervuras mais espessas do que a laje de forma a garantir uma boa ductilidade e capacidade resistente ao corte da ligação laje-pilar.

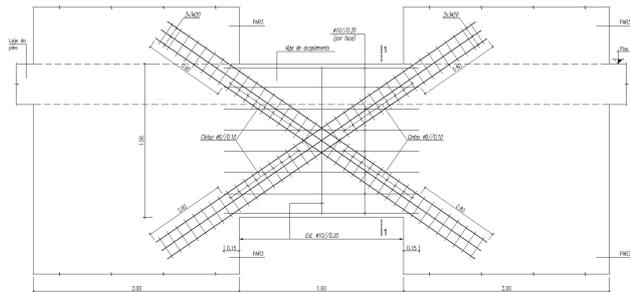


Figura 12 Pormenorização da viga de acoplamento

No dimensionamento da estrutura e na verificação da segurança ao esforço transversal foram adotados os conceitos de dimensionamento por capacidade real. As zonas críticas foram dotadas da necessária ductilidade. Na pormenorização das armaduras foram adotados os pormenores recomendados na NP EN 1998-1, incluindo a cintagem terminando em gancho.

O comportamento dinâmico da estrutura caracteriza-se pelos seguintes modos de vibração:

$$\text{Corpo A: } T_y = 1,16 \text{ s; } T_x = 0,84 \text{ s; } T_{xy} = 1,12 \text{ s}$$

$$\text{Corpo B: } T_y = 1,05 \text{ s; } T_x = 0,59 \text{ s; } T_{xy} = 0,94 \text{ s}$$

Os materiais adotados foram em geral o betão C35/45 e o aço A500 NR SD.



Figura 13 Pormenorização das armaduras dos pilares – empalmes a meia altura

6 Superestrutura

Acima do piso térreo (piso 0) a estrutura está subdividida por duas juntas de dilatação em 3 corpos, Figura 10. A estrutura é realizada em betão armado e em betão armado pré-esforçado nos pavimentos com vãos superiores a 8 m e nos pavimentos sujeitos a grandes cargas, Figura 14.



Figura 14 Planta dos pisos elevados

A laje apresenta espessuras correntes de 0,30 m e 0,40 m ou 0,45 m quando os vãos e sobrecargas assim o exigirem. As lajes são aligeiradas com moldes incorporados no betão do sistema Cobiax (aligeiramento da ordem de 30% com redução de inércia inferior a 10%). Junto às nervuras e na zona dos pilares eliminou-se o aligeiramento, Figura 15. As nervuras interligando os pilares têm altura de 0,40 m, 0,60 m e 0,85 m em função do vão e cargas previstas nas zonas respetivas. Nas zonas de maior vão ou cargas adotaram-se bandas mais largas para acomodarem os cabos de pré-esforço (monocordões e cabos aderentes nas zonas de maior pré-esforço).



Figura 15 Laje aligeirada do tipo “Cobiax”

Nos pisos 3 até à cobertura a estrutura do Corpo A inclui grandes consolas do lado Sul realizadas em estrutura mista aço/betão pré-esforçado, com vãos de 8 m, Figura 16, e nervuras pré-esforçadas, Figura 17. As lajes mistas foram realizadas com cofragem autoportante suportada em perfis HEB 200 (para vãos de 7,5 m) e IPE 200 (para vãos de 5,25 m) fixados por aparafusamento em sockets inseridos nas nervuras, Figura 18.

Considerando o elevado vão das consolas realizou-se a avaliação do seu comportamento sob o efeito da componente vertical da ação sísmica. Verificou-se que os esforços condicionantes para o dimensionamento são os induzidos pelas ações gravíticas.

Os pilares têm dimensões correntes de $50 \times 50 \text{ cm}^2$ a $60 \times 80 \text{ cm}^2$, acima do piso 0.

As paredes das fachadas em betão armado com 0,20 m de espessura, 8 m de altura e 150 m de máxima extensão estavam previstas ser isoladas sísmicamente. Na fase de obra essas paredes foram substituídas por paredes em GRC, Figura 19.

De modo a controlar o comportamento sísmico destas paredes conceberam-se sistemas de ligação à estrutura do edifício que evitam a introdução de esforços devidos a restrições aos deslocamentos relativos entre estes elementos na direção longitudinal e transversal às paredes. Isto é, as paredes são apoiadas na laje do piso 1, apresentando a este nível deslocamentos iguais aos deste piso, mas ao nível do piso 2 os sistemas de ligação à estrutura permitem que possam ocorrer movimentos relativos entre a parede e a estrutura. Deste modo evitam-se os danos nos elementos de GRC induzidos pelos deslocamentos relativos entre pisos do edifício provocados pelos sismos.

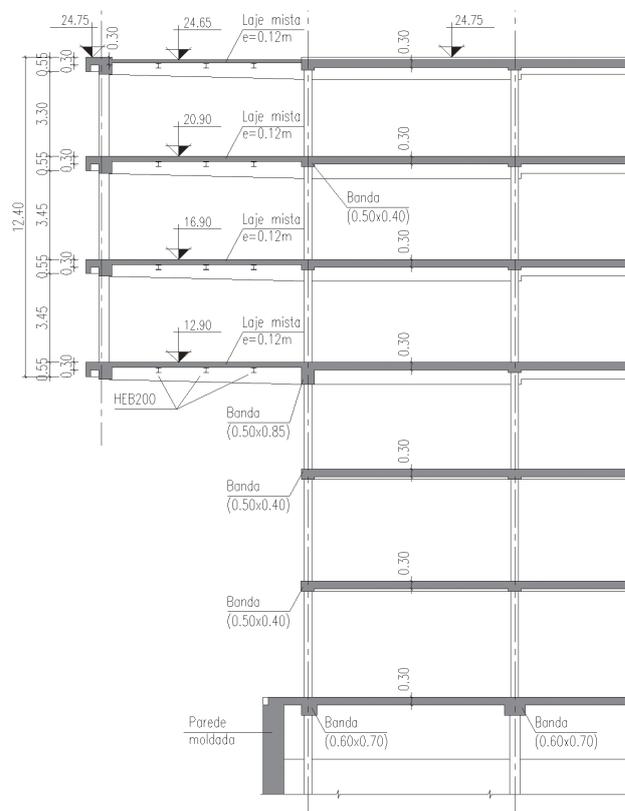


Figura 16 Fotografia e corte transversal na zona das consolas

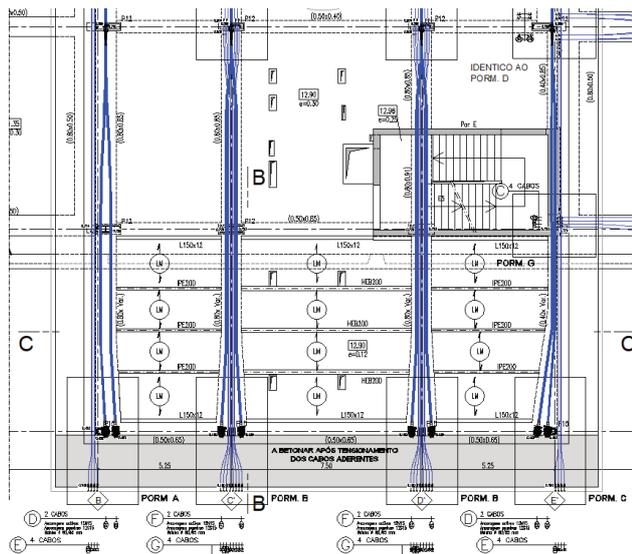


Figura 17 Pré-esforço das consolas



Vista da face inferior da laje



Sockets a inserir nas nervuras pré-esforçadas e viga I

Figura 18 Pormenores de execução da laje mista



Figura 19 Painel de GRC – teste para aprovação

7 Execução da obra, instrumentação e monitorização

O projeto incluiu um completo sistema de monitorização envolvendo os seguintes equipamentos e medições, na fase de escavação e contenção:

- Calhas inclinométricas para medição dos movimentos horizontais da estrutura de contenção (5 no interior das paredes moldadas) e no tardo da contenção (20 no terreno);
- Marcas de superfície para medição dos deslocamentos verticais na envolvente ao nível do solo;
- Marcas profundas (9) para medição dos deslocamentos no topo do caneiro de Alcântara;
- Células de ancoragem (16);

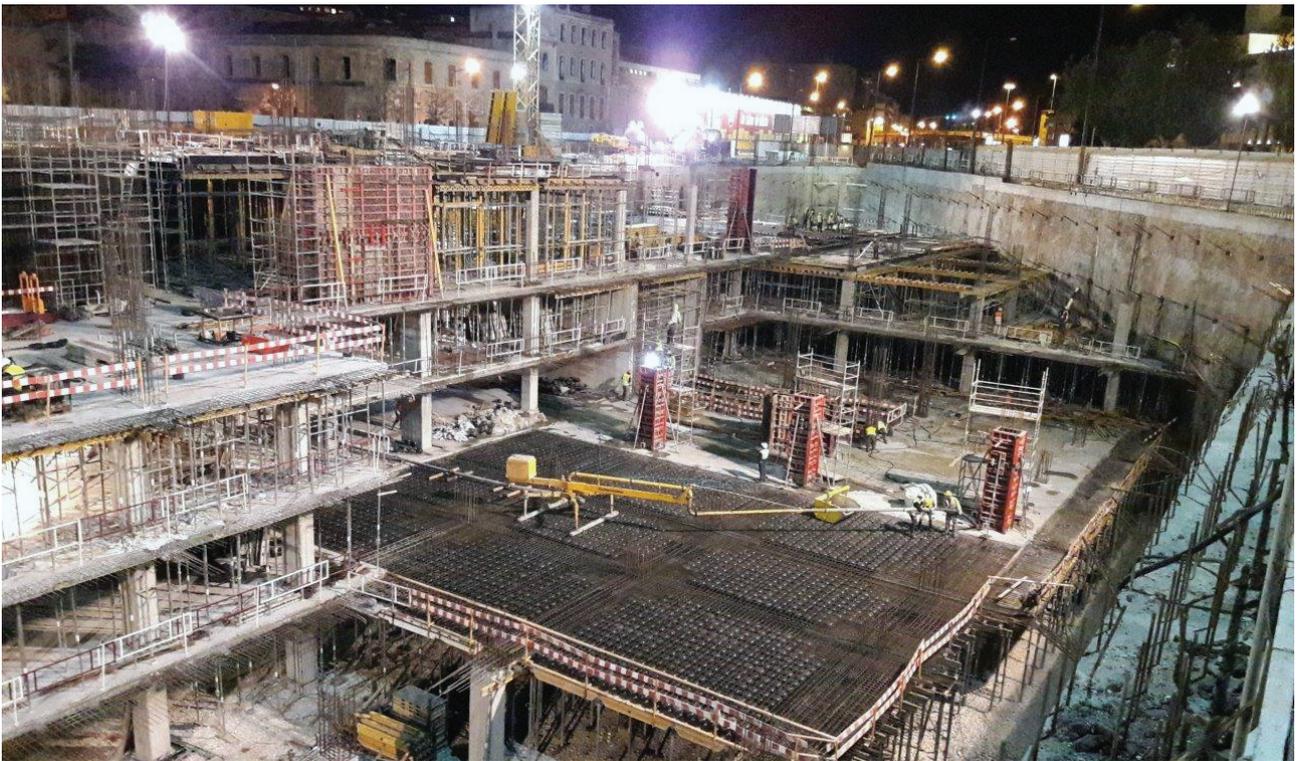


Figura 20 Execução dos pisos enterrados e superestrutura

- Extensómetros em escoras metálicas da contenção na zona poente;
- Alvos topográficos e *tiltmeters* para medição de rotações e deslocamentos da parede de contenção;
- Piezómetros (12) para medição da variação do nível freático.

Na execução da superestrutura, figuras 16 e 20, estão a ser monitorizados os deslocamentos da extremidade das consolas e os movimentos das juntas nos pisos.

Participaram neste projeto e obra numerosos técnicos. Para além dos autores participaram os seguintes engenheiros do A2p:

António Sousa Coutinho, Frederico Amaral, João Saraiva e Rui Pombo

Na fase de projeto colaboraram a CêGê (plano de instrumentação) e a Mota-Engil (prospeção geotécnica). A obra está a cargo da Teixeira Duarte.

As juntas sísmicas (que têm de acomodar movimentos máximos transversais e longitudinais da ordem de 20 cm) constituem também uma dificuldade técnica quer para as juntas de pavimento quer para as juntas em fachadas e elementos não estruturais.

8 Conclusões

As elevadas dificuldades colocadas pelas condições do local de implantação do hospital foram ultrapassadas: concebendo uma metodologia de execução da escavação e contenção adaptada às diferentes zonas do edifício; implementando uma monitorização intensiva do comportamento da estrutura e infraestruturas adjacentes; considerando previamente duas soluções para a laje de fundo do edifício consoante a afluência de água à base da escavação.

Relativamente ao comportamento do edifício para a ação sísmica, a elevada dimensão da estrutura, as diferenças de volumetria relevantes entre as duas zonas características do edifício (corpo A e corpo B) e os efeitos das deformações impostas levaram à definição de duas juntas sísmicas. Estas juntas apresentam dimensão elevada dada a necessidade de acomodar os deslocamentos relativos entre corpos induzidos pelo sismo de projeto e pelas deformações impostas. Os aparelhos de juntas devem apresentar capacidade para acomodar deslocamentos transversais e paralelos à junta.

Dadas as irregularidades do edifício concebeu-se uma estrutura robusta constituída essencialmente por paredes que controlam de forma eficaz o comportamento do edifício quer para o sismo de projeto (ELU) quer para o sismo de moderada intensidade (ELS).

A obra do Hospital CUF Tejo colocou enormes desafios à equipa projetista quer pela sua dimensão (60 m × 200 m) quer pelo local de implantação e pela concepção arquitetónica.

A execução de 4 caves implicou a realização de uma escavação abaixo do nível freático pelo que foi executada uma cortina de contenção no contorno do lote com cerca de 500 m de desenvolvimento.

A existência de importantes infraestruturas enterradas a sul deste lote impossibilitaram a execução de ancoragens, razão pela qual foi realizada a solução *top/down* para executar as lajes nessa zona.

A concepção de grandes consolas com 8 m de vão na zona sul dos 3 blocos que constituem o corpo A conduziu à adoção de uma laje mista aço/betão suportada por nervuras de betão armado pré-esforçado. A existência destas grandes consolas requereu que fossem realizadas paredes estruturais acopladas no alinhamento 6-6' por forma a garantir um adequado comportamento sísmico.



Infraestruturas
de Portugal

Ligamos destinos

Rodovia
e Ferrovia.
Juntos
encurtamos
distâncias.

Viva a
mobilidade.



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

Conferência APEE 2018

LNEC, 5 de dezembro de 2018 às 15h00

The Genoa bridge collapse: background and state of the art of the investigation

Fabrizio Palmisano
Politecnico di Bari, Italy



50º aniversário da APEE e entrega do Prémio FERRY BORGES

COM O ALTO PATROCÍNIO
DE SUA EXCELENCIA



O Presidente da República



Programa

Com o apoio de



ORDEM
DOS
ENGENHEIROS



LABORATÓRIO NACIONAL
DE ENGENHARIA CIVIL

O Prémio Ferry Borges
tem o patrocínio



Brisa



GUIMARÃES 2019 | 27 - 29
IABSE SYMPOSIUM MARCH 2019



FINAL INVITATION

TOWARDS A RESILIENT BUILT ENVIRONMENT

RISK AND ASSET MANAGEMENT

Organised by



In co-operation with:



www.iabse.org/guimaraes2019

7 a 9 Novembro de 2018 · LNEC, Lisboa

MANUEL JOÃO ESTEVES FERREIRA RECEBE MEDALHA DE MÉRITO DO GPBE



A Direção do Grupo Português de Betão Estrutural decidiu atribuir a Medalha de Mérito 2018 ao Eng. **Manuel João Esteves Ferreira** para distinguir o nível excecional do seu contributo para o desenvolvimento do Betão Estrutural. A cerimónia de entrega foi integrada no Encontro Nacional Betão Estrutural 2018.



PRÉMIO JOVENS MESTRES 2018

Iniciativa do GPBE que visa premiar as melhores dissertações de mestrado submetidas nos anos letivos de 2016/17 ou 2017/18 no domínio do betão estrutural.

O vencedor do Prémio Jovens Mestres 2018 foi:

Ana Rita Graça Tomaz

Seismic Analysis of Structures: Stress-resultant Interaction based on Response Spectra

Foram ainda atribuídas menções honrosas aos seguintes candidatos:

Ricardo Martins – Comportamento à flexão de vigas eco eficientes de ultra elevada durabilidade

Rita Almeida – Pontes do tipo Stress Ribbon - Conceção e dimensionamento

Sérgio Soares – Estruturas de betão armado reforçadas com laminados de CFRP: caracterização da aderência e do comportamento em flexão

Vítor Manuel Martins Pereira – Sistema inovador de protecção de edifícios face a explosões, composto por painéis de fachada em betão armado e conectores em aço de parede fina com capacidade de absorção de energia

COM O APOIO DE:

Vantagens de ser Sócio do GPBE

Os associados do GPBE beneficiam de uma redução no valor da inscrição nas ações organizadas pelo GPBE, ou nas quais o Grupo presta patrocínio (os sócios coletivos podem inscrever 3 participantes ao valor reduzido).

A qualidade de sócio permite também o acesso a uma área reservada no portal do GPBE (www.gpbe.pt) onde é disponibilizada diversa informação científica e técnica, nomeadamente dos Encontros Betão Estrutural e, em especial, os boletins da fib - International Federation for Structural Concrete, da qual o GPBE é membro nacional.

Se ainda não é sócio e deseja associar-se ao Grupo registe-se **aqui**.

Quota de sócio individual: € 25,00

Quota de sócio coletivo: € 250,00

Se já é sócio do GPBE e não tem a sua situação regularizada, por favor regularize as suas quotas para manter os benefícios de sócio.

Sócios Coletivos do GPBE



Na Salvaguarda do Nosso Património

Para além do seu valor histórico e simbólico, um edifício é um conjunto de materiais sabiamente interligados.

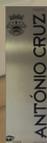
Paredes de alvenaria de pedra, gaiolas ou tabiças são exemplos de técnicas complexas, praticamente esquecidas com a construção nova e materiais associados.

É obrigação de todos zelar para que os edifícios que integram o nosso Património continuem a sua vida útil e intervire de modo a manter-lhes a dignidade.

Reabilitá-los é preservar a transmissão de valor.

A **AOF** é uma empresa com mais de 60 anos de existência, sempre ligada à salvaguarda do Património. Soube adaptar-se às novas maneiras de entender a intervenção, apostando fortemente na formação dos seus colaboradores.

A **AOF** possui um grupo técnico alargado e altamente especializado na área de conservação e restauro.



Parque da Boavista / Avenida do Cávado nº160 - 4700-690 Braga / Tel. +351 253 263 614 / www.AOF.pt

Local - Sede Ordem dos Arquitectos Norte - Fotografia de Rui Pereira

FIP mec

Campus Médico de Van - Turquia 512 isoladores FIP-D (isoladores tipo pêndulo com dupla curvatura)



PRETENZA, LDA - Rua Eng. Frederico Ulrich 3210 - Sala 314
4470-605 Moreira da Maia - PORTUGAL

+351 229 416 633 comercial@pretensa.com.pt

www.pretensa.com.pt

Isolamento de Base é a maneira mais eficaz de proteger e garantir a funcionalidade de infraestruturas críticas como hospitais durante e após a ocorrência de Sismos. Com mais de 6300 isoladores instalados em hospitais de várias partes do mundo, a FIP possui uma experiência ímpar na proteção de pessoas, infraestruturas e equipamentos e a assegurar o serviço às populações quando é mais necessário.



A SPES

A SPES, é uma associação de carácter cultural e científico de pessoas individuais e colectivas, com os seguintes objectivos:

a) Fomentar, em Portugal, o desenvolvimento da Engenharia Sísmica, Sismologia e Prevenção e Defesa contra os Sismos, promovendo a divulgação da informação, o intercâmbio científico e técnico entre os seus associados e a organização de reuniões, colóquios e conferências ou outras iniciativas de carácter análogo.

b) Assegurar a representação Portuguesa nas Associações Europeia e Internacional de Engenharia Sísmica (EAEE e IAEE).

INICIATIVAS 2016 - 2018

- Prémio Carlos Sousa Oliveira, destinado a premiar o melhor trabalho na área da Sismologia e Engenharia Sísmica
- Realização do 11º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Lisboa, 2018
- Candidatura à organização da 17ª Conferência Europeia de Engenharia Sísmica
- Estudo de procedimentos com vista à futura certificação sísmica de edifícios existentes

- Estudo relativo à análise das Zonas Sísmicas e respetivos parâmetros, para Portugal Continental: comparação das várias propostas e implicações para a perigosidade sísmica
- Realização dos seminários de verão SPES, em parceria com Pretensa e LNEC
- Realização de workshops em parceria com a ordem dos Arquitectos, ordem dos Engenheiros e LNEC

HISTÓRIA

A Engenharia Sísmica teve o seu início, em Portugal, após o sismo de 1 de Novembro de 1755, uma vez que na reconstrução da cidade de Lisboa foram utilizados sistemas estruturais e construtivos que garantiam segurança acrescida em relação às acções sísmicas (edifícios pombalinos).

O desenvolvimento, em Portugal, da Engenharia Sísmica moderna, com base em critérios científicos, remonta à década de 50, impulsionado pelo Eng. Júlio Ferry Borges que, em 1958, e após a realização do Simpósio sobre os Efeitos dos Sismos e a sua Consideração no Dimensionamento das Construções, participou na redacção do primeiro código de construção anti sísmica em Portugal, o Regulamento de

Segurança das Construções Contra os Sismos.

A Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica, SPES, foi criada em 1973 com o apoio do Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, e do Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, na continuidade do Grupo Português de Engenharia Sísmica que já cumpria, embora informalmente, os objectivos estatutários da SPES.

Hoje a SPES acolhe todos os que, das diferentes áreas do conhecimento, se preocupam com a tarefa de minimização do risco sísmico, colocando a ciência e a técnica ao serviço desse objectivo ético.

SER SÓCIO SPES

- Usufruir de descontos no valor da inscrição em eventos organizados pela SPES
- Receber as newsletters da SPES por correio electrónico
- Aceder a biblioteca de recursos privilegiados na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica
- Concorrer ao Prémio Carlos Sousa Oliveira
- Participar em fóruns de discussão de assuntos de interesse nacional na área da Sismologia e da Engenharia Sísmica



SOCIEDADE
PORTUGUESA DE
ENGENHARIA
SÍSMICA

Av. do Brasil, 101
1700-066 Lisboa • Portugal
Tel. (+351) 21 844 32 91
spes@lnec.pt
<http://spes-sismica.pt/>



ISSN 2183-8488



9 772183 848007 30007

AV DO BRASIL 101 • 1700-066 LISBOA • PORTUGAL
tel. (+351) 21 844 30 00 • fax (+351) 21 844 30 11
lnecc@lnecc.pt www.lnecc.pt