Vasco Miguel Serrano Bernardo
Licenciado

Análise Não Linear do Comportamento Dinâmico de Passadiços Pedonais Pré-Fabricados

Dissertação para obtencão do Grau de Mestre
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas e Geotecnia

Orientador: Professor Doutor Corneliu Cismasiu
Co-orientador: Professor Doutor Filipe Pimentel Amarante dos Santos

Júri:

Presidente: Professor Doutor Rodrigo de Moura Gonçalves
Arguente: Professor Doutor Alfredo Peres de Noronha Campos Costa
Vogal: Professor Doutor Corneliu Cismasiu

FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro de 2014

Dissertação redigida à luz do novo acordo ortográfico (2013).

Agradecimentos

Ao terminar esta etapa quero agradecer a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para o meu crescimento enquanto estudante e ser humano.

Agradeço a todos os Professores que acompanharam o meu percurso académico, em especial, aos meus orientadores Professor Corneliu Cismasiu e Professor Filipe Amarante dos Santos pelo apoio, disponibilidade e compreensão.

Agradeço também à minha família por terem estado sempre do meu lado e por todo o incentivo que me deram.

Não posso esquecer os meus amigos e colegas pelo apoio e companheirismo que demonstraram ao longo destes anos.

Muito obrigado a todos!

Resumo

Os terramotos têm sido considerados uma das forças mais destrutivas e violentas da natureza, causando grandes tragédias e perdas económicas significativas.

O objetivo principal do presente estudo é avaliar o comportamento global e local de três pontes pedonais, pré-fabricadas, durante a ação sísmica regulamentar. Através destas análises, pretende-se avaliar o risco de colapso das estruturas por "descalçamento" do tabuleiro e, caso necessário, propor soluções para evitar este fenómeno e melhorar o desempenho sísmico dos passadiços.

No domínio de pontes, o "descalçamento dos apoios" é um tipo de rotura que pode ocorrer em estruturas com tramos simplesmente apoiados, onde os problemas surgem geralmente na interface de ligação tabuleiro-pilar, podendo conduzir ao derrubamento do primeiro. Este tipo de ligação é geralmente constituído por um conjunto de varões de aço – ferrolhos, chumbados verticalmente ao capitel do pilar e que atravessam placas de neoprene, ficando instalados no negativo das vigas. A selagem dos varões é normalmente realizada com argamassa de alta resistência. Os problemas que surgem neste tipo de ligação estão associados, a maior parte das vezes, à falta de manutenção e ao insuficiente comprimento de entrega do tabuleiro na zona dos aparelhos de apoio.

A simulação do comportamento da estrutura durante as várias fases construtivas e aplicação de cargas, até ao colapso total, implica a utilização de uma ferramenta adequada. A modelação numérica foi efetuada com recurso ao programa de cálculo não-linear de estruturas *Extreme Loading for Structures*, baseado no *Método dos Elementos Aplicados*. O método considera os efeitos da não-linearidade física e geométrica, permitindo analisar o comportamento das estruturas durante a fase elástica e inelástica, passando pela cedência das armaduras, abertura e propagação de fendas até à separação dos elementos.

Com base neste trabalho, foi possível verificar alterações significativas na resposta sísmica da estrutura, nomeadamente devido à eventual degradação dos ferrolhos.

Palavras chave:

Análise dinâmica não-linear, Método dos Elementos Aplicados, Identificação modal, Análise sísmica, Análise de Dano, Efeito de ferrolho

Abstract

Earthquakes are considered one of the most violent and destructive forces of nature. When occurring in populated areas, they are often associated with massive destruction and significant economic loss.

The main objective of this study is to evaluate global and local behavior of three precast concrete footbridges during the design seismic action, and predict the eventual collapse modes of these structures. If necessary, a seismic retrofitting solutions is proposed, to improve the dynamic performance of the structures and to avoid span unseating.

Unseating of the bridge superstructure at in-span hinges, or at simple supports, is one of the most severe forms of bridge seismic damage, leading to possible catastrophic consequences. In the case of simply supported bridges, unseating brings about the toppling of the spans from their supports, causing the structure to collapse.

The numerical simulation of the structure's behavior during construction stages and extreme load scenarios require a suitable software. The numerical modeling was developed using the non-linear structural analysis software "Extreme Loading for Structures", based on the "Applied Element Method". This software considers the effects of both physic and geometric non-linearity, making it possible to analyze the structure's behavior during elastic and inelastic phases, and allows to identify aspects like steel yielding, crack opening and propagation due to the separation of the elements.

Keywords:

Non-linear dynamic analysis, Applied Element Method, Modal analysis identification, Seismic analysis, Damage Analysis, Dowel effect.

Índice de Matérias

Índice de Figuras

Índice de Tabelas

Simbologia

Notações escalares

a comprimento de influência da mola

A_k amplitude da série harmónica k

b altura do elemento perpendicular às molas de interface

C matriz de amortecimento

d distância entre molas da mesma face

dx_i coordenada generalizada x do elemento i

dy_i coordenada generalizada y do elemento i

E módulo de elasticidade do material

f forças exteriores aplicadas

f_c tensão máxima do betão à compressão

$f_{c,eq}$ resistência modificada do betão à compressão

f_{cm} tensão média de rotura à compressão do betão

f_{ctm} valor médio de tensão de rotura à tração do betão

f_{pk} tensão de tração última do aço de pré-esforço

$f_{p01,k}$ tensão de tração c/ limite de proporcionalidade a 0,1%

f_t tensão de tração última do aço ordinário

f_{yk} tensão de tração de cedência do aço ordinário

F vetor das cargas

$F(t)$ função envolvente

F_M vetor de forças no centro de gravidade do elemento

F_N^* fator de rigidez axial durante o contacto

F_S^* fator de rigidez de corte durante o contacto

G módulo de distorção do material

J função objetivo

K matriz de rigidez global do sistema

k_n rigidez axial da mola de interface

k_s rigidez de corte da mola de interface

k_r rigidez de rotação da mola de interface

k_n^* rigidez axial da mola durante o contacto

k_s^* rigidez de corte da mola durante o contacto

L distância entre o centróide e o ponto de contacto das molas

M matriz de massa

M_i massa do elemento segunda o GDL i

N força normal ao elemento

n fator de dissipação de energia durante o contacto

r fator de recuperação de energia após colisão

R_M vetor das forças residuais associado à não linearidade do material

R_G vetor das forças residuais associado às alterações geométricas

S_a espetro de resposta em acelerações

S_d espetro de resposta em deslocamentos

S_v espetro de resposta em velocidades

S_x função de densidade espetral

S_{di} aceleração espetral de dimensionamento

t espessura do elemento

T período de vibração

u_{max} resposta máxima em deslocamentos

uu graus de liberdade referentes às deformações relativas entre faces horizontais do elemento na consideração do efeito Poison em elementos 2D

u_i grau de liberdade na direção i

U vetor dos deslocamentos

vv graus de liberdade referentes às deformações relativas entre faces verticais do elemento na consideração do efeito Poison em elementos 2D

X histórico de acelerações do sismo artificialmente gerado

z distância da mola ao centro de gravidade do elemento

$2n$ número total de molas distribuídas numa face em elementos 2D

Notações escalares gregas

α ângulo entre L e a face do elemento

β inclinação da fenda em relação à face do elemento

Δ_f vetor de incremento de carga

ΔU vetor de incremento de deslocamentos

$\Delta \dot{U}$ vetor de incremento de velocidade

$\Delta \ddot{U}$ vetor de incremento de acelerações

$\Delta \ddot{U}_g$ vetor de incremento de acelerações na base

$\Delta\omega$ largura da banda

ϵ_{c1} extensão do betão à compressão

ϵ_{cu1} extensão última do betão à compressão

ϵ_{uk} extensão última do aço

ϕ_i parte imaginária do vetor complexo da configuração modal

ϕ_k ângulo de fase da série harmónica k

ϕ_R parte real do vetor complexo da configuração modal

γ peso volúmico do material

μ coeficiente de atrito entre elementos

ν coeficiente de Poison

θ coordenada generalizada associado à rotação do elemento

ρ densidade do material que constitui o elemento

σ_p tensão principal máxima de tração

σ_1 tensão principal máxima

σ_2 tensão principal mínima

τ tensão tangencial no ponto de contacto da mola

ω_a frequência amortecida da estrutura

ω_k frequência da série harmónica k

ω_1 frequência própria da estrutura

ξ coeficiente de amortecimento crítico

Acrónimos e abreviatura

ANPSD Average of Normalized Power Spectrum Density

ADRS Espetro de resposta no formato aceleração deslocamneto

BFD Basic Frequency Domain

DCH Ductility Class High

DCL Ductility Class Low

DCM Ductility Class Medium

DEC Departamento de Engenharia Civil

EC8 Eurocódigo 8

EFDD Enhanced Frequency Domain Decomposition

ELS Extreme Loading for Structures

EN 125 Estrada Nacional 125

EP Estradas de Portugal

FCT Faculdade de Ciências e Tecnologia

FDD Frequency Domain Decomposition

FFT Fast Fourier Transform

GDL Graus de Liberdade

JPEE Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas

MAC Modal Assurance Criterion

MEA Método dos Elementos Aplicados

MED Método dos Elementos Discretos

MEF Método dos Elementos Finitos

MEDM Método dos Elementos Discretos Modificados

MMCR Método de Mola e Corpo Rígido

MMI Escala de Mercalli Modificada

PEER	Pacific Earthquake Engineering Research Center
PP	Peak Picking
PP3141	Passagem Pedonal Superior de referência 3141
PP2757	Passagem Pedonal Superior de referência 2757
PP2787	Passagem Pedonal Superior de referência 2787
PSD	Power Spectral Density
REBAP	Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado
RSA	Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes
SSI	Stochastic Subspace Identification
SSI-CVA	SSI-Canonical Variate Analysis
SSI-PC	SSI-Principal Component
SSI-UPC	SSI-Unweighted Principal Components
SUPERB	Prevenção do descalçamento devido à ação sísmica. Elementos de reforço para pontes
SVD	Singular Value Decomposition
UNL	Universidade Nova de Lisboa

Capítulo 1

Introdução

O ser humano não pode deixar de cometer erros; é com os erros, que o homem de bom senso aprende a sabedoria para o futuro.
*(*Lucius Plutarco*)*

1.1 Considerações gerais

O terramoto de 11 de Novembro de 1755 pode ser considerado como o acontecimento que despoletou as preocupações de proteção sísmica dos edifícios em Portugal, uma vez que na reconstrução de Lisboa foram usados sistemas estruturais especiais, que tinham como principal objetivo garantir uma certa segurança em relação às ações sísmicas e cujo desempenho foi, ulteriormente, confirmado experimentalmente. Com efeito, foi utilizada uma conceção de edifícios baseada em dois sistemas estruturais, que já visava o conceito moderno de estados limites últimos e de serviço [20]:

- Estrutura porticada de madeira, que assegurava capacidade resistente para as ações gravíticas e dispunha de flexibilidade suficiente para não ser afetada significativamente pelas ações sísmicas;
- Paredes de alvenaria, que asseguravam privacidade e conforto, em situações normais, mas que, em caso de sismos intensos, era aceitável que se desmoronassem.

A Engenharia Sísmica portuguesa moderna, iniciou-se em 1958 com a publicação do *Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos*, cujas principais disposições foram integradas no *Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes* de 1961. Estes “guias” baseavam-se especialmente em conhecimentos empíricos, destacando-se a caraterização da ação sísmica por intermédio de forças estáticas horizontais e do zonamento sísmico com base nas cartas de isossistas em Intensidade de Mercalli Modificada (IMM).

Em 1983 surge o *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP)*. Estes abordam pela primeira vez a ação sísmica por modelos estocásticos e a análise dinâmica em regime linear na determinação da resposta da estrutura. Porém, ainda na década de 90 iniciou-se, dentro do espaço da Comunidade Europeia, uma harmonização dos regulamentos de Projeto de Estruturas. Foi através dessa iniciativa que existe hoje um conjunto de normas, designados por Eurocódigos, que cobrem aspetos relacionados com segurança, dimensionamento e pormenorização [20].

A regulamentação em vigor, em particular a NP EN 1998-1:2010, associada ao projeto de estruturas para resistência aos sismos, é a versão portuguesa do Eurocódigo 8 (EC8), da qual faz parte o Anexo Nacional, que estabelece alterações significativas em relação aos regulamentos anteriores (RSA), na definição da ação sísmica em Portugal. Por exemplo, o sismo do RSA tem um período de retorno de 975 anos, para todas as estruturas, enquanto que no EC8 é de 475 anos, embora possa ser superior para estruturas de certa importância.

O EC8 tem preconizado determinadas exigências que visam, acima de tudo, oferecer à estrutura uma adequada ductilidade e capacidade de dissipação de energia na presença de um abalo sísmico. Tradicionalmente, a caraterização do efeito da ação sísmica é efetuada admitindo o comportamento linear das estruturas e corrigindo o efeito não-linear através de coeficientes de comportamento.

Embora seja prática corrente a utilização de coeficientes de comportamento, avaliados de uma forma empírica simplificada, tendo em atenção os aspetos do comportamento sísmico histerético das estruturas independentemente das características de sismicidade de cada local, na realidade aqueles coeficientes deverão ser interpretados como verdadeiros coeficientes de segurança, uma vez que devem ser ajustados de forma a que as estruturas estejam próximas do colapso; só assim se poderá compreender a utilização de métodos de dimensionamento baseados em análises lineares para estruturas que são supostas entrar em regime não-linear muito antes de serem atingidos os estados limites de colapso [20].

A análise dinâmica é essencial para estruturas sujeitas a ações temporais, devendo ser dada especial importância à parcela transitória da resposta na presença de ações do tipo harmónicas (e.g. ações cíclicas), de curta duração (e.g. explosões e impactos) ou de natureza aleatória e estocástica (e.g. ventos e sismos). Nestas circunstâncias, em que a estrutura se encontra fortemente solicitada, é possível, através de uma análise dinâmica, prever o comportamento da estrutura nas condições mais desfavoráveis.

A análise não-linear de estruturas é necessária por motivos económicos e de segurança, dado que em regime linear, para além de não se modelar satisfatoriamente o comportamento do material e da estrutura, originam-se geralmente grandes reservas de resistência, em que na presença de ações

dinâmicas relevantes, é normalmente inevitável que surjam deformações plásticas.

Após a ocorrência de um sismo os planos de emergência exigem, para além do esforço de coordenação e cooperação de todas as entidades envolventes nas operações de socorro, que as estruturas de apoio à população se mantenham operacionais. Deste modo, é essencial que tanto os hospitais, quartéis de bombeiros e demais estruturas que constituem as designadas *lifelines* estejam em funcionamento.

As passagens superiores pedonais são normalmente estruturas pouco frequentadas e portanto a probabilidade simultânea de ocorrer um sismo é bastante reduzida. Contudo, é de salientar, principalmente quando localizadas sob vias de comunicação importantes, que na presença de uma ação extrema não se verifique o colapso da obra, podendo comprometer a circulação do tráfego sob a passagem e a segurança dos automobilistas.

Há vários registos de danos em passadiços, dos quais se destacam os que tiveram origem no sismo do Chile de 27 de Fevereiro de 2010, com magnitude de 8,8 na escala de Ritcher. O sismo com o epicentro no oceano, a 325 km da capital, teve uma duração de 90s e provocou danos em cerca de 80% do território chileno, incluindo 1 milhão de casas danificadas e 802 vitimas mortais.

(a) Derrube do tabuleiro

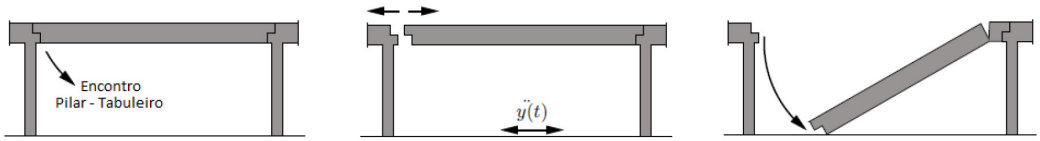
(b) Obstrução da via

(c) Colapso parcial do tabuleiro

(d) Colapso total do tabuleiro

Figura 1.1: Colapso de passadiços pedonais no sismo do Chile a 27 de Fevereiro de 2010 [66].

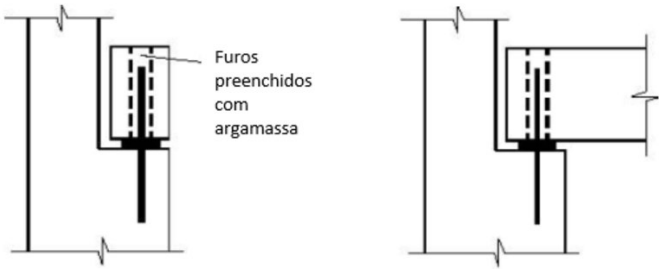
Na Figura 1.1 destaca-se claramente a queda do tabuleiro sobre as vias de circulação do tráfego rodoviário. Este incidente alerta para a importância dos problemas que surgem entre a ligação pilar-tabuleiro, nomeadamente o descalçamento dos apoios. O fenómeno do descalçamento dos apoios, ilustrado na Figura 1.2, está normalmente associado a soluções estruturais pré-fabricadas de pontes/viadutos com tramos simplesmente apoiados e à variação espacial dos movimentos, podendo conduzir ao colapso estrutural.



(a) Estrutura não solicitada (b) Estrutura solicitada (c) Derrube do tabuleiro

Figura 1.2: Ilustração do descalçamento dos apoios [85].

No contexto da pré-fabricação, a ligação viga-pilar pode ser do tipo articulada ou resistente à flexão (rígida ou semi-rígida). O descalçamento dos apoios é um problema inerente ao tipo de ligação articulada, geralmente executada por um conjunto de varões de aço (ferrolhos) chumbados ao capitel do pilar, que atravessam placas de neoprene e ficam instalados no negativo das vigas, conforme esquematizado na Figura 1.3.



(a) Alçado lateral (b) Alçado frontal

Figura 1.3: Ligação articulada viga-pilar [76].

No decorrer de uma ação sísmica as forças horizontais são, na maioria, controladas pelo “efeito de ferrolho”, que está associado ao espaço livre entre o pilar e a viga, pelo que pode constituir um dos mecanismos de colapso da estrutura. A degradação dos elementos responsáveis pela transmissão das forças sísmicas nestas zonas podem contribuir para a redução da resistência da ligação, podendo esta não ser suficiente para garantir a estabilidade e segurança estrutural na presença de uma ação deste tipo.

Posto isto, existe a necessidade de recorrer a uma ferramenta de cálculo que permita simular todos este fatores, incluindo o processo construtivo e as não-linearidades físicas e geométricas da estrutura durante as várias fases de carregamento, até ao eventual colapso.

A análise de estruturas deve recorrer a métodos adequados para o problema em estudo e aos objetivos pretendidos. Estes métodos deverão ser capazes de simular as características geométricas e físicas da estrutura, bem como as descontinuidades e fenómenos importantes que normalmente se encontram na zona das ligações.

O Método dos Elementos Finitos é o modelo computacional que até à data é o mais utilizado na simulação e análise do comportamento de estruturas. A sua versatilidade na modelação de geometrias complexas e a simplicidade de implementação em programas de cálculo automático permite explorar as grandes vantagens de processamento dos computadores, obtendo resultados de elevada precisão. Contudo, a previsão do desempenho da estrutura no colapso recorrendo a um programa de elementos finitos, envolve técnicas complexas e morosas, inviabilizando a aplicação do método.

O Método dos Elementos Aplicados (MEA) é um método de análise numérica não-linear, desenvolvido na última década, que permite prever o comportamento de estruturas continuas e/ou discretas sujeitas a uma ação qualquer. Assim sendo, é possível simular o desempenho das estruturas desde a aplicação do carregamento até ao colapso total, passando pelas fases elásticas, início e propagação de fendas, cedência das armaduras, desagregação e colisão dos materiais.

Na Figura 1.4 apresenta-se um exemplo de simulação que ilustra as capacidades do MEA, implementado no programa de cálculo automático não-linear *Extreme Loading for Structures* (ELS) [6], utilizado no presente estudo. Nestas imagens, são evidentes as semelhanças entre o modelo numérico e a realidade.

(a) Fase 1 (b) Fase 2

(c) Fase 3

Figura 1.4: Comparação entre os resultados simulados e a realidade, na sequência do colapso de um edifício [6].

1.2 Objetivos da dissertação

Parte integrante da investigação desenvolvida no projeto SUPERB *Prevenção do descalçamento devido à ação sísmica. Elementos de reforço para pontes* – PTDC/ECM/117618/2010, em parceria com a FCT-UNL, IST-UTL, LNEC e as EP, a presente dissertação visa analisar e compreender o comportamento global e local das passagens pedonais superiores PP3141, PP2757 e PP2787 face a uma eventual ação sísmica. Os passadiços situam-se no distrito de Faro, em zona de risco sísmico elevado, sobre a Estrada Nacional 125 (EN 125) que assegura a ligação entre o centro da região e várias infraestruturas prioritárias, nomeadamente, a Unidade Hospitalar de Faro, Universidade do Algarve e o Aeroporto Internacional de Faro. Face a este cenário, é extremamente importante avaliar a vulnerabilidade sísmica destes passadiços que, num eventual colapso, podem impedir a circulação rodoviária nesta via.

Os passadiços em destaque são constituídos por elementos pré-fabricados, à exceção das sapatas, pelo que a maioria dos problemas associados a este tipo solução estrutural incide na zona das ligações. Deste modo, um dos objetivos do trabalho foca-se essencialmente em avaliar o comportamento da ligação tabuleiro-pilar e o descalçamento ao nível apoios.

A modelação numérica foi efetuada no programa de cálculo não-linear *Extreme Loading for Structures* baseado no Método dos Elementos Aplicados. Com o auxílio desta ferramenta é possível definir com precisão todos os elementos constituintes da estrutura e aferir na íntegra o seu comportamento. Os modelos foram calibrados através de ensaios dinâmicos experimentais, efetuados à vibração ambiental.

Posto isto, pretende-se averiguar, através de simulações numéricas, a influência que eventuais danos estruturais, nomeadamente, perda de resistência da ligação tabuleiro-pilar; a eventual colisão parcial de um veículo no tabuleiro que promovesse a perda de um cabo de pré-esforço; perda de tensão no pré-esforço, inerente ao relaxamento das armaduras, fadiga, retração e danos associados à fluência do betão, possam ter no desempenho sísmico destas estruturas.

Tendo em conta as capacidades do programa, pretende-se ainda simular um sismo que leve os passadiços ao colapso, permitindo identificar os possíveis modos de rotura da estrutura.

1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho está divido em oito capítulos que se resumem em seguida:

- Capítulo 1, *Introdução*, corresponde ao presente capítulo e onde se efetua uma abordagem geral ao assunto da dissertação;
- Capítulo 2, *Método dos Elementos Aplicados*, onde se introduz os conceitos

teóricos e a formulação do Método dos Elementos Aplicados bem como a aplicação no programa comercial *Extreme Loading for Structures*;

- Capítulo 3, *Análise sísmica*, onde primeiramente se faz uma referência sucinta dos sismos que mais impacto têm em Portugal e a sua origem. Em seguida, é feita uma breve revisão dos métodos de análise sísmica de estruturas com comportamento linear e não-linear, e apresenta-se a metodologia adotada na geração dos acelerogramas artificiais dos casos de estudo;

- Capítulo 4, *Métodos estocásticos de identificação modal*. Neste capítulo descreve-se, sumariamente, os vários tipos de ensaios não destrutivos utilizados na medição da resposta dinâmica de estruturas e apresentam-se os métodos de identificação modal estocástica que permitem, a partir da informação recolhida, caracterizar os parâmetros modais;

- Capítulo 5, *Casos de estudo*. O capítulo inicia-se com uma breve descrição dos passadiços em estudo, nomeadamente a localização onde se inserem e elementos estruturais que os constituem. Posto isto, é exposta toda a informação relativamente à campanha experimental realizada à PP2787, bem como a respetiva caraterização dinâmica e a dos restantes passadiços.

- Capítulo 6, *Modelo numérico dos passadiços*, onde se expõem todos os detalhes e especificações relativamente à modelação em *ELS* dos passadiços. Sucede-se com a calibração dos modelos numéricos tendo por base os resultados experimentais.

- Capítulo 7, *Resultados numéricos*. Neste capítulo apresentam-se as análises efetuadas aos três passadiços e discutem-se os resultados obtidos.

- Capítulo 8, *Conclusões e trabalhos futuros*, onde se expõe as conclusões e os trabalhos futuros a desenvolver.

- *Anexos e Bibliografia*. Nos anexos faz-se referência às disposições regulamentares de acordo com a NP EN 1998-1:2010 e EN 1998-2:2005 (EC8) bem como os procedimentos intrínsecos à geração de acelerogramas artificiais. Apresentam-se também os ensaios numéricos realizados à ligação pilar-tabuleiro dos passadiços, no âmbito do projeto SUPERB, e o artigo em que o autor colaborou para as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas (JPEE) 2014.

Capítulo 2

Método dos Elementos Aplicados

No presente capítulo introduzem-se os fundamentos teóricos do Método dos Elementos Aplicados (MEA) e a sua abordagem no programa de cálculo *Extreme Loading for Structures* (ELS).

2.1 Generalidades

Os métodos numéricos para análise de estruturas podem ser classificados, de acordo com o domínio de modelação, em duas categorias: contínuos e discretos. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um exemplo de análise em meios contínuos. O Método dos Elementos Discretos (MED) [21], o Método dos Elementos Discretos Modificado (MEDM) [55] e o Modelo de Mola-Corpo Rígido (MMCR) [42] são exemplos de métodos baseados no pressuposto do domínio discreto.

A análise de modelos em meios contínuos consiste principalmente em subdividir o domínio em elementos finitos com as respetivas propriedades do material. Na análise de estruturas, embora os modelos realizados no domínio contínuo sejam fidedignos, até mesmo em análises não-lineares devido ao comportamento do material e à não-linearidade geométrica, os problemas surgem quando o comportamento da estrutura progride de um estado contínuo para discreto, como sucede na abertura e propagação de fendas. Nestas circunstâncias, em que é necessário alterar a configuração do domínio, o procedimento em MEF envolve técnicas complexas de adaptação da malha no decorrer da análise, o que torna inviável a sua utilização.

Por outro lado, a modelação no domínio discreto permite a interação mecânica entre os elementos, tendo como principal vantagem a fácil simulação do início e propagação de fendas. O comportamento dos modelos discretos que utilizam corpos rígidos na sua formulação, dependem essencialmente, durante a propagação de fendas, das suas dimensões, forma e disposição [84].

Contudo, uma das principais desvantagens da aplicação do MED, é o fato do tempo de análise ser bastante demorado para um número razoável de partículas que simule o problema real.

Com o intuito de superar as limitações da análise de modelos em meios contínuos e discretos, foi desenvolvido por Tagel-Din e Kimiro Meguro [57], na década de 90, o *Método dos Elementos Aplicados (MEA)*. A grande vantagem do MEA é a capacidade de simular o comportamento não-linear das estruturas até ao colapso, passando pela fase elástica, início e propagação de fendas, cedência das armaduras, separação e colisão dos elementos e respetiva energia de dissipação no contacto dos mesmos. No decorrer de análises dinâmicas é também considerado o efeito das alterações geométricas na estrutura, incluindo movimentos de corpo rígido durante a rotura.

2.2 Formulação do MEA

Na presente secção será abordada a formulação utilizada no MEA para regime estático e dinâmico, considerando a teoria dos pequenos e grandes deslocamentos.

2.2.1 Formulação para pequenos deslocamentos em regime estático

No MEA a estrutura é modelada dividindo o conjunto em elementos de menores dimensões, como ilustra a Figura 2.1. A ligação de cada elemento aos adjacentes é realizada por um par de molas, distribuídas ao longo da interface, que permitem calcular as deformações axiais e tangenciais bem como as respetivas tensões. Consoante o tipo de análise que se realiza, bi ou tridimensional, está associada a cada mola uma área ou volume de influência. Cada elemento no MEA comporta-se como um corpo rígido sendo a flexibilidade global da estrutura resultado das molas de interface. A rigidez axial k_n e de corte k_s de cada mola é definida por:

$$k_n = \frac{E \cdot d \cdot t}{a} \qquad \text{e} \qquad k_s = \frac{G \cdot d \cdot t}{a} \tag{2.1}$$

onde d é a distância entre molas da mesma face, t a espessura do elemento, a o comprimento de influência de cada mola, E o módulo de elasticidade e G o módulo de distorção. A equação (2.1) significa que cada mola representa a rigidez de uma porção de material com dimensões d, t e a. Na presença de armaduras, a respetiva rigidez é adicionada à do material na equação (2.1).

Em análises bidimensionais, cada elemento tem três graus de liberdade (GDL) associados aos movimentos de translação e rotação dos corpos rígidos. Embora os elementos se comportem como rígidos, mantendo a sua forma durante toda a análise, as molas de interface permitem a deformação do conjunto.

A Figura 2.2 ilustra os GDLs de dois elementos no MEA inerentes à formulação da matriz de rigidez. Os GDLs u_1, u_2, u_4 e u_5 representam as translações dos

elementos enquanto que u_3 e u_6 as rotações permitidas. A designação dxi, dyi e θ correspondem às coordenadas generalizadas do sistema, nas respetivas direções. A grandeza linear L diz respeito à distância entre o centróide do elemento ao ponto de contacto das molas, sendo α o ângulo entre L e a face do elemento onde estas se inserem. As molas axiais e de corte estão representadas, respetivamente, por k_s e k_n.

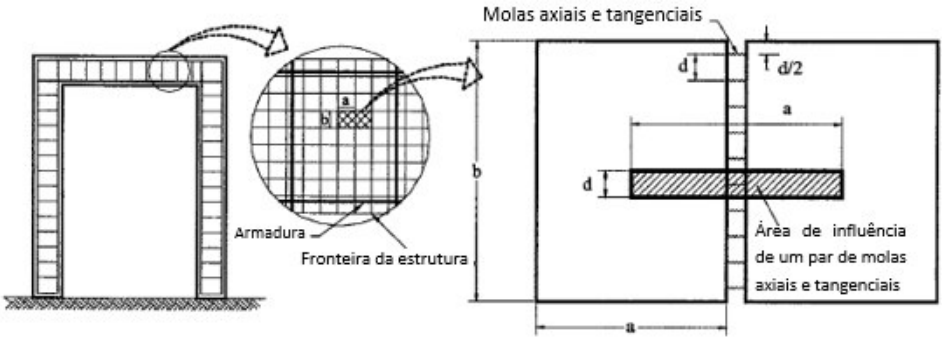


Figura 2.1: Modelação 2D no MEA [62].

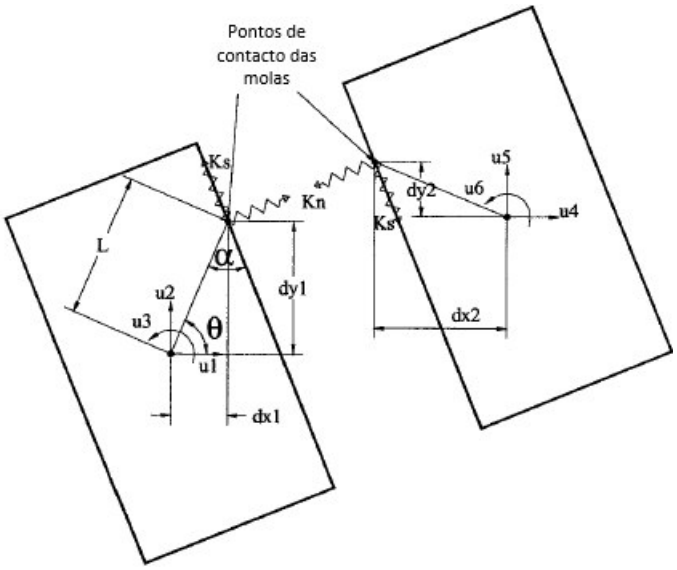


Figura 2.2: Graus de Liberdade dos Elementos e Pontos de Contacto das Molas [88].

A matriz de rigidez global, K, é gerada pela contribuição de todas as molas dispostas nas faces do elemento, de um modo similar ao conceito de formulação da matriz de rigidez em MEF. Deste modo, a matriz global é uma rigidez média que corresponde ao estado de tensão que envolve o elemento. A equação que governa o sistema é dada por:

$$K \cdot U = F \tag{2.2}$$

onde U é o vetor dos deslocamentos e F o vetor das cargas. Em análises realizadas com controlo de força, o vetor das cargas, F, é conhecido à priori enquanto que no controlo em deslocamentos passa a ser incógnita do sistema para um determinado deslocamento imposto.

O movimento de rotação do elemento é contrariado pelo par de molas axiais e tangenciais dispostas na interface. A contribuição das molas axiais para rigidez de rotação, K_r, é obtida da seguinte forma [60]:

$$\int_{z=-b/2}^{z=b/2} \frac{Et}{b} z^2 \mathrm{d}z = \frac{Etb^2}{12} \tag{2.3}$$

onde E é o módulo elasticidade, t a espessura, b a altura e z a distância da mola ao centro de gravidade do elemento, conforme indicado na Figura 2.3. Deste modo, a rigidez de rotação do elemento é a soma da rigidez de rotação de todas as molas, o que conduz a:

$$K_r = \frac{Etb^2}{4n^3} \sum_{i=1}^{n} (i - 0.5)^2 \tag{2.4}$$

em que i é o número da mola e $2n$ o número total de molas.

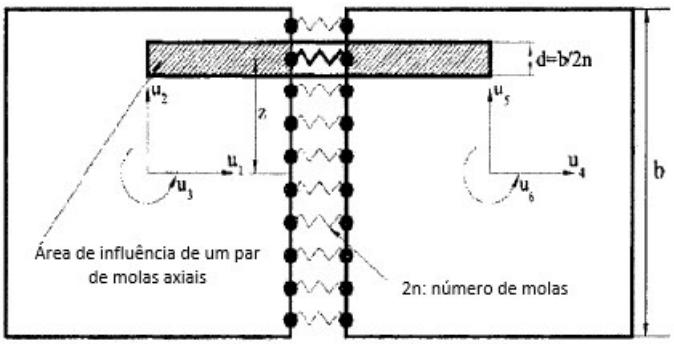


Figura 2.3: Molas axiais na determinação da rigidez de rotação [60].

A formulação em MEA tem apresentado resultados precisos na análise não-linear de estruturas de betão armado sujeitas a pequenos deslocamentos [59]. Contudo, para grandes deslocamentos é necessário ter em conta as alterações na geometria da estrutura. Esta abordagem será discutida na secção seguinte.

2.2.2 Formulação para grandes deslocamentos em regime estático

A matriz de rigidez da equação (2.2) foi obtida considerando que a estrutura sofre pequenos deslocamentos. De forma a efetuar uma análise para grandes deslocamentos é necessário atender às alterações geométricas das estruturas. Assim, existem dois fatores que devem ser tidos em conta na formulação:

1. Cálculo da matriz de rigidez para a “nova” geometria;

2. Redistribuição das forças devido às alterações geométricas.

No âmbito do MEF estes fatores são introduzidos mediante o auxílio de uma matriz de "rigidez geométrica" []. Por outro lado, não existe essa necessidade na formulação pelo MEA, o que permite maior facilidade na sua implementação sem afetar a precisão da análise. No MEA, para grandes deslocamentos e em regime estático, a equação que governa o sistema é:

$$K\Delta U = \Delta f + R_M + R_G \tag{2.5}$$

em que K é a matriz de rigidez não-linear, Δf e ΔU os vetores incrementais de carga e deslocamento aplicado, respetivamente. Do 2º membro da equação (2.5) faz também parte o vetor das forças residuais referentes à abertura de fendas ou à incompatibilidade entre tensões e deformações nas molas, R_M, e o vetor das forças residuais devido às alterações geométricas da estrutura, R_G.

As propriedades não-lineares dos materiais são tomadas em conta no cálculo da matriz K e no vetor R_M.

Os esforços residuais suscitados pelas mudanças de geometria são determinados pela seguinte ordem no MEA [62]:

1. Impõe-se que R_M e R_G são vetores nulos e resolve-se a equação governativa do sistema obtendo a solução para ΔU;

2. A geometria da estrutura é modificada de acordo com o vetor ΔU;

3. Tendo em conta a nova configuração dos elementos, o vetor de força nas molas é alterado provocando o desequilíbrio entre forças aplicadas e esforços internos;

4. No caso da não-linearidade do material é verificado o estado de fendilhação e calculado o vetor das cargas residuais, R_M. Em analises elásticas este vetor é nulo;

5. Cálculo do vetor de força no elemento, F_M, a partir das molas de interface;

6. Cálculo das forças geométricas residuais do elemento:

$$R_G = f - F_M \tag{2.6}$$

   A equação (2.6) implica que os resíduos geométricos foram considerados no desequilíbrio entre forças exteriores aplicadas, f, e interiores, F_M, provocados pelas alterações geométricas.

7. Determina-se a matriz de rigidez para a nova configuração estrutural. Para os materiais com comportamento não-linear os fenómenos de fendilhação e cedência das armaduras são tomados em conta na rigidez de cada mola;

8. Aplica-se um novo incremento de força ou deslocamento e repetem-se os procedimentos de 1 a 7.

De modo a reduzir o tempo de cálculo, os resíduos obtidos a partir do incremento anterior podem ser incorporados na solução da equação (2.5). Contudo, existem duas limitações relativas à formulação:

1. No decorrer da análise para grandes deslocamentos, por exemplo no cálculo da encurvadura, a simetria total da estrutura e do carregamento devem ser evitadas, o que pode ser conseguido por parte do utilizador, alterando ligeiramente as propriedades de um dos materiais da estrutura.

2. A teoria dos pequenos deslocamentos é assumida durante cada fase incremental, devendo ser utilizado pequenos incrementos de carga ou deslocamentos de modo a que a análise possa acompanhar, com precisão, as alterações geométricas.

2.2.3 Formulação para pequenos deslocamentos em regime dinâmico

A equação do movimento para pequenos deslocamentos é a seguinte:

$$M\Delta\ddot{U} + C\Delta\dot{U} + K\Delta U = \Delta f(t) - M\Delta\ddot{U}_g \tag{2.7}$$

onde M é a matriz de massa, C a matriz de amortecimento, K a matriz de rigidez não-linear e $\Delta f(t)$ o vetor da carga aplicada para cada passo de tempo. Os vetores $\Delta\ddot{U}$, $\Delta\dot{U}$, ΔU e $\Delta\ddot{U}_g$ são, respetivamente, os incrementos de deslocamento, velocidade, aceleração relativa e aceleração absoluta de base. A equação diferencial (2.7) pode ser resolvida de forma iterativa pelo método de Newmark-beta. O procedimento deste método pode ser encontrado em livros didáticos [13, 17].

Na formulação do MEA a massa e inércia atuam no centróide do elemento. A matriz de massa é diagonal [58] e desempenha uma função importante na análise de movimento de corpos rígidos, uma vez que as forças de inércia têm efeitos significativos no mecanismo de rotura durante o colapso estrutural.

A matriz de rigidez estática é singular se ao ocorrer a rotura de um dos elementos estruturais, resultar um mecanismo. Este problema pode ser ultrapassado recorrendo a uma análise dinâmica, uma vez que às forças de fixação estáticas juntam-se aquelas que mobilizam também a massa do sistema (forças inerciais), permitindo que a análise decorra mesmo após a formação de um mecanismo.

Relativamente ao amortecimento da estrutura pode ser interior e exterior. O primeiro está relacionado com o comportamento dos elementos estruturais sujeitos a uma determinada carga. Em estruturas de betão armado, o amortecimento interior deve-se às seguintes razões:

1. Fendilhação do betão;
2. Energia de dissipação durante o processo de carga/descarga;
3. Perda de tensão no aço, imediatamente após a cedência;
4. Dissipação de energia inerente ao processo de abertura e fecho de fendas (quando a fissura "fecha" a rigidez de corte assumida é igual à inicial; após a reabertura, as forças de corte desenvolvidas durante o fecho são distribuídas, dissipando a energia de corte armazenada durante o processo de união).

Contudo, a matriz de amortecimento, C, representa apenas o amortecimento exterior ou viscoso e tem principal efeito no regime elástico, sendo proporcional à matriz de massa, M.

$$C = 2 \cdot \xi \cdot \omega_1 \cdot M \tag{2.8}$$

em que ξ é o fator de amortecimento e ω_1 a primeira frequência natural da estrutura.

2.2.4 Formulação para grandes deslocamentos em regime dinâmico

Em geral, para grandes deslocamentos em regime dinâmico, o conceito é semelhante ao introduzido na secção 2.2.3. A diferença principal é ter em conta na equação do movimento, para pequenos deslocamentos, os efeitos das alterações geométricas. Assim, a equação que representa o equilíbrio dinâmico entre forças exteriores e interiores é expressa da forma:

$$M\Delta\ddot{U} + C\Delta\dot{U} + K\Delta U = \Delta f(t) + R_M + R_G \tag{2.9}$$

onde M, C e K são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez não-linear, respetivamente. $\Delta f(t)$ é o vetor da carga aplicada para cada passo de tempo, R_M o vetor das cargas residuais devido ao comportamento não-linear do material e R_G o vetor que representa a não-linearidade geométrica, conforme explicado anteriormente.

A formulação do vetor de força residual para regime dinâmico difere ligeiramente da anterior em análise estática. O procedimento adotado no MEA é o seguinte:

1. Obter as forças internas, em condições estáticas, provocadas pela ação da gravidade.
2. Aplicar um incremento de força, $\Delta f(t)$;
3. Resolver a equação (2.9) utilizando o método de Newmark-beta, assumindo que R_M e R_G são zero e obter o incremento de deslocamento;

4. Calcular a variação de tensões e extensões;
5. Calcular as velocidade e acelerações incrementadas e totais;
6. "Atualizar" a nova posição dos elementos;
7. Corrigir a direção dos vetores de força nas molas de acordo com a nova configuração estrutural. No entanto, estas alterações conduzem ao desequilíbrio entre forças aplicadas e esforços internos, assim como nas forças de inércia e amortecimento;
8. Verificar o estado de tensão e fendilhação a partir das tensões obtidas e calcular o vetor das forças residuais, R_M;
9. Cálculo do vetor de força no elemento, F_M, a partir das molas de interface;
10. Cálculo das forças geométricas residuais para cada elemento:

$$R_G = f(t) - M\Delta\ddot{U} - C\Delta\dot{U} - F_M \tag{2.10}$$

    A equação (2.10) implica que no decorrer da análise os resíduos geométricos têm em conta o desequilíbrio entre forças exteriores aplicadas e esforços internos, bem como as forças de amortecimento e inércia devido às alterações geométricas;

11. Determina-se a matriz de rigidez para a nova configuração estrutural, considerando também, no caso de uma peça em betão armado, a perda de rigidez associada à fendilhação e cedências das armaduras;
12. Aplica-se um novo incremento de força ou deslocamento e repete-se os procedimentos de 2 a 11.

A técnica para reduzir o tempo de cálculo, referida na secção 2.2.2, pode também ser aplicada à equação (2.10).

Existem algumas hipóteses a ser atendidas na formulação dos elementos [58]:

1. As forças residuais são calculadas com base no valor total das tensões;
2. As cargas gravíticas são consideradas como forças exteriores aplicadas à estrutura;
3. A teoria dos pequenos deslocamentos é assumida durante cada incremento, o que significa que o incremento de tempo deve ser pequeno.

Estas hipóteses são também aplicadas em regime estático. No entanto, existe uma grande limitação durante essa análise: a separação dos elementos é permitida desde que não torne instável o sistema estrutural, uma vez que resulta uma matriz de rigidez singular. Por outro lado, numa análise em regime dinâmico não existe esta limitação.

2.2.5 Modelação do material

As estruturas a analisar no presente trabalho são pré-fabricadas em betão armado e pré-esforçado, pelo que nesta secção serão apenas abordados os modelos de comportamento do betão e do aço utilizados na formulação do MEA.

No MEA um elemento de betão armado é representado por molas de betão e molas de aço. As molas de aço situam-se à face dos elementos, no local exato onde os varões seriam colocados.

Betão

Para modelar o comportamento do betão sujeito a esforços axiais, foi adotado no ELS o modelo não-linear de *Maekawa* [65], ilustrado na Figura 2.4.

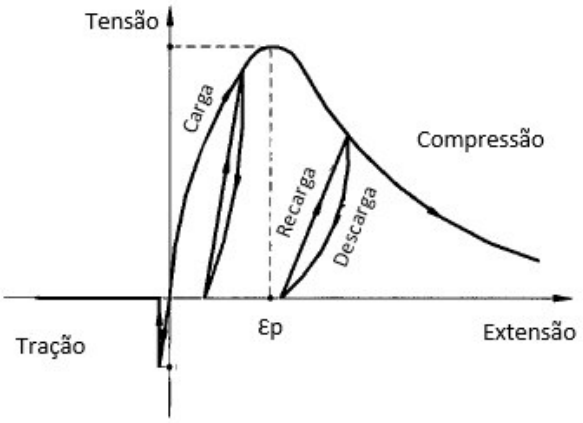


Figura 2.4: Modelo de comportamento do betão, por Maekawa [65]

Este modelo permite a simulação realística do comportamento das estruturas em condições de serviço e últimas. O betão é simulado com base num modelo de plasticidade que permite descargas/recargas para o comportamento à compressão e um modelo de fratura para a tração. O módulo de elasticidade inicial é uma caraterística intrínseca do material, enquanto que o módulo de elasticidade representativo dos ramos de descarga e recarga é obtido com o valor da extensão no local da mola. O efeito das tensões de confinamento é considerado nas zonas de compressão adotando a função de rotura biaxial de *Kupfer* [45]. Deste modo, a resistência à compressão modificada, $f_{c,eq}$, é obtida da seguinte forma:

$$f_{c,eq} = \frac{1 + 3.65(\sigma_1/\sigma_2)}{(1 + \sigma_1/\sigma_2)^2} f_c \tag{2.11}$$

onde σ_1 e σ_2 é a tensão principal máxima e mínima, respetivamente, e f_c a tensão de compressão. A equação (2.11) indica que a resistência à compressão associada a cada mola é variável e depende, principalmente, do seu estado de tensão.

Quando o material atinge a tensão última de compressão (esmagamento), é atribuída à mola uma rigidez mínima com o objetivo de manter a ligação entre elementos. No modelo de *Maekawa*, Figura 2.4, é adotado até 1% da extensão máxima do betão à compressão. Após atingir este valor de extensão é assumida uma rigidez mínima para as molas de 0,01 do valor inicial, permitindo a continuidade entre elementos. Desta modo, resulta uma discordância entre a tensão calculada e a tensão correspondente à extensão da mola, desenvolvendo-se tensões residuais que são redistribuídas no próximo passo de carregamento, aplicando forças equivalentes à redistribuição mas com sentido oposto.

Para as molas de betão sujeitas à tração, a rigidez é igual à inicial; ao atingir a extensão última de tração, este valor é nulo e as tensões residuais que se geram são redistribuídas de forma igual às anteriores.

A relação entre tensão-extensão de corte é definida linearmente até à fendilhação do betão. Após a primeira fenda, as tensões de corte diminuem e passam a depender do coeficiente de atrito e do “travamento” entre elementos, como se ilustra na Figura 2.5.

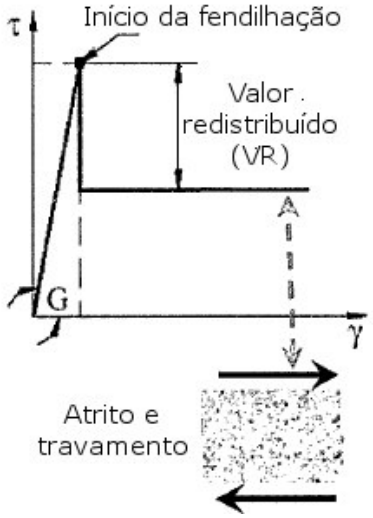


Figura 2.5: Modelo de comportamento do betão para tensões de corte [6].

Aço das armaduras

O modelo que representa o comportamento dos varões de aço, Figura 2.6, foi desenvolvido por *Ristic* [71]. A rigidez tangente da mola de aço é obtida de acordo com as extensões na mola, efeitos de carga/descarga e o historial de mudanças de direção do limite de elasticidade – efeito de Bauschinger. A principal vantagem na adoção deste modelo é considerar os efeitos anteriores sem complicações significativas na análise. Após o aço atingir uma extensão última de 10% as forças nas molas são distribuídas, no sentido oposto, pelos respetivos elementos.

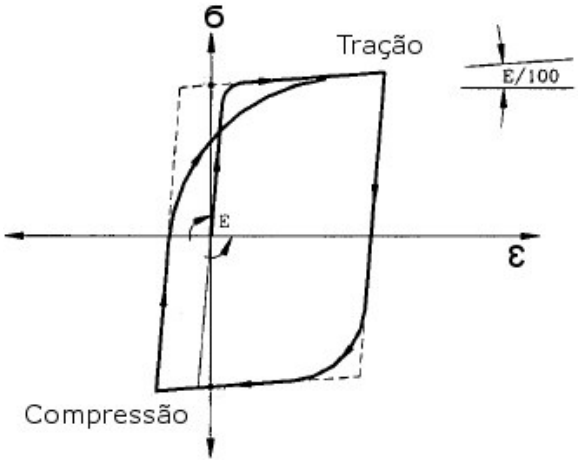


Figura 2.6: Modelo de comportamento do aço, por Ristic [71].

A formulação dos modelos de comportamento dos materiais em ELS envolve algumas hipóteses [58]:

- Os efeitos da encurvadura das armaduras não é considerado na análise;
- Em regime estático é assumida uma rigidez mínima para as molas de betão de 0,01 do valor inicial, quando estas atingem a tensão máxima de compressão. As tensões residuais que se geram são redistribuídas, no próximo passo de cálculo, por meio de forças com sentido oposto, aplicadas nas molas axiais;
- Em regime dinâmico, a técnica anterior de redistribuição não pode ser aplicada, pois ao assumir um valor mínimo de rigidez afeta-se significativamente o comportamento dinâmico dos elementos após a separação, e os movimentos de corpo rígido deixam ser seguidos com precisão. Por este motivo, em análises dinâmicas, a rigidez da mola é nula desde a abertura da primeira fenda até ao seu fecho.

2.2.6 Efeito do coeficiente Poisson

O efeito Poisson é tido em conta na formulação de problemas bidimensionais no MEA de acordo com uma das seguintes abordagens: a cada elemento adiciona-se mais dois GDL, que correspondem à deformação relativa de faces paralelas, ou a partir dos três GDL iniciais.

A primeira hipótese, representada na Figura 2.7, consiste em acrescentar aos GDL iniciais do corpo rígido (“v”, “u” e “r”) os GDL “uu” e “vv” associados às deformações relativas entre as faces horizontais e verticais, respetivamente. Os GDL “uu” e “vv” são correlacionados com base no coeficiente de Poisson e os seus efeitos adicionados à matriz de rigidez do elemento. Contudo, para além do aumento de GDL do sistema e do tempo de análise, a sua implementação pode suscitar

problemas de acoplamento entre os GDL associados às deformações relativas e aqueles que representam as deformações rígidas iniciais.

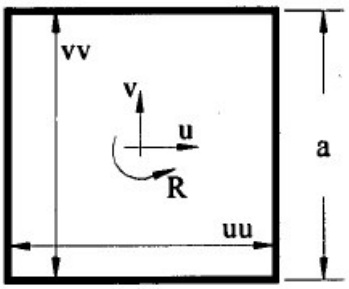


Figura 2.7: Efeito de Poisson adicionando mais dois GDL (“uu” e “vv”) ao elemento [62].

Por outro lado, a segunda abordagem, adotada no MEA em problemas bidimensionais, correlaciona a matriz de rigidez de cada elemento com a dos restantes; ou seja, apesar dos elementos se movimentarem como corpos rígidos o conjunto é deformável. Esta técnica é ilustrada na Figura 2.8 para o exemplo de um deslocamento horizontal imposto no elemento (0).

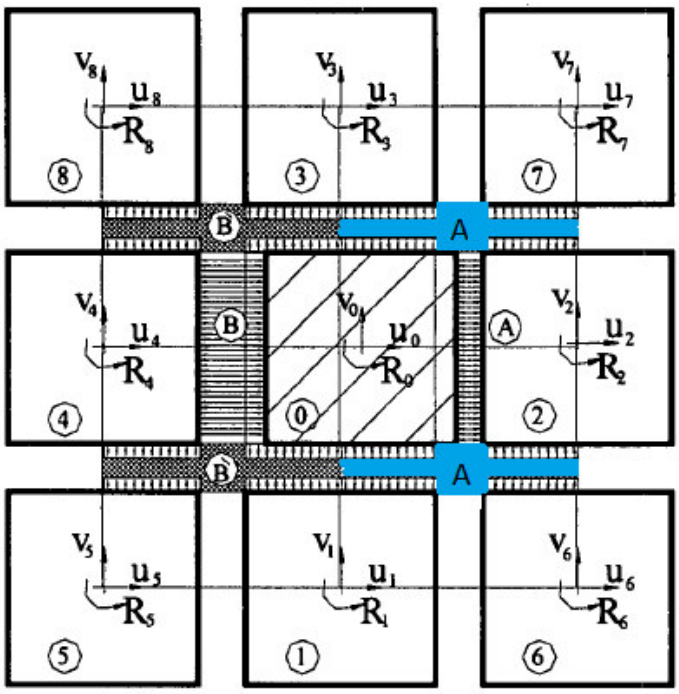


Figura 2.8: Formulação bidimensional do coeficiente de Poisson no MEA [62].

Conforme se observa na Figura 2.8 aplica-se um deslocamento horizontal ao elemento (0), mantendo os restantes restringidos. Deste modo, as molas entre os elementos (0) e (2) ficam sujeitas a esforços de compressão. Contudo, as molas que se situam na área abrangida por A, dada por metade da largura de influência de cada elemento na direção onde se impõe o deslocamento, sofrem

também deslocamentos verticais que são afetados pelo coeficiente de Poisson. No entanto, estes deslocamentos estão impedidos por restrição dos restantes GDL, o que conduz a tensões adicionais nessas zonas. Estas tensões, consideradas uniformes ao longo face do elemento, resultam em forças de fixação segundo os GDL do elementos e são adicionadas à matriz de rigidez.

Apesar de tudo, nos problemas tridimensionais, o coeficiente de Poisson não é considerado no programa ELS, uma vez que o tempo de análise seria superior e o seu efeito é relativamente pequeno para a maioria dos problemas.

2.2.7 Critério de Rotura

Na formulação do MEA a rotura é avaliada segundo o critério de Mohr-Coulomb. Contudo, a sua aplicação direta a partir das molas normais e tangenciais, em vez de se basear nas tensões principais, pode, além de conduzir ao aumento de resistência da estrutura, levar à imprecisão do comportamento em fase de rotura. A resolução deste problema passa por determinar as tensões principais nos pontos de contacto das molas, conforme se observa na Figura 2.9.

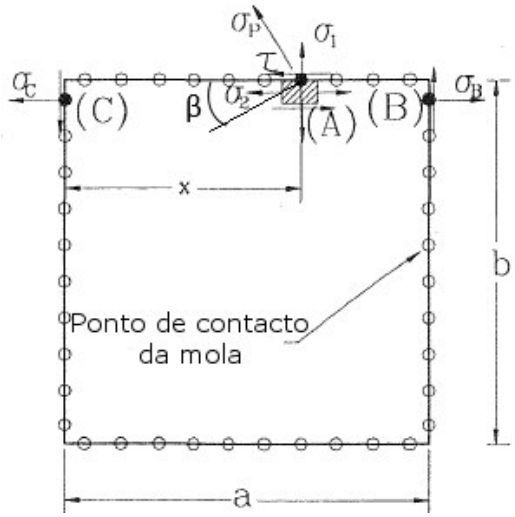


Figura 2.9: Tensões principais para problemas bidimensionais [59]

De acordo com a Figura 2.9, as componentes da tensão normal e de corte, σ_1 e τ, no ponto de contacto (A), são determinadas a partir da deformação das respetivas molas axiais e de corte, ligadas a esse ponto. A tensão normal σ_2, no ponto (A), pode ser obtida a partir das tensões normais em (B) e (C), da seguinte forma:

$$\sigma_2 = \frac{x}{a}\sigma_B + \frac{a-x}{a}\sigma_C \tag{2.12}$$

Assim, a tensão principal máxima de tração pode ser calculada por:

$$\sigma_p = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2 + (\tau)^2} \tag{2.13}$$

Se o valor da tensão principal, σ_p, exceder a tensão de resistência à tração do material, as forças normais e de corte da mola são transferidas para o centro do elemento como um par de forças e momentos, sendo redistribuídas com sentido oposto no passo de cálculo seguinte. Nas zonas que fendilham, a redistribuição dessas forças é importante para se poder seguir a propagação da fenda. Para as molas axiais, as forças são redistribuídas até a tensão de tração na fase fendilhada ser nula.

No instante em que se atinge a tensão de fendilhação, as molas de corte deveriam ter alguma resistência devido ao efeito de "travamento" entre elementos, no entanto, a rigidez assume um valor nulo. Para ter em conta este efeito e o atrito entre elementos, é utilizado o modelo de comportamento da Figura 2.5.

A inclinação da fenda, β, em relação à face do elemento pode ser obtida pela equação (2.14), em que na presença de tensões tangenciais nulas a direção da fenda coincide com a face do elemento.

$$\tan(2\beta) = \left(\frac{2\tau}{\sigma_1 - \sigma_2}\right) \tag{2.14}$$

Se a mola romper por corte devido à compressão, as forças tangenciais são redistribuídas e a rigidez ao corte da mola é nula no seguinte instante da análise. Para molas sujeitas a esforços de compressão é também utilizada a rotura de Mohr-Coulomb.

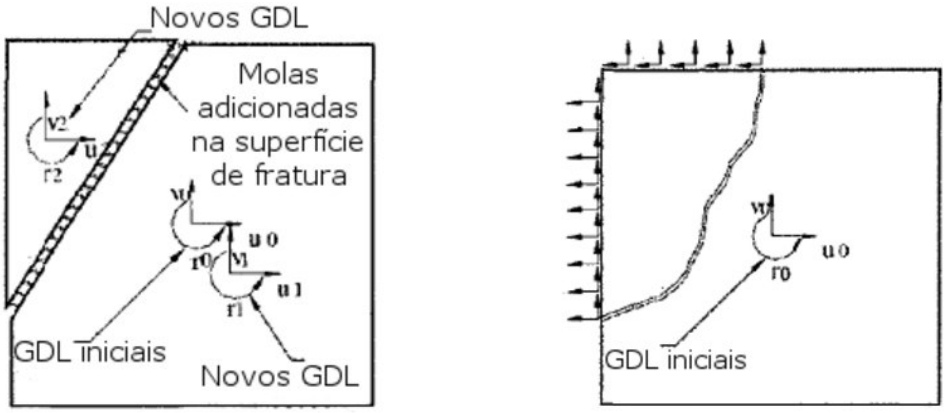
O comportamento do elemento durante a fratura pode ser representado utilizando duas técnicas. A primeira consiste em dividir o elemento em dois corpos, cada um com três GDL (2D), gerando-se novas molas, como ilustrado na Figura 2.10(a). A aplicação desta técnica tem as seguintes vantagens [59]:

- Redistribuição precisa das tensões de tração;
- A propagação da fenda é simulada com maior rigor, visto que a cunha de fratura pode ser aproximadamente representada no elemento de discretização;
- A largura da fenda é obtida com exatidão de forma a simular corretamente a transferência das tensões de corte e a separação do elemento;
- Tensões de corte devido a esforços de compressão são também simuladas com precisão.

Apesar das vantagens enumeradas acima, esta técnica tem também as suas complicações [59]:

- O número de elementos aumenta significativamente após a fissuração, resultando num maior esforço computacional, e, especialmente, se forem utilizados elementos de pequenas dimensões e o número de fendas for elevado.
- A rigidez das molas não é calculada com tanta precisão, como antes da fissuração, porque a área associada a cada mola envolve um processo de cálculo mais complexo. Este efeito não é tão notório em casos de carregamento monotónico, no entanto, quando a estrutura é sujeita a uma ação cíclica e as fendas podem abrir e fechar, pode conduzir a imprecisões na análise.
- Sucessivas fendas no mesmo elemento podem levar a diminuições drásticas na precisão da análise.
- Se a fenda tiver pouca inclinação (valores de β reduzidos), Figura 2.9, podem surgir erros numéricos se os elementos fissurados tiverem proporções reduzidas. Para grandes discrepâncias entre elementos adjacentes a exatidão da análise é também inferior.

A segunda técnica a ser utilizada na formulação da fratura, consiste em manter a geometria inicial do elemento e redistribuir as tensões que se geram durante essa fase, conforme se ilustra na Figura 2.10(b). Quando no ponto de aplicação da mola é atingida a tensão principal máxima, de acordo com o critério de rotura anterior, as forças de axiais e de corte da respetiva mola são redistribuídas com sentido oposto no passo de cálculo seguinte, sendo primeiro transferidas ao centro do elemento e depois então aplicadas à estrutura.



(a) Divisão do elemento pelo plano de fratura e geração de novas molas

(b) Redistribuição das tensões pelas faces do elemento

Figura 2.10: Técnicas de simulação da fratura dos elementos [59]

O método de fratura por redistribuição das tensões na face, é relativamente simples, com a vantagem de não ser necessário nenhum tratamento especial para representar o processo de fendilhação. Na presença de tensões de corte reduzidas esta técnica revela bastante precisão, uma vez que a fratura é paralela

às faces do elemento ($\beta = 0$). Por outro lado, se as tensões de corte forem predominantes, é necessário reduzir a dimensão dos elementos para se poderem obter resultados de fendas mais realistas. Outra desvantagem associada a aplicação desta técnica está relacionada com a imprecisão nos resultados dos parâmetros de comportamento após-fratura, que dependem essencialmente da largura da fenda.

Em problemas tridimensionais são utilizadas abordagens semelhantes. Em geral, a fendilhação ocorre quando a tensão máxima principal do ponto de contacto da mola atinge a resistência à tração do material. Na Figura 2.11 ilustra-se o estado de tensão em cada mola e as tensões principais máximas.

As técnicas referidas anteriormente para descrever o comportamento dos elementos bidimensionais, durante a fratura, aplicam-se também em 3D, como apresentado na Figura 2.12. No *ELS* é utilizada a técnica ilustrada na Figura 2.12(b).

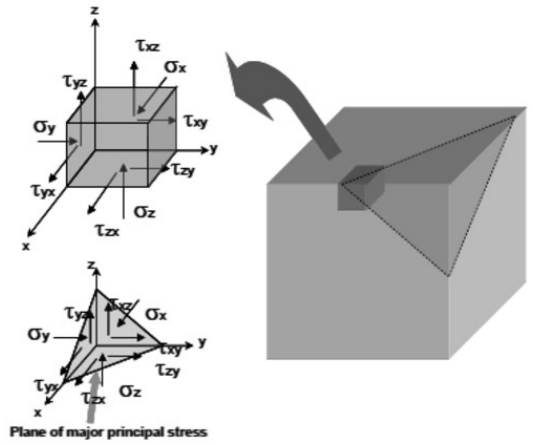


Figura 2.11: Critério de fissuração no betão [7].

(a) Divisão do elemento pelo plano de fratura e geração de novas molas

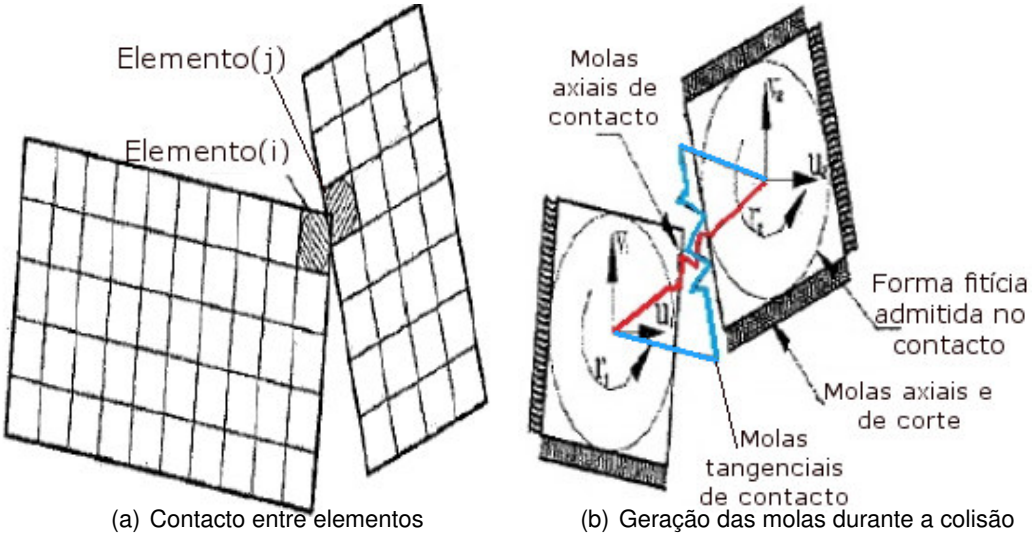
(b) Redistribuição das tensões pelas faces do elemento

Figura 2.12: Técnicas para simular a fendilhação nos elementos 3D [7]

2.2.8 Contacto dos elementos

Na formulação pelo MEA é considerado o efeito de colisão e "recontacto" entre os elementos. Face a estas circunstâncias e por simplificação de análise, os elementos são avaliados, durante o contacto, assumindo forma "fictícia" circular/arredondada, conforme se observa na Figura 2.13. Este pressuposto é aceitável desde que os elementos sejam relativamente pequenos. No entanto, se estes forem de maiores dimensões esta hipótese é ainda razoável, uma vez que a concentração de tensões nas arestas dos elementos leva à divisão e arredondamento das mesmas [56]. Com base nestes critérios a colisão é detetada com base apenas na distância entre os centros dos elementos.

A verificação do contacto é efetuada entre cada elemento e os restantes, aumentando significativamente o tempo de análise. Face a isto, cada elemento tem o seu sistema de coordenadas espaciais que dependem da sua localização durante a análise. Assim, a presença ou não de contacto é verificada entre os elementos de interesse e os que situam na proximidade, diminuindo o tempo de processamento.



(a) Contacto entre elementos (b) Geração das molas durante a colisão

Figura 2.13: Colisão dos elementos [56]

Durante o fenómeno de colisão, parte da energia cinética dos elementos dissipa-se. O fator de recuperação, r, define a relação que existe entre a velocidade de um elemento antes e após o contacto, sendo unitário quando não existe perda de energia cinética durante a colisão e nulo quando a dissipação é total. A energia dissipada pode ser facilmente obtida a partir da velocidade do corpo depois do contacto, calculada com base na conservação do momento linear. Contudo, a sua aplicação a materiais contínuos, como o betão, implica passos de tempo muito reduzidos de forma a simular a onda de tensões no momento do impacto.

De modo a reduzir o tempo de análise e permitir maiores incrementos de tempo foi desenvolvida a seguinte técnica, representada na Figura 2.14, capaz de representar a mola na fase de aproximação(carga) e separação(descarga). Admite-se que o fator, n, estabelece a relação entre estas duas fases, resultando ou não, na dissipação de energia se for maior ou igual à unidade, respetivamente. Este fator pode ser correlacionado com o de recuperação, r, da seguinte forma:

$$r = \frac{1}{\sqrt{n}} \tag{2.15}$$

A principal vantagem em aplicar esta técnica corresponde ao facto de apenas se ter que utilizar incrementos de tempo menores durante a colisão, permitindo maiores intervalos após a separação dos elementos, o que torna o processo de cálculo menos moroso.

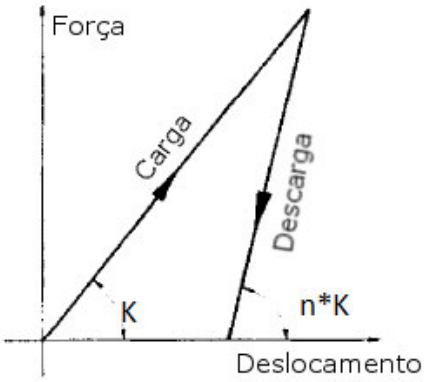


Figura 2.14: Relação força-deslocamento durante o contacto [56].

2.2.9 Número de molas e dimensão dos elementos na precisão da análise

O aumento do número de molas distribuídas na interface dos elementos é mais importante em análises não-lineares, quando se pretende obter melhores resultados na simulação da propagação de fendas. Para análises lineares, observou-se anteriormente, equação (2.4), que a precisão da rigidez de rotação é diretamente proporcional ao número de molas. Na verdade, apenas uma mola seria suficiente para representar a translação dos elementos, por outro lado, o movimento de rotação deve-se essencialmente ao conjunto de molas normais e tangenciais. Dos estudo realizados por Meguro e Tagel-Din [59] conclui-se que um número igual ou superior a dez molas é suficiente para garantir erros inferiores a 1% relativamente à rigidez teórica. No entanto, se os elementos utilizados na modelação forem de pequenas dimensões, o efeito do número de molas deixa de ser relevante, visto que as rotações relativas entre os elementos são menores.

Na formulação pelo MEA a dimensão dos elementos é bastante importante. A simulação de estruturas com elementos de maiores proporções aumenta a rigidez

da estrutura, o que leva a deslocamentos numéricos menores e carga de rotura superior [59].

2.2.10 Resolução da análise

A solução da análise em ELS passa por resolver as equações do movimento expostas anteriormente, nomeadamente as Equações (2.2), (2.3), (2.5) e (2.7). A abordagem de problemas estáticos é mais simples comparado com a análise dinâmica, que envolve procedimentos numéricos iterativos na resolução do problema. No ELS é utilizado o método de *Newmark Beta* na resolução das equações diferenciais do movimento.

A equação do movimento em cada incremento de cálculo é um sistema de equações lineares, em que a solução pode ser obtida com o auxílio de diversos algoritmos. No ELS adota-se a resolução por via direta ou iterativamente, tendo o utilizador a possibilidade de optar por uma delas. A primeira utiliza na sua formulação o método de Choleski [53], aplicado na decomposição de matrizes simétricas definidas positivas [70] em matrizes triangulares inferior e respetiva transposta. Este algoritmo é ainda modificado de forma a operar somente nas entradas da matriz de rigidez que sejam não nulas – Compaq Extended Math Library(CXML) [25]. Deste modo, consegue-se armazenar apenas os elementos necessários, reduzindo drasticamente a memória utilizada. O algoritmo iterativo inicia o cálculo com uma primeira aproximação e estima a diferença entre a solução obtida e o resultado correto. Com base nessa diferença é obtida uma nova solução e assim sucessivamente até convergir. Este método tem a principal vantagem de ser mais rápido que o anterior, especialmente para um grande número de GDL.

O método direto é mais usual para análises estáticas e dinâmicas com incrementos de tempo relativamente grandes, enquanto que, o método iterativo é aplicado em problemas dinâmicos que envolvam grande precisão de análise e portanto curtos passos de tempo (e.g. análise sísmica).

2.2.11 MEA vs outros métodos numéricos

Em suma, o MEA tem a capacidade de controlar o comportamento não-linear da estrutura até ao seu colapso; passando pela fase elástica, início e propagação de fendas, cedência das armaduras, separação e colisão dos elementos.

Uma das principais diferenças entre o MEA e o MEF reside na ligação entre os elementos. No MEF convencional os elementos encontram-se ligados através dos nós, enquanto que, no MEA são utilizadas molas de interface que representam as tensões e deformações dos elementos.

Apesar da vasta utilização e fiabilidade do MEF, a sua capacidade para simular o colapso progressivo é questionável. Para além da possibilidade de separação completa dos elementos ser limitada e/ou ser necessário a sensibilidade de um utilizador experiente, o tempo de análise é bastante moroso.

O MED é um método que tem sido bem sucedido para a simulação de uma ampla variedade de situações de fluxo granular [7]. Nesta formulação o material é composto por partículas discretas que podem ter diferentes formas e propriedades. A análise consiste em atribuir a cada partícula uma posição e velocidade inicial e determinar as forças associadas. Além das forças exteriores e de amortecimento a que o elemento está sujeito, acrescem ainda as que resultam da sua interação com as outras partículas – forças internas de interação – cuja direção e intensidade pode ser definida pela relação força-deslocamento. Todas estas forças são somadas para determinar a força resultante que atua em cada partícula. Recorrendo à integração das leis do movimento de Newton, determina-se a nova posição do elemento e as condições iniciais para o próximo passo de cálculo.

O MED não é uma solução prática para problemas de grande dimensão, pois o esforço computacional é extremamente elevado, devido à necessidade de ter pequenos incrementos de tempo para garantir a estabilidade do cálculo.

A comparação entre os métodos de análise MEA, MEF e MED apresentam-se na Figura 2.15.

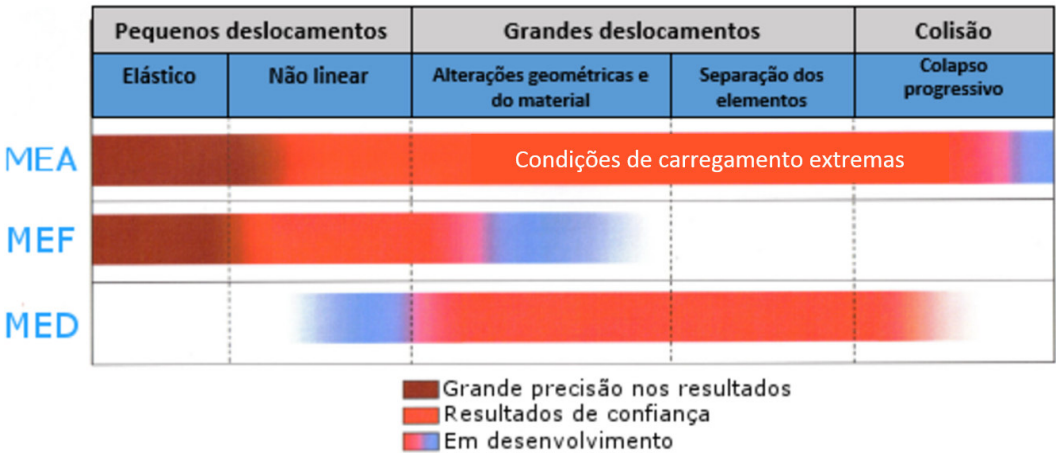


Figura 2.15: Comparação entre MEA, MEF e MED [6].

Capítulo 3

Análise Sísmica

3.1 Enquadramento Histórico

Devido à localização geográfica, ao longo da sua história, Portugal tem sido alvo de vários sismos de elevada magnitude e continua a ser suscetível a este fenómeno.

O Sul do território continental situa-se na proximidade da fronteira entre as placas tectónicas euro-asiática e africana, sendo uma zona de atividade sísmica considerável, proporcionada pela interação entre placas, como ilustrado na Figura 3.1. Os sismos aqui gerados têm origem na separação das placas tectónicas, classificando-se como sismos interplacas.

O arquipélago dos Açores situa-se entre as placas euro-asiática, africana e americana, designado por Ponto Triplo. A atividade sísmica aqui presente é relativamente importante na medida em que está relacionada não só com o movimento interplacas como também com o vulcanismo. Por outro lado, as ilhas do Corvo e das Flores, situadas na placa americana, e o arquipélago da Madeira sobre a placa africana, encontram-se em zonas onde o risco sísmico não é tão relevante.

Com origem no movimento interplacas destaca-se a atividade sísmica que ficou apelidada como o Grande Terramoto de Lisboa, no dia 1 de Novembro de 1755, considerado por muitos especialistas o maior da história, Figura 3.2. O sismo atingiu uma magnitude estimada entre 8,5 e 9 na escala de Richter e os seus efeitos foram sentidos até ao norte da Europa. O facto de o epicentro ter ocorrido no mar originou também um enorme tsunami, que provocou graves danos em toda a costa portuguesa, no sul de Espanha e no norte de África. Lisboa foi especialmente afetada, não apenas pelo terramoto e o consequente tsunami, mas também pelos diversos incêndios que ocorreram após o sismo.

Figura 3.1: Tectónica em Portugal [50].

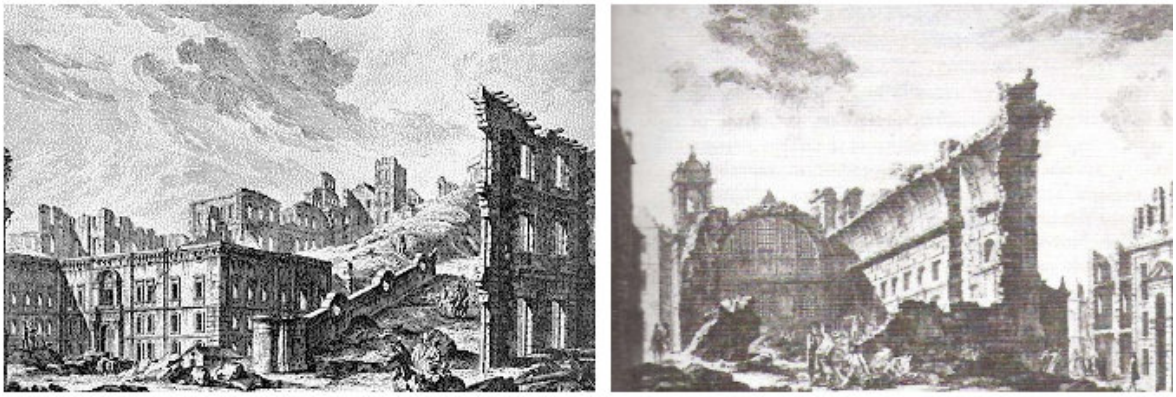


Figura 3.2: Consequências do sismo de Lisboa de 1755 em dois edifícios [50].

Além da atividade sísmica gerada pelo movimento das placas tectónicas, há que ter em conta a produzida no interior das mesmas. Em Portugal, a principal origem deste tipo de sismo – intraplacas – é a falha do Vale Inferior do Tejo (VIT), ilustrada na Figura 3.3.

Um dos sismos intraplaca mais importantes da história de Portugal ocorreu precisamente neste local. No dia 23 de Abril de 1909, um sismo de magnitude próxima de 7 foi gerado no sistema de falhas do Vale do Tejo, na zona de Benavente. Este sismo foi sentido com uma intensidade máxima de grau IX a X, na escala de Mercalli Modificada (IMM), e foi considerado o maior sismo do século passado em Portugal. Como ilustração da catástrofe, os efeitos deste sismo em dois edifícios podem ser observados na Figura 3.4

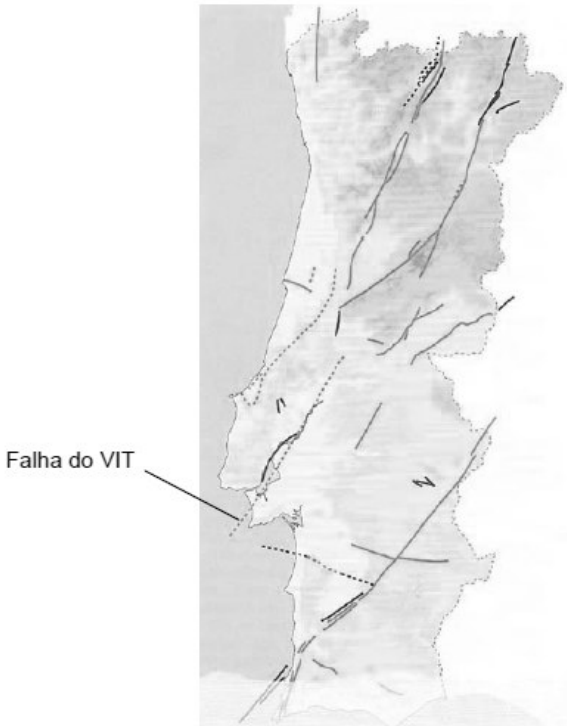


Figura 3.3: Intraplaca do Vale Inferior do Tejo.

Figura 3.4: Danos em dois edifícios provocados pelo Sismo de Benavente [50].

Muitos dos terramotos que se manifestaram em Portugal, incluindo os referidos anteriormente, tiraram a vida a milhares de pessoas e resultaram em enormes prejuízos. Perante esta situação, e de forma a evitar no futuro panoramas semelhantes, é indispensável conhecer e compreender a atividade sísmica a que o país está sujeito.

3.2 Análise Sísmica de Estruturas

Existem diversas formas de abordar um problema de análise sísmica de estruturas em função das caraterísticas e métodos de análise. De acordo com os códigos sísmicos mais usuais [19, 74] são definidos os seguintes:

- **Análises lineares**
  - Análises lineares estáticas com forças equivalentes às forças de inércia;
  - Análises dinâmicas lineares estocásticas com recurso a espetros de potência;
  - Análises dinâmicas modais por espetros de resposta.
- **Análises não lineares**
  - Análises estáticas não lineares;
  - Análises dinâmicas ao longo do tempo não lineares.

O Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEEP, 1983) aponta para a realização de análises dinâmicas lineares estocásticas com recurso a espetros de potência, como a opção mais rigorosa de análise (sem restrições), seguindo-se análises dinâmicas modais por espetros de resposta (com algumas restrições), e, por fim, as análises lineares estáticas (com muitas restrições). Já a Norma Portuguesa NP EN 1998-1:2010, a versão portuguesa do Eurocódigo 8 (EC8), mais recente do que o RSAEEP, contempla todas as abordagens atrás enumeradas, com exceção da análise dinâmica estocástica, a qual não é referida [31].

A escolha de um determinado método de análise tem consequências do ponto de vista computacional, nomeadamente ao nível da implementação.

Análise linear estática

Este tipo de análise estática, também conhecido pelo método das forças laterais equivalentes, baseia-se num coeficiente sísmico que está diretamente relacionado com a resultante das forças de corte sísmicas da base e o peso total da estrutura. Esta abordagem pressupõe que só um modo de vibração, normalmente o primeiro modo, contribui para a resposta da estrutura. Assim, e para que seja garantida a segurança sísmica, é necessário que o modo de vibração fundamental mobilize a massa total da estrutura ou a maior parte desta.

Nestas condições, a força de corte basal, F_b é dada por:

$$F_b = S_{di}(T, \xi) \cdot M \tag{3.1}$$

Em que é $S_{di}(T, \xi)$ é a aceleração espetral de dimensionamento e M a massa do sistema.

A eventual não linearidade de estrutura é tida em conta através do coeficiente de comportamento e do amortecimento da estrutura implícito no espectro de dimensionamento.

O rigor desta abordagem depende essencialmente do grau de aproximação da configuração adotada para o modo fundamental e da percentagem de massa modal mobilizada pelo mesmo.

Análise dinâmica modal por espetros de resposta

O método de análise modal da resposta dinâmica das estruturas, baseia-se essencialmente no desacoplamento do sistema de equações inicial, modificando a base em que são representados os deslocamentos para um subespaço definido por modos de vibração. Estes são caraterizados por coordenadas generalizadas que permitem identificar a configuração de cada modo. Após a resolução do sistema, as soluções são novamente projetadas no espaço das coordenadas generalizadas do sistema inicial.

A análise modal por espetros de resposta consiste em avaliar a resposta da estrutura para cada modo de vibração e através da sua combinação obter a resposta global. Contudo, nem todos os modos contribuem de forma igual, pelo que esse efeito é ponderado de acordo com o fator de participação modal.

O comportamento não linear da estrutura durante esta análise é normalmente tido em atenção nos espetros de dimensionamento e no coeficiente de amortecimento.

Do ponto de vista computacional, quando um sistema dinâmico envolve um elevado número de GDL o processo de cálculo é bastante moroso, podendo em alguns casos resultar na insolubilidade do problema devido à acumulação de erros numéricos. Como tal, a presença de modos de vibração com forças de inércia associadas desprezáveis podem ser negligenciados, desde que a massa efetivamente mobilizada não apresente uma percentagem significativa em relação à massa deslocada pela ação sísmica.

O EC8 estipula que a soma das massas modais efetivas para os modos de vibração considerados durante a análise sísmica devem representar no mínimo 90% da massa total da estrutura e os restantes não apresentarem menos de 5%.

Análise estática não linear

De forma a evitar o uso do coeficiente de comportamento, que tem sempre grandes incertezas associadas, recorre-se a análises sísmicas não lineares.

Para dar resposta a este problema, têm vindo a ser propostos diversos métodos simplificados de análise sísmica estática não linear. Nestes métodos, a avaliação da resposta sísmica máxima expectável é determinada com base na resposta sismo-resistente (curva de capacidade) a um conjunto de cargas horizontais com crescimento monotónico (designada por análise “pushover”), sob ação constante das cargas gravíticas [47].

As análises sísmicas estáticas não lineares correntes estabelecem a realização das seguintes etapas [31]:

- Definição da curva de capacidade, de forma incremental, a partir da aplicação de um conjunto de cargas ou imposição de deslocamentos;
- Definição da ação sísmica e da resposta final da estrutura tendo por base um comportamento não linear, o que permite obter o ponto de desempenho sísmico ou o deslocamento alvo;
- Avaliação do desempenho da estrutura quando é atingido o ponto de desempenho sísmico ou o deslocamento alvo.

O EC8 estabelece o método de análise "pushover" na verificação de estruturas novas ou existentes para os seguintes efeitos:

- Alternativa aos métodos de análise sísmica linear que recorrem ao coeficiente de comportamento;
- Avaliar os mecanismos plásticos previstos e a distribuição de danos;
- Avaliar o desempenho de estruturas existentes ou reabilitadas;
- Verificar ou rever os fatores de multiplicação da ação sísmica de cálculo, na formação do mecanismo plástico de rotura global.

Os principais métodos de análise sísmica estática não linear adotados pelos códigos sísmicos são:

- Método do coeficiente de deslocamento. O método pretende estimar o desempenho sísmico da estrutura, com base num deslocamento máximo a que a estrutura possa estar sujeita durante um sismo (deslocamento alvo). A análise consiste em aplicar incrementos de forças e obter a relação não linear entre a força de corte basal e o deslocamento no GDL de controlo, até se levar a estrutura ao colapso;
- Método do espetro da capacidade resistente. O método baseia-se essencialmente em duas fases: definir a curva de capacidade da estrutura e convertê-la no espetro de capacidade resistente e determinar e corrigir [78] a ação sísmica no formato *ADRS*[1], com recurso a um coeficiente de amortecimento efetivo (viscoso e histerético). Posto isto, são sobrepostos os dois espetros e, através de um processo iterativo, avaliado o desempenho sísmico (deslocamento objetivo) correspondente à interceção dos gráficos.
- Método N2. Este método, preconizado pelo EC8, é similar ao anterior e combina a análise *Pushover* de um sistema com vários GDL com uma análise por espetro de resposta de um oscilador com um GDL equivalente.

[1] Espetro de resposta no formato aceleração-deslocamento

Análise dinâmica não linear

Este método é o que melhor permite aprimorar e recolher informação acerca do comportamento e resposta da estrutura perante uma história de acelerações a que o solo está sujeito.

A análise sísmica de estruturas em regime dinâmico não linear requer a definição da ação sísmica na forma de acelerogramas. Estes podem ser obtidos a partir do historial de abalos sísmicos intensos ou com recurso a acelerogramas sintéticos. Na avaliação do comportamento sismo-estrutural em Portugal, a utilização de acelerogramas registados está bastante condicionada pelo facto de existirem escassos historiais de vibrações sísmicas intensas, provocados por sismos de magnitude elevada.

Face a este cenário, a alternativa de abordar o problema é recorrer a acelerogramas sintéticos, que, de acordo com a NP EN 1998-1:2010 (EC8), podem ser divididos em artificiais e simulados. Embora a geração de acelerogramas artificiais seja mais apelativa para a engenharia de estruturas, a sua utilização será sempre questionável do ponto da sismologia, dado que são séries temporais (conteúdo espetral estacionário) ajustadas a um espectro de resposta, não traduzindo o real efeito de um evento sísmico [32]. Por outro lado, os acelerogramas simulados são gerados de forma a reproduzir aproximadamente a influencia da magnitude, do mecanismo focal e do caminho de propagação, ajustando as suas características às do terreno.

Os acelerogramas simulados estão no entanto condicionados à necessidade de amostras do terreno e à sua devida qualificação relativamente às caraterísticas sismogenéticas da fonte e condições do terreno local. Assim, na maioria das vezes, adotam-se acelerogramas artificias que, apesar de tudo, permitem obter resultados de confiança.

Para um dado acelerograma representativo da ação sísmica, a equação fundamental de dinâmica de estruturas é resolvida numericamente tendo em atenção a não linearidade física da estrutura, uma vez que, os coeficientes de rigidez variam, quer por cedência do material quer por alteração da geometria por deformação. Deste modo, as caraterísticas de vibração da estrutura alteram, não sendo possível o desacoplar das equações do movimento e consequentemente adotar o principio da sobreposição modal.

O processo de cálculo mais preconizado nestes casos é o da integração direta das equações – explícita ou implícitamente – que conduz à solução em sucessivos intervalos de tempos, já que a este método implica que o espaço de tempo em que se pretende analisar a estudar é divido em intervalos incrementais. Assim, o equilíbrio dinâmico é apenas satisfeito para esses intervalos, sendo necessário considerar uma determinada aproximação para a variação dos deslocamentos e respetivas derivadas. O modo como estas são obtidas determina a precisão e estabilidade da análise assim como a duração da análise.

Os métodos de análise sísmica dinâmica não linear também possuem diversos problemas, designadamente associados com a complexidade dos algoritmos de integração no tempo e associadas às dificuldades da representação do amortecimento, o que pode originar erros importantes nos resultados das análises dinâmicas não lineares. Por estes motivos, especial atenção deverá ser dada à seleção de um algoritmo de integração no tempo e à representação do amortecimento [47].

3.3 Geração de acelerogramas sísmicos artificiais

A simulação da ação sísmica é efetuada, tradicionalmente, recorrendo a duas abordagens: por espetros de resposta regulamentares ou através de um historial no tempo de acelerações. A caraterização e definição da ação sísmica através de espetros de resposta, como apresentado no Apêndice C.2, não permite representar diretamente a ação mas sim o seu efeito sobre um conjunto de osciladores lineares de um GDL.

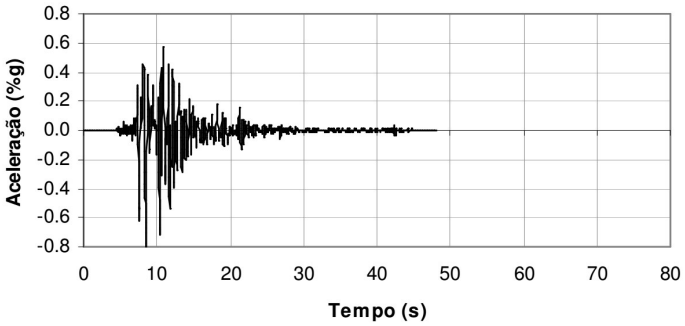
Neste contexto, a resposta espetral é uma abordagem simplificada que procura estabelecer a envolvente de todos os terramotos com uma dada probabilidade de ocorrer numa determinada zona, para uma classe especifica de terreno e um fator de amortecimento critico. Sendo este um método de simples aplicação e desenvolvido de forma exaustiva e cuidadosa, é normalmente o mais empregue na análise de estruturas convencionais. No entanto, durante a ação sísmica as estruturas podem experimentar esforços internos de intensidade elevada, inviabilizando o dimensionamento segundo uma base de critérios para carregamentos usuais – aplicação do coeficiente de comportamento, devendo ser explorada a ductilidade através de uma análise não linear.

Assim, o método por espetro de resposta não é direcionado para análises não lineares, sendo necessário adotar uma análise temporal. Como foi dito anteriormente, a descrição do movimento sísmico pode ser obtida através de acelerogramas registados ou acelerogramas artificiais. Os primeiros, registos de acelerações sísmicas próximas do local da obra, encontram-se raramente disponíveis. Contudo, os registos de sismos históricos, como por exemplo os representados na Figura 3.5, podem ser por vezes utilizados para este propósito, ainda que devem ser escalados de forma a compatibilizá-los com o espectro de resposta regulamentar no local da obra.

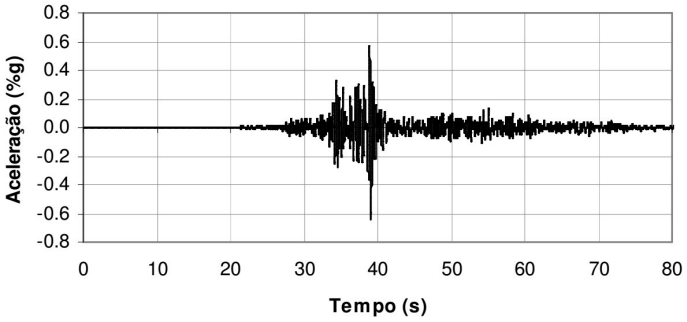
A alternativa passa por gerar registos sísmicos artificias adequados ao local de implantação da obra e que estejam em concordância com os espetros regulamentares. A técnica de gerar sismos artificiais procura ser consistente com as características de sismos reais, no entanto, muitos acelerogramas gerados podem apresentar resultados razoáveis no domínio do tempo, mas o mesmo não se verifica no domínio da frequência, ou vice-versa [79].

A análise no domínio do tempo requer mais de um histórico de acelerações sísmicas de projeto para ter em conta o caráter aleatório deste fenómeno e garantir

que a energia transmitida à estrutura excite as suas frequências de vibração. No que diz respeito a este aspeto, o EC8 preconiza a utilização, no mínimo, de três acelerogramas e que estes sejam compatíveis com os espetros de resposta para um amortecimento viscoso de 5%.



(a) Sismo de Kobe (1 km do epicentro) – 17/01/1995



(b) Sismo de Chi-Chi (26 km do epicentro) – 20/09/1999

Figura 3.5: Registo de acelerações de sismos históricos, adaptado de PEER.

3.3.1 Domínio do tempo

A geração de acelerogramas artificias no domínio do tempo, implica o escalonamento de um sinal de ruído branco[2] estacionário por uma função envolvente, que traduz as variações de amplitude durante um terramoto.

O processo tradicional de geração no domínio do tempo, conforme esquematizado na Figura 3.6, envolve a filtragem de frequências de um sinal estocástico estacionário[3], definido geralmente por um sinal ruído branco, e a posterior multiplicação por uma função de modulação determinística que determina a transiência em amplitude. Mais recentemente, têm sido desenvolvidas técnicas de geração com funções de modulação que permitem também considerar a não-estacionariedade em frequência dos sinais sísmicos [20, 44].

[2]O ruído branco é definido como um processo estacionário, de banda larga, caraterizado por ter igual contribuição em todas as frequências.

[3]Um sinal estocástico estacionário é um sinal aleatório cujas propriedades estatísticas são independentes do intervalo de tempo. Por exemplo, um acelerograma estacionário tem uma aceleração média, desvio padrão e conteúdo de frequências constante, independentemente do intervalo de tempo observado.

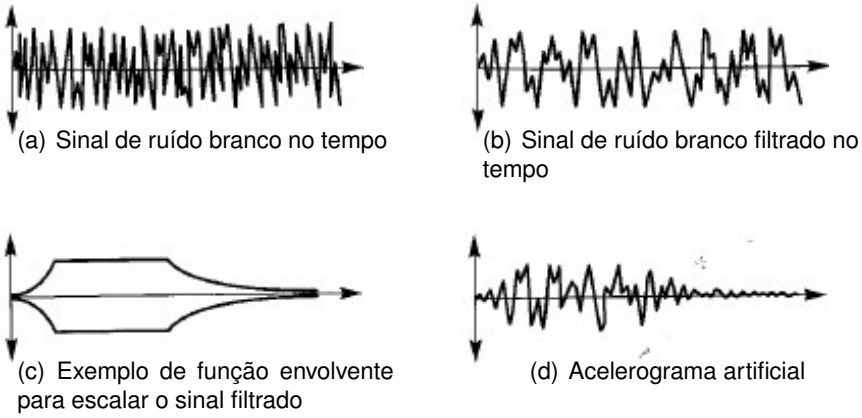


Figura 3.6: Geração de acelerogramas artificiais no domínio do tempo [44]

3.3.2 Domínio da frequência

Tendo em conta a irregularidade dos espetros de resposta associadas a análise sísmica, estes devem ser abrangidos por acelerogramas numa vasta gama de frequências, de modo garantir a segurança da análise. Deste modo, é necessário definir uma abordagem no domínio da frequência que altere o sinal sísmico da formulação anterior de tal forma que o respetivo espetro de resposta se identifique com o regulamentar.

Os movimentos do solo podem ser devidamente gerados no domínio da frequência através da combinação de espetros de amplitude e de fase distintas, Figura 3.7. O primeiro pode ser obtido a partir de um historial do movimento do solo ou, por exemplo, recorrendo ao espetro de potência. Os espetros de fase podem também ser adquiridos em registos do movimento real do solo ou calculados com recurso a uma função de ruído branco escalada por uma função envolvente. As amplitudes do sinal são ajustadas às do espetro alvo através de um processo iterativo.

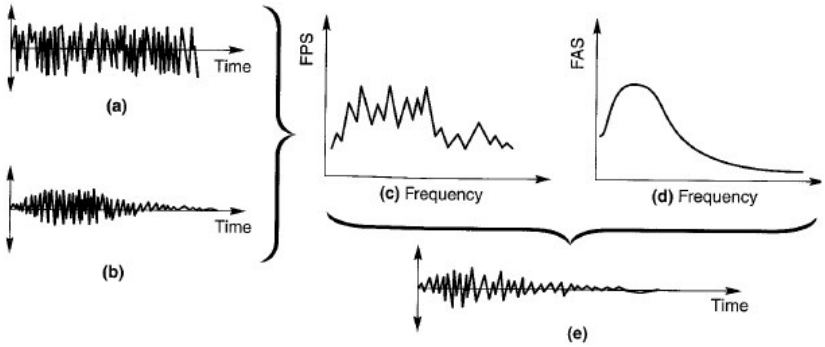


Figura 3.7: Geração de acelerogramas artificiais no domínio da frequência: (a) e (b) ruído branco natural e modelado por função envolvente, respetivamente; (c) e (d) espetro de fase e de amplitude de Fourier do ruído branco modelado, respetivamente; (e) acelerograma resultante da combinação (c) e (d) [44].

Assim, verifica-se que o processo inerente à geração de acelerogramas no domínio da frequência consiste em obter os valores no tempo de um processo gaussiano filtrado e escalado por uma função envolvente para, posteriormente, ajustar a amplitude do sinal à do espetro alvo, recorrendo a um processo iterativo.

3.4 Formulação da ação sísmica para os casos de estudo

A presente secção visa definir os acelerogramas que servirão de base na avaliação da resposta dinâmica não linear dos passadiços, face a uma eventual ação sísmica. Os acelerogramas foram gerados artificialmente, de acordo com o Apêndice C.3, a partir do espetro de resposta elástico e conforme a NP EN 1998-1.

O estudo dos passadiços teve como base a ação sísmica tipo 1 (magnitude elevada e maior distância focal), com duração de 30 s, em virtude de ser a mais desfavorável para estruturas de baixas frequências. Esta abordagem foi também estudada por H. Lopes [49] e A. Rodrigues [72] onde se conclui, para a região de Faro e independentemente do tipo de solo, um sismo afastado é condicionante, pelo que os valores espetrais associados são superiores. Deste modo, será feita apenas referência à ação sísmica tipo 1 para a qual a estrutura apresenta um comportamento mais vulnerável.

O espetro de resposta elástico intrínseco à geração dos acelerogramas do problema, Figura 3.8, foi definido considerando a sismicidade adequada à região de Faro, para um terreno de fundação tipo C [85] e aceleração máxima de referência do solo de 2.0 m/s^2. A classe de importância adotada para os passadiços corresponde ao nível III, visto que estes se situam sobre uma importante via de comunicação – EN 125 – que assegura os acessos às infra-estruturas prioritárias na sua imediação.

Relativamente ao coeficiente de amortecimento, não foram adotados os valores obtidos nos ensaios experimentais de identificação modal dos passadiços, uma vez que estes realizaram-se à excitação ambiental e conduzem a uma resposta linear da estrutura, obtendo-se coeficientes inferiores aos esperados durante a ação sísmica. Assim sendo, considerou-se o valor de 5% recomendado pela documentação normativa para estruturas de betão armado.

O processo de geração de acelerogramas artificiais, a partir de espetros de resposta, envolve o conhecimento da função de densidade espetral associada à ação sísmica regulamentar. Contudo, como indicado no Apêndice C.3.2, não existe nenhum processo direto que permita obter esta função com base no espetro de resposta. Deste modo, o espetro de potência foi definido através de um processo iterativo que admite uma função de densidade espetral inicial, sendo com esta calculado o respetivo espetro de resposta. A “calibração” da função inicial pode ser efetuada correlacionando o espetro obtido com o regulamentar.

O espetro de potência do problema, ilustrado na Figura 3.9, foi definido com uma frequência angular máxima de 200 rad/s e um incremento de 0.2 rad/s.

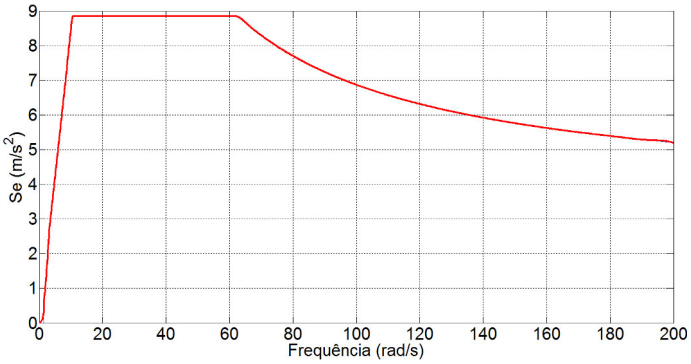


Figura 3.8: Espetro de resposta elástico regulamentar para a ação sísmica tipo 1.

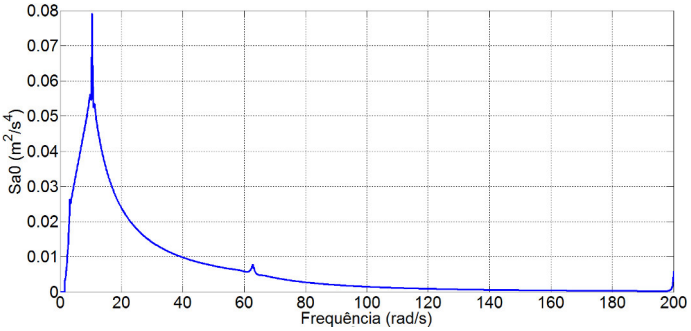
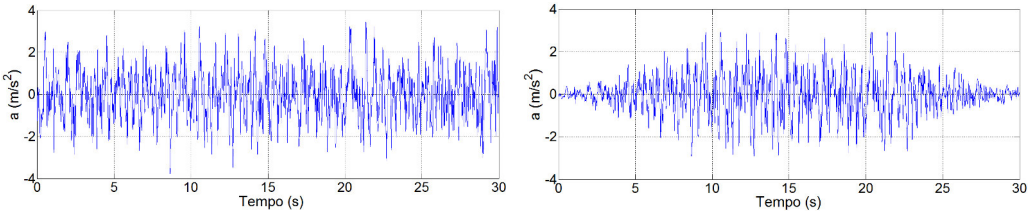


Figura 3.9: Espetro de potência das acelerações.

O acelerograma artificial estacionário, Figura 3.10(a), é determinado pela sobreposição de várias funções harmónicas com amplitude obtida através do espetro de potência, conforme descrito no Apêndice C.3.2. O caráter não estacionário do sinal pode ser adquirido por intermédio de uma função envolvente, como referido na mesma secção. O acelerograma corrigido é apresentado na Figura 3.10(b).



(a) Sinal estacionário (b) Sinal corrigido

Figura 3.10: Acelerograma artificial.

O grau de fiabilidade do acelerograma artificialmente gerado, pode ser verificado aplicando esta ação sísmica a um conjunto de osciladores de um GDL e calculando o respetivo espetro de resposta, que por sua vez é comparado com o regulamentar. A boa correspondência entre os dois espetros encontra-se evidenciada na Figura 3.11.

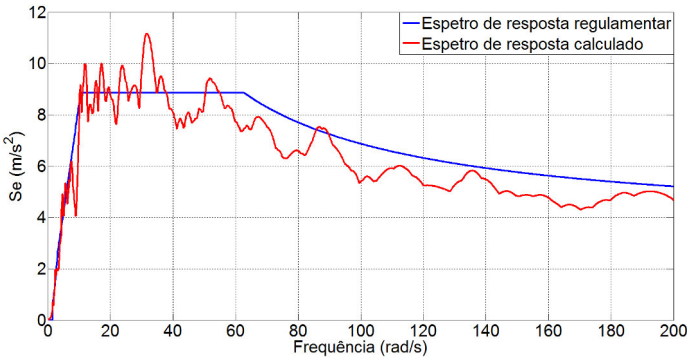


Figura 3.11: Comparação entre o espetro de resposta calculado e o regulamentar.

De acordo com a NP EN 1998-1 é necessário a utilização de pelo menos três acelerogramas artificiais na definição da ação sísmica. Assim sendo, de modo a ter em conta não só os requisitos impostos pela regulamentação como também o caráter desfasado no tempo desta ação, foram geradas cinco séries de acelerogramas, com recurso a uma rotina em *Matlab* já existente. A resposta estrutural foi avaliada para os vários sismogramas de forma a identificar a série mais condicionante para os diferentes passadiços.

A ação sísmica adotada teve um tempo de duração de 30 s, conforme estipulado na cláusula 3.2.3.1.2 do NA do EC8 [19], tendo-se considerado mais 20 s de modo a que estrutura estabilize.

O efeito simultâneo das componentes horizontais da ação sísmica foi considerado conforme indicado no Apêndice C.1. Na Figura 3.12 ilustra-se a combinação de uma das séries desenvolvidas a atuar 100% na direção longitudinal do tabuleiro (X) e um percentil de 30% no sentido transversal (Y).

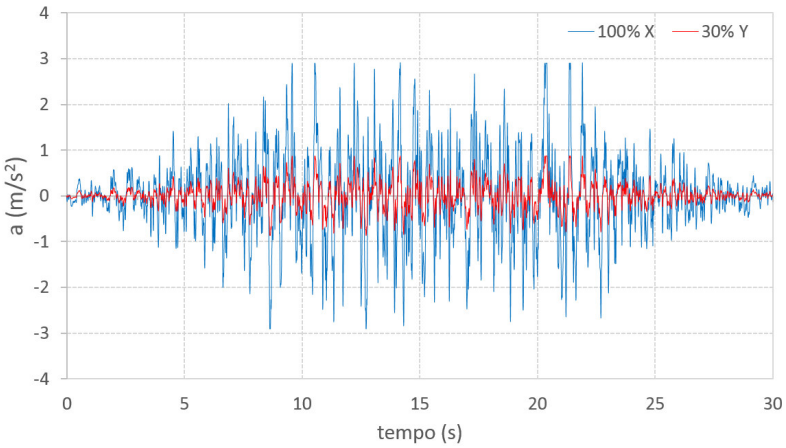


Figura 3.12: Combinação na direção X e Y do acelerograma referente à série 5.

Capítulo 4

Métodos estocásticos de identificação modal

4.1 Introdução

A avaliação experimental das características dinâmicas de estruturas de Engenharia Civil tem um interesse evidente para a validação de modelos utilizados na análise dos efeitos de ações como os sismos, vento, tráfego ferroviário, rodoviário ou pedonal. O interesse nessa avaliação estende-se também à própria caracterização global do estado das estruturas, uma vez que as propriedades dinâmicas estão diretamente relacionadas com esse estado. Assim, para o domínio da observação e monitorização estrutural, a avaliação experimental das características dinâmicas de estruturas é também muito importante, em especial os métodos que permitem efetuá-la ao longo do tempo, sem introdução de restrições à utilização corrente das estruturas [73].

Para a caracterização dinâmica de estruturas de Engenharia Civil, tem havido ultimamente um especial interesse nas técnicas de identificação modal com base na análise da resposta das estruturas às ações a que normalmente estão sujeitas (e.g. vento ou o tráfego de veículos) [23]. Este facto deve-se ao progresso que tem havido nas tecnologias dos transdutores de medição da resposta das estruturas, nos sistemas de aquisição de dados, meios informáticos e também ao desenvolvimento de métodos de identificação modal apropriados para essas condições.

Os métodos de identificação estocásticos correspondem a algoritmos matemáticos que estimam as propriedades modais das estruturas (frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento modais) com base na sua resposta às ações ambientais. Estes são designados de estocásticos pelo facto da ação desconhecida ser idealizada através do conceito de processo estocástico. Como a excitação ambiental é o resultado da contribuição de várias fontes é, de forma simplificada, representada por um processo estocástico do tipo ruído branco, ou seja, um processo com contribuição uniforme de todas as frequências [54].

A classificação dos métodos de identificação está implícita no tipo de dados que se pretende analisar, podendo estes basearem-se em series temporais ou respetivas funções de correlação (domínio do tempo) ou em estimativas espetrais (domínio da frequência). Atualmente, nas aplicações de Engenharia Civil, distinguem-se os seguintes métodos: *seleção de picos (PP)* e *decomposição no domínio da frequência* (FFD ou EFDD), que operam no domínio da frequência, e os métodos de *iterações estocástica em subespaços*, a partir das correlações (SSI-COV) ou de series temporais (SSI-DATA), que trabalham no domínio do tempo.

No presente capitulo serão descritos alguns destes métodos estocásticos que procuram identificar o modelo que melhor se ajusta à informação experimental adquirida de medições efetuadas sobre a estrutura e, de acordo com este, estimar os respetivos parâmetros modais.

4.2 Ensaios de caraterização dinâmica

A caraterização das propriedades dinâmicas das estruturas podem ser obtidas recorrendo a três principais técnicas de ensaios:

- ensaios de vibração forçada;
- ensaios de vibração livre;
- ensaios de vibração ambiental.

Ensaios de vibração forçada

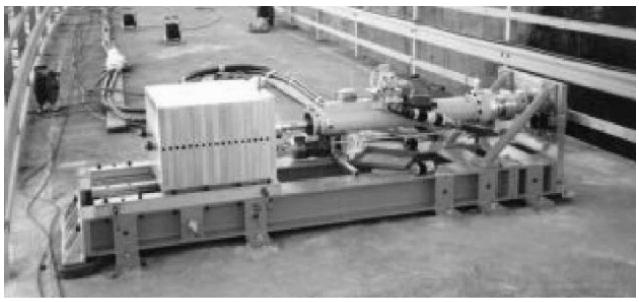
Os ensaios de vibração forçada consistem em aplicar à estrutura uma excitação controlada, num ou em vários pontos, e medir a sua resposta. A aplicação desta técnica permite realizar a identificação modal com base na avaliação de funções de resposta em frequência (FRF) que relacionam diretamente a carga aplicada com a resposta medida nos vários pontos instrumentados.

As excitações impostas à estrutura por este método podem assumir diversos tipos, sendo mais corrente a aplicação de impulsos, forças de caráter harmónico ou com caraterísticas de ruído branco para determinadas frequências. Este tipo de forças são aplicadas com recurso a equipamentos adequados e dependem geralmente do tipo de estrutura. Para estruturas de pequena e média dimensão recorre-se normalmente a martelos ou outro equipamento de impulsos, vibradores eletrodinâmico ou vibradores de massa excêntrica, enquanto que, em estruturas de maior porte a caraterização dinâmica é bastante mais complexa e envolve equipamentos mais especializados e de maiores dimensões, tais como geradores de vibrações servo-hidráulicas ou vibradores de massas excêntricas, Figura 4.1.

Atualmente, a utilização deste tipo de ensaio não é muito comum em grandes estruturas, já que para além dos equipamentos serem bastante dispendiosos e só

existirem em determinados laboratórios, acarreta uma série de problemas relativos ao transporte, colocação em obra e interrupção do funcionamento da estrutura.

Salienta-se ainda que, com os equipamentos de excitação atualmente existentes, servo-hidráulicos ou mecânicos de massas excêntricas, na gama das baixas frequências (abaixo de 1 Hz), é extremamente difícil conseguir níveis de força capazes de excitar adequadamente as estruturas de grandes dimensões [82].



(a) Excitador servo-hidráulico

(b) Excitador de massas excêntricas

Figura 4.1: Exemplo de equipamentos utilizados em vibrações forçadas [73].

Ensaios de vibração livre

Neste tipo de ensaio as propriedades modais podem ser obtidas a partir de uma deformação inicial imposta à estrutura, deixando o sistema a vibrar em regime livre.

A imposição do deslocamento pode ser efetuada com recurso a cabos ancorados ao solo ou a uma estrutura vizinha ou ainda com auxílio de gruas. O objetivo é tracionar os cabos até determinado valor para posteriormente serem libertados, deixando a estrutura a vibrar livremente. Outra alternativa para a realização do ensaio é através da suspensão de um peso que é libertado repentinamente por corte de um dos elementos de suspensão. Este último foi utilizado nos ensaios dinâmicos de ampliação do aeroporto da Madeira, Figura 4.2, e consistiu em suspender uma massa de 60.8 ton que foi libertada através de explosivos. Esta técnica de ensaio foi também aplicada na ponte Vasco da Gama e tinha como

objetivo aferir o amortecimento associado ao primeiro modo de torção. Neste caso, foi suspensa uma barcaça com uma massa de 60 ton tendo sido libertada subitamente, causando uma vibração na estrutura.

Figura 4.2: Ensaio de vibração livre na ampliação do aeroporto da Madeira [82].

Este ensaio tem interesse particular quando o objetivo é avaliar os coeficientes de amortecimento, uma vez que a resposta máxima da estrutura é registada no instante em que a massa é libertada, diminuindo a partir daí.

Ensaios de vibração ambiental

O ensaio à vibração ambiental, utilizado também neste trabalho como referência para calibração do modelo numérico, é o mais simples e o mais amplamente usado em Engenharia Civil. Isto deve-se ao facto de não ser necessário qualquer equipamento que excite a estrutura, sendo a resposta desta medida em relação às excitações provenientes de ações a que se encontra normalmente sujeita tais como, o vento, tráfego, escoamento de águas, etc [68].

Face aos métodos anteriores, os procedimentos e meios necessários à execução do ensaio são relativamente simples, sendo dispensável a utilização de equipamentos pesados e a interrupção do funcionamento da estrutura, visto que a própria excitação deriva das condições do meio ambiente. Por outro lado, a realização de ensaios à vibração ambiente tem algumas exigências, nomeadamente relacionadas com a capacidade de leitura dos transdutores. Tendo em conta que nalgumas situações, onde se abordam estruturas mais rígidas, a resposta com base em ações ambientais resulta em amplitudes muito baixas, é requerido a utilização de transdutores mais sensíveis e sistemas de aquisição de dados adequados. Desta forma, as técnicas de ensaio de vibração forçada são alternativas mais interessantes na avaliação desse tipo de estruturas, permitindo obter através da excitação imposta valores de amplitude maiores.

Durante os ensaios à vibração ambiente não é conhecido à priori a que tipos de excitação se encontra a estrutura sujeita, sendo admitida uma excitação

definida por um processo estocástico do tipo ruído branco com configuração aleatória, numa ampla gama de frequências. Este pressuposto só é válido para os primeiros modos de vibração, sendo necessário recorrer a outro tipo de ensaio de caracterização dinâmica para excitar os modos superiores.

4.3 Métodos de identificação no domínio da frequência

A informação que é obtida diretamente em ensaios dinâmicos de estruturas consiste, normalmente, nas séries temporais da resposta e das forças de excitação (no caso de ensaios com controlo e medição dessas forças). A transformação dessas séries para o domínio da frequência permite observar algumas das características dinâmicas das estruturas, servindo por isso de base a vários métodos de identificação modal [54]. A análise da informação no domínio da frequência, passou a ser mais utilizada com o desenvolvimento do algoritmo da transformada rápida de Fourier (FFT) [9], que implementa eficientemente o cálculo da transformada discreta finita de Fourier, tendo em conta que é nesta operação que se baseia a transformação das séries temporais para o domínio da frequência.

A abordagem no domínio da frequência, com base nas funções de densidade espetral da resposta, é bastante rápida na execução e de fácil aplicação. No entanto, acrescem problemas de precisão nas frequências naturais da estrutura, pelo fato de serem avaliadas em valores discretos de frequência, e alguns erros na caraterização das funções do espetro de potências associados ao efeito de *leakage*[1], que se reflete predominantemente no coeficiente de amortecimento. Deste modo, a análise de dados no domínio da frequência pode apresentar alguma dificuldade na caraterização dos modos de vibração com frequências próximas. Alguns destes problemas podem ser minimizados se as funções de densidade espetral forem estimadas numa gama fina de frequência o que envolve, em contrapartida, séries temporais mais longas, ou por aplicação de janelas de processamento ao sinal, como por exemplo, janelas de *Hanning*[2].

Adianta-se também que nos métodos de decomposição no domínio da frequência, em particular na versão melhorada (EFDD), muitas destas desvantagens são ultrapassadas.

4.3.1 Método básico no domínio da frequência

O método básico no domínio da frequência (BFD), também denominado por método de seleção de pico (Peak-Picking), foi o primeiro método de identificação modal estocástica utilizado na caraterização dos parâmetros modais das estruturas, com base em medições à vibração ambiental. A sua facilidade de aplicação e fiabilidade dos resultados faz deste método um dois mais utilizados na área da Engenharia Civil. Na referência [24, 73] apresenta-se exaustivamente os

[1] São erros associados à resolução finita em frequência das funções do espetro de potencia pela transformada discreta finita de Fourier.

[2] A janela de Hanning garante que o sinal a submeter à FFT é um período inteiro.

fundamentos teóricos do método, fazendo-se neste trabalho uma breve passagem pelos conceitos mais importantes.

Neste método, como as vibrações induzidas às estruturas devem-se a uma série de fatores ambientais (vento, tráfego automóvel, etc), não é possível efetuar a sua medição, pelo que se admite que têm caraterísticas semelhantes a um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco com média nula, conforme se referiu anteriormente.

Nestas condições, as funções do espetro de potência apresentam picos de amplitude para frequências próximas da frequência natural da estrutura. Assim, para estruturas que apresentem frequências naturais bem espaçadas, a resposta é significativamente condicionada pela contribuição dos modos ressonantes. De forma a compreender este método, imagine-se o comportamento da estrutura equiparada a um conjunto de osciladores com um GDL, caraterizados com as suas propriedades dinâmicas. Aqueles que apresentarem uma frequência natural próxima da frequência da estrutura, permitem simular o comportamento dinâmico desta. Subentende-se que a frequência de cada oscilador está definida nas funções de densidade espetral, sendo os osciladores representativos do comportamento da estrutura evidenciados por picos nessa mesma função.

A aplicação deste método envolve técnicas de análise de sinal baseadas nas estimativas de funções de densidade espetral da resposta, calculadas com recurso à transformada rápida de Fourier (FFT). Na fundamentação deste método deve se ter em atenção alguns pressupostos para se obter bons resultados, dos quais se destacam os seguintes: a densidade espetral das forças de excitação deve ser aproximadamente constante e os modos de vibração do sistema devem apresentar frequências não muito próximas, com reduzido valor de amortecimento, caso contrario poderá ser difícil identificá-los.

Os modos de vibração são determinados por intermédio do cálculo de funções complexas de transferência [67] entre os pontos instrumentados de referência e os pontos móveis. No que se refere aos coeficientes de amortecimento estes são determinados pelo método da meia potência [37].

Salienta-se ainda que o método BFD não identifica propriamente os modos de vibração mas os *modos operacionais de deformação* [73]. Este está associado à configuração da deformada duma estrutura quando sujeita a uma excitação harmónica pura, que resulta, teoricamente, da combinação de todos os modos de vibração. Contudo, apenas os que têm frequência próxima da excitação é que contribuem significativamente para o *modo operacional de deformação*. Assim, no caso dos modos de vibração apresentarem frequências muito próximas, verifica-se uma imprecisão dos resultados devido à sobreposição dos vários modos de vibração.

Auto-Espetros normalizados médio (ANPSD)

Na realização de ensaios à vibração ambiental a estrutura é geralmente medida em diversos pontos, sendo para cada registo determinado o auto espetro[3] correspondente e identificado os picos de frequência dos modos ressonantes. Contudo, no caso de estruturas em que seja necessário elevado número de pontos instrumentados, esta tarefa pode ser bastante morosa. Assim, uma forma de sintetizar toda a informação recolhida é através dos espectros normalizados médios (ANPSD).

A técnica de espectros normalizados médios (ANPSD), consiste num primeiro passo em normalizar cada um dos auto espetros obtidos, denominados de *PSD (power espetral density)* [48], de forma a obter, para cada GDL instrumentado, o respetivo espetro normalizado, *NSPD*.

$$NPSD_i(\omega) = \frac{PSD_i(\omega)}{\sum_{k=1}^{N} PSD_i(\omega_k)} \tag{4.1}$$

Ou seja, cada ordenada do auto espectro é divida pelo somatório das ordenadas, garantindo-se assim que a área sob cada um dos auto-espectros é igual, normalizando-se o conteúdo energético de cada espectro. Esta normalização revela-se necessária devido à variação da intensidade da excitação atuante durante a medição de cada *setup*, que conduz a séries temporais com diferentes conteúdos energéticos [22].

De seguida, determina-se a média de todos os espetros normalizados que permite identificar, com maior facilidade, os picos que correspondem às frequências naturais da estrutura.

$$ANPSD = \frac{1}{setups} \sum_{i=1}^{setups} NPSD_i(\omega) \tag{4.2}$$

4.3.2 Método de decomposição no domínio da frequência

O método de decomposição no domínio da frequência (FDD) é visto como uma extensão do método BFD, considerando também no seu desenvolvimento estimativas de funções da densidade espetral de resposta. Este método, face ao anterior, é mais eficaz na identificação de modos com frequências próximas e, utilizando a sua versão melhorada (EFDD), permite estimar com maior precisão os coeficientes modais e obter os coeficientes de amortecimento.

O procedimento de base utilizado no FDD é igual ao implementado no BFD, isto é, o espetro de potência da resposta é estimado por intermédio do algoritmo da FFT. No entanto, as técnicas utilizadas na análise de sinal para avaliar a relação no domínio da frequência dos sinais de resposta, são substituídas no

[3] Diagonal principal da matriz de densidade espetral.

método FDD pelo algoritmo de decomposição em valores singulares (SVD). Deste modo, nasce um conjunto de espetros de potência, descritos pelos respetivos valores singulares, associados a sistemas de um GDL com igual frequência e amortecimento dos modos de vibração da estrutura. Importa ainda referir que, ao contrário do BFD, donde se obtém *modos operacionais de deformação*, na aplicação do FDD identificam-se modos de vibração.

A decomposição em valores singulares (SVD) é um algoritmo que decompõe uma matriz qualquer A da seguinte forma [54]:

$$A = U \cdot S \cdot V^H \tag{4.3}$$

em que U e V são matrizes de dimensão $(m \cdot m)$ e $(n \cdot n)$ e contêm os vetores singulares à esquerda e à direita, respetivamente; S uma matriz diagonal $(m \cdot n)$ e a operação $\bullet^H$ transpõe a matriz e efetua o cálculo do conjugado de cada valor.

A aplicação do SVD pretende resolver um problema de valores e vetores próprios de AA^H e $A^H A$, em que A pode agora ser definida como a matriz de função de densidade espetral. Os elementos da diagonal de S correspondem aos valores singulares de A, armazenados por ordem decrescente, são iguais à raiz quadrada dos valores próprios de AA^H e $A^H A$, enquanto as colunas U e V estão associadas aos vetores próprios de AA^H e $A^H A$, respetivamente.

O processo de identificação das frequências naturais da estrutura é semelhante em ambos os métodos, consistindo em avaliar os picos de amplitude que surgem na vizinhança das frequências naturais. Enquanto no BFD estes surgem na representação de cada auto espetro, no FDD os picos podem ser observados na representação de cada valor singular. Para estruturas com frequências naturais afastadas, o primeiro valor singular é suficiente para estimar todas as outras.

Apresenta-se de seguida a metodologia do FDD na versão base e versão melhorada que permitem estimar os parâmetros modais da estrutura.

Versão base – FDD

De acordo com *Brincker* [11] é necessário considerar alguns pressupostos na aplicação deste método, nomeadamente o amortecimento deve apresentar valores baixos e os modos com frequências próximas serem ortogonais, para além da excitação ser um ruído branco. Posto isto, por aplicação do SVD à matriz dos espetros de resposta da estrutura obtém-se um conjunto de funções de densidade espetral de potência de vários osciladores com um GDL de igual frequência e amortecimento dos modos de vibração. Deste modo, para uma frequência discreta qualquer, ω_i, tem-se:

$$S_y(\omega_i) = U_i \cdot S_i \cdot U_i^H \tag{4.4}$$

Tendo em conta que na diagonal principal da matriz S_i estão armazenados, por ordem decrescente, os valores singulares da matriz dos espetros de resposta, o primeiro valor contem, para cada frequência, os segmentos mais importantes dos auto espetros de todos os osciladores com um GDL. No caso das frequências naturais estarem relativamente espaçadas, podem ser facilmente identificadas pelos picos da representação gráfica do primeiro valor singular de cada matriz de densidade espetral, caso contrário, serão também apresentados os picos de amplitude referentes aos outros valores singulares.

As configurações modais para respetiva frequência de ressonância ω_i podem ser obtidas através da primeira coluna da matriz U_i.

Na presença de vários *setups* efetuados durante o ensaio, o processo descrito anteriormente consiste em determinar a matriz de densidade espetral para cada *setup*, obtendo-se para cada um tantos valores singulares como GDL instrumentados. A solução adotada para simplificar a análise das várias medições, é resumir a informação dos vários *setups* num único espetro normalizado, à semelhança da técnica ANPSD aplicada no BFD, e aplicar o SVD a partir daí.

Versão melhorada – EFDD

A versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD), introduzida mais tarde por Brincker, corresponde a uma melhoria do método FDD, permitindo estimar os coeficientes de amortecimento e obter com maior precisão as frequências naturais e respetivos modos de vibração.

O método EFDD é na sua base idêntico ao FDD, no entanto são introduzidas as seguintes melhorias: no método EFDD, não se selecionam apenas os picos dos espectros de valores singulares, mas sim zonas desses espectros cujos respetivos vetores singulares têm entre si uma correlação elevada, correspondendo à resposta do sistema num determinado modo de vibração [2]. Isto é, no EFDD têm-se em conta não só o vetor singular num pico de ressonância como também a influência dos outros vetores singulares na sua proximidade. Por aplicação do algoritmo inverso da FFT às funções de densidade espetral, extraídas dos espectros de valores singulares, obtêm-se funções de auto-correlação que permitem estimar coeficientes de amortecimento e as frequências. As componentes modais nos pontos instrumentados são também obtidas, tendo em conta a informação em toda a zona selecionada para cada modo, através duma média dos vetores singulares, ponderada com os respetivos valores singulares.

A comparação entre vetores pode ser efetuada por intermédio do coeficiente MAC (*Modal Assurance Criterion*). Através da matriz MAC é estabelece-se a correlação entre os vetores singulares de um pico e os que se encontram na sua vizinhança.

$$MAC = \frac{(\phi_i^T \cdot \phi_j)^2}{(\phi_i^T \cdot \phi_i)(\phi_j^T \cdot \phi_j)} \tag{4.5}$$

onde ϕ_i e ϕ_j são os vetores modais a ser comparados.

O coeficiente da matriz MAC pode assumir valores entre 0 e 1. Para valores iguais a 1 indicam que há uma correlação bastante boa entre os vetores de componentes modais, enquanto que para valores próximos de 0 mostram que a correlação é muito baixa e os modos são ortogonais. Deste modo, quando um vetor singular apresentar um coeficiente MAC elevado (por exemplo MAC > 0,9), relativamente ao vetor singular no pico de ressonância, esse valor é considerado como fazendo parte da função de densidade espetral do sistema de um GDL correspondente ao modo de vibração em análise. Por outro lado, para as frequências que estiverem afastadas da zona da MAC elevado, considera-se uma função nula de densidade espetral do sistema de um GDL.

4.4 Métodos de identificação no domínio do tempo

Na secção 4.3 descreveram-se sucintamente três técnicas de identificação modal no domínio da frequência, também designadas por técnicas não paramétricas, que se baseiam em métodos de processamento de sinal utilizando o algoritmo FFT.

A identificação modal estocástica no domínio do tempo é um método paramétrico que requer a escolha de um modelo matemático para idealizar o comportamento dinâmico da estrutura. Os modelos mais utilizados atualmente são os vetoriais auto-regressivo (ARV) [64], vetoriais auto-regressivos com média móvel (ARMAV) [10] e o SSI-DATA[4], embora os dois primeiros tenham vindo a perder destaque face ao desenvolvimento do SSI-DATA.

Os métodos no domínio do tempo permitem avaliar com grande precisão as características modais dos sistemas. No entanto, os cálculos que envolvem são mais pesados, tornando a sua execução mais lenta do que a dos métodos no domínio da frequência. A sua aplicação é também, em geral, mais difícil, pois, em muitas situações, apesar da utilização de diagramas de estabilização [73], a escolha da ordem correta do modelo a ajustar, não é muito óbvia (pelo menos numa fase inicial da utilização desses métodos).

Na técnica de análise com recurso aos métodos paramétricos, os resultados são obtidos adaptando os parâmetros modais dos modelos utilizados de modo a coincidirem o mais possível com os dados experimentais. Os parâmetros desses modelos podem ser avaliados através de diferentes técnicas de ajuste: diretamente sobre as séries temporais da resposta ou ajustando-se sobre as funções de correlação da resposta. Estas últimas podem ser obtidas através da aplicação inversa da FFT às funções do espetro de potência ou por intermédio do método do decremento aleatório [8].

O procedimento da identificação modal consiste em traduzir os modelos de ajuste em matrizes da representação de estado associado a um sistema estocástico no tempo discreto, as quais são, de facto, o resultado desses métodos de

[4] O método SSI-DATA é constituído pela variante UPC (Unweighted Principal Components), PC (Principal Components) e CVA (Canonical Variate Analysis).

identificação [73]. Assim, os parâmetros modais identificados são obtidos a partir dessas matrizes, pelo que as propriedades dinâmicas avaliadas com esses métodos correspondem às dos modelos ajustados. Com os métodos no domínio do tempo é ultrapassada a limitação da resolução finita em frequência que se verifica nos métodos BFD e FDD.

Capítulo 5

Casos de Estudo

Neste capítulo definem-se todos os elementos estruturais e respetivos materiais necessários à caraterização dos passadiços PP3141, PP2757 e PP2787.

5.1 Descrição dos passadiços

5.1.1 Localização

As obras de arte em estudo, PP3141, PP2757 e PP2787, situam-se na Estrada Nacional 125 (EN125), respetivamente, ao km 000+420, km 000+050 e km 100+400 no concelho de Faro. Estão inseridas numa zona de risco sísmico elevado e portanto, o seu desempenho durante uma ação deste tipo deve salvaguardar a normal circulação dos veículos sob a passagem.

O funcionamento e segurança estrutural dos passadiços durante a sua vida útil é deveras importante, uma vez que sob estes é assegurada a ligação entre o centro de Faro e várias infraestruturas prioritárias: Unidade Hospitalar de Santa Maria de Faro, Universidade do Algarve e Aeroporto Internacional de Faro.

Deste modo e atendendo à elevada densidade populacional da região, assim como o intenso tráfego sob as passagens, torna-se necessário avaliar o comportamento dos passadiços quando sujeitos a ações extremas que possam, eventualmente, conduzir o colapso da estrutura e consequentemente impedir a circulação rodoviária das vias inferiores.

5.1.2 Elementos estruturais

Os passadiços em análise fazem parte de um conjunto de passagens superiores de peões construídas com base na mesma solução estrutural, pelo que a abordagem aos elementos que os compõem é semelhante em todos.

A estrutura dos passadiços é constituída maioritariamente por elementos pré-fabricados à exceção das fundações, executadas pelo método tradicional *in situ*.

O tabuleiro é simplesmente apoiado em pilares principais, com fustes de secção variável em altura e dotados de capitéis no topo. Tem 2,55 de largura, sendo 1,75 m para circulação de peões, e é constituído por duas vigas pré-fabricadas "I" em betão armado pré-esforçado, sobre as quais foi colocada a laje do tabuleiro, materializada por pré-lajes de 5 cm, com uma lâmina de betão adicional de 6 cm. A dimensão dos vãos encontra-se discriminada na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Vão dos passadiços

Passadiço	Número de Vãos	Dimensões [m]
PP3141	1	29.00
PP2757	2	18.16 + 26.00
PP2787	3	16.76 + 24.76 + 16.76

O acesso ao tabuleiro realiza-se por intermédio de duas rampas apoiadas em vigas consola, que por sua vez descarregam em pilares.

As fundações são diretas, materializadas por sapatas, em todos os elementos de suporte da obra de arte.

Nas Figuras 5.1, 5.2 e 5.3 apresentam-se as plantas e alçados dos passadiços.

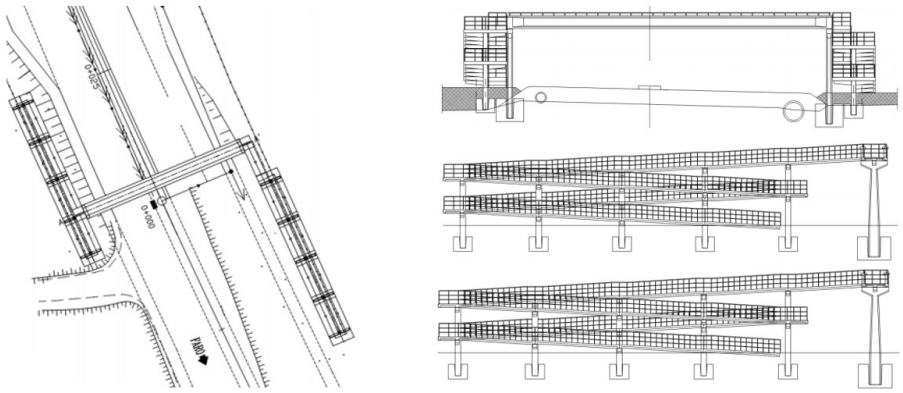


Figura 5.1: Planta e Alçados da PP3141.

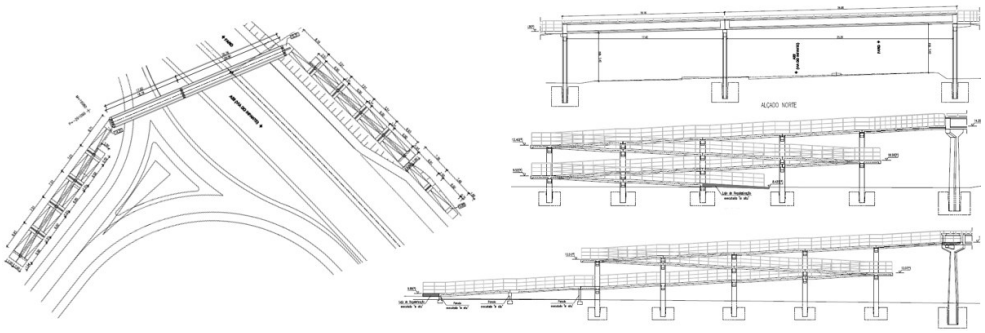


Figura 5.2: Planta e Alçados da PP2757.

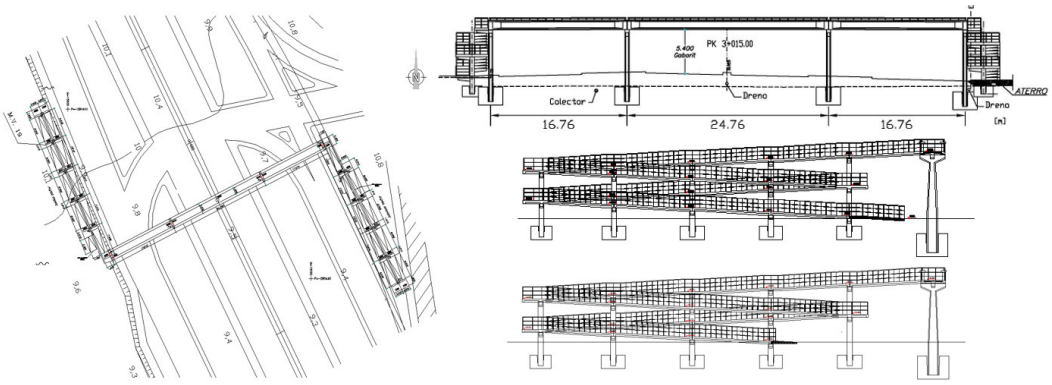


Figura 5.3: Planta e Alçados da PP2787.

5.1.3 Geometria dos elementos estruturais

Tabuleiro

Vigas Pré-Fabricadas

As vigas do tabuleiro são paralelas entre si e apresentam secção "I", constante ao longo do vão. Têm 1,20 m de altura e são simplesmente apoiadas na extremidade em pilares principais, por intermédio de lâminas de neoprene cintado com planta retangular e 300 mm de espessura. A alma das vigas é variável a uma distância de 1,50 m dos apoios, devido ao aumento de esforço transverso nessas regiões, Figura 5.4.

As vigas são pré-fabricadas em estaleiro, pelo método da pré-tensão, com cabos de 2 a 4 cordões de ϕ0,6".

Para materializar a ligação entre as vigas principais e os pilares foram utilizados ferrolhos de ϕ20, ancorados ao capitel do pilar, que atravessam o neoprene e ficam instalados no negativo das vigas, conforme se ilustra na Figura 5.5. A selagem dos varões é realizada com uma argamassa simples de retração compensada – *grout*.

Laje

É ainda parte do tabuleiro uma lajeta inferior com 0,12 m de espessura, que serve de passadiço aos peões. O seu processo de execução abrange duas fases: colocação de pré-lajes, apoiadas nos banzos inferiores das vigas "I", e posterior enchimento com betão complementar, de forma a solidarizar o conjunto, conforme ilustrado na Figura 5.6.

As pré-lajes são pré-fabricadas em betão armado e têm uma espessura de 0,06m. São compostas por painéis contínuos, com dimensão em planta de 2,00x1,73m^2 e armadura externa para aderir à betonagem superior.

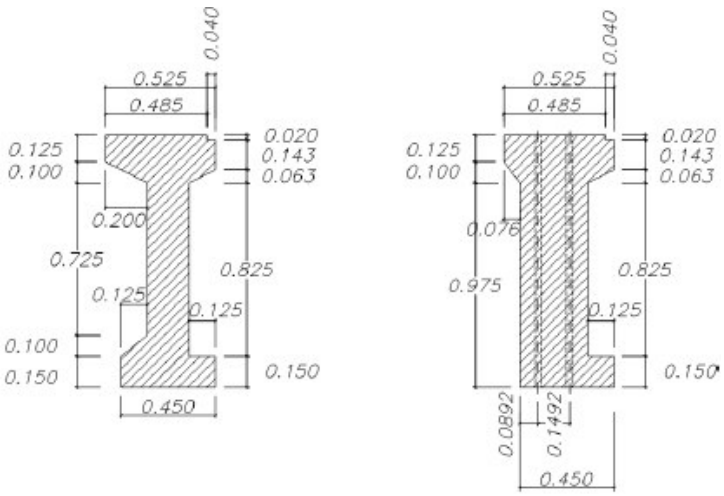


Figura 5.4: Secção transversal das vigas a meio vão e sobre o pilar [14].

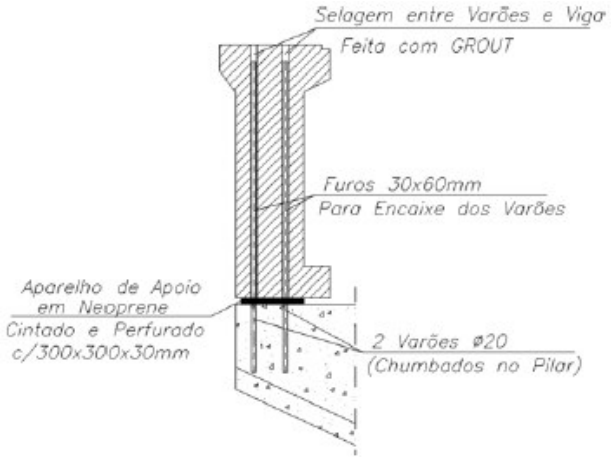


Figura 5.5: Secção transversal na ligação viga-pilar [14].

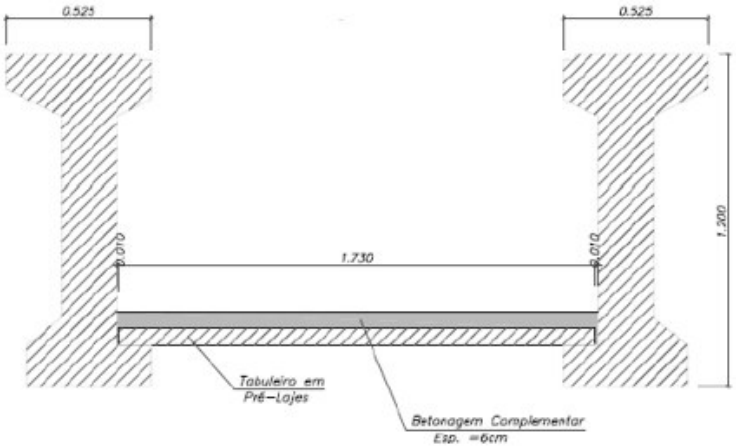


Figura 5.6: Secção transversal tipo do tabuleiro [14].

De modo a garantir a segurança da ligação e a continuidade estrutural entre as vigas principais e a laje, utilizaram-se ferrolhos de ϕ6//0,20 m embutidos nas vigas e amarrados com comprimento suficiente à betonagem complementar. Na Figura 5.7 apresenta-se o pormenor de ligação viga-laje.

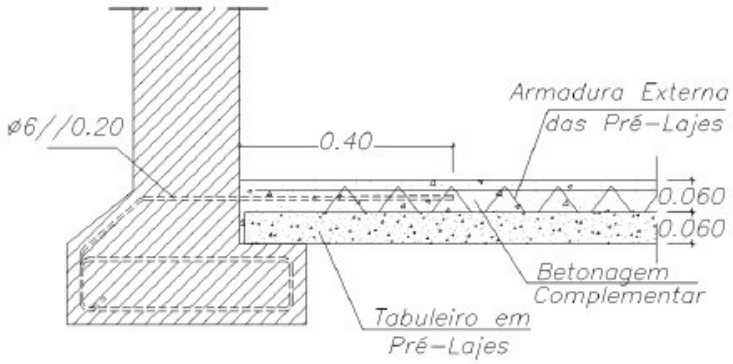


Figura 5.7: Ligação de continuidade viga-laje [14].

Pilares

Pilares principais do tabuleiro

Os pilares principais têm uma altura acima de solo de 5,80 m, constituídos por um fuste de 5,00 m, chanfrado nos vértices, e um capitel de 0,80 m. A altura enterrada dos pilares varia entre passadiços, consoante a cota de implantação. A secção transversal do fuste tem um comprimento máximo de 0,50 m e uma largura variável entre 0,60 e 1,00 m. O capitel tem dimensões em planta de 0,50 x 2,40 m.

Para fixação das rampas de acesso ao passadiço utilizaram-se cachorros pré-fabricados, dispostos lateralmente no topo do capitel. Deste modo, foi deixado um negativo em cada pilar para encastramento das vigas cachorro, e dois ferrolhos de ϕ32, previamente chumbados aos pilares, para selagem das mesmas.

Refere-se ainda a existência de quatro varões ϕ20, chumbados no capitel, para posterior selagem das vigas, conforme descrito anteriormente. O principal objetivo destes elementos é assegurar a transmissão de forças horizontais impostas ao tabuleiro.

Na Figura 5.8 apresentam-se os alçados e a secção dos pilares principais.

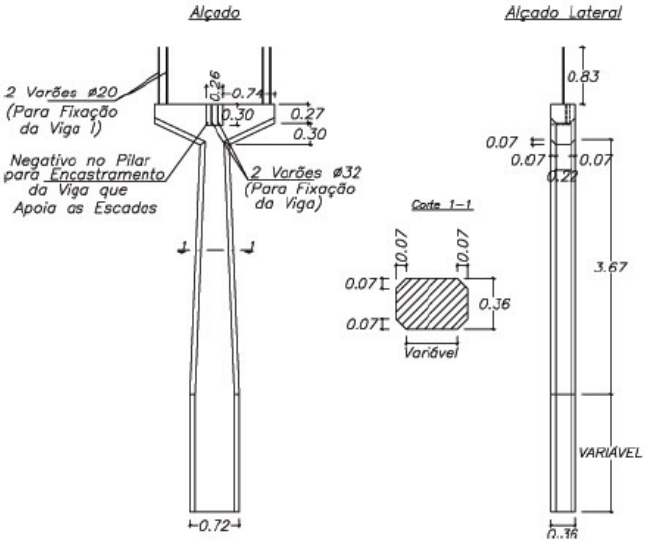


Figura 5.8: Alçados e corte dos pilares principais [14].

Pilares das rampas de acesso

Os pilares de apoio às rampas, tal como os pilares principais, são pré fabricados, podendo ser classificados em dois tipos, consoante a cota a que estas se encontram: pilares intermédios e pilares de extremidade. Os primeiros são dotados de vigas cachorro que acompanham a disposição das rampas, enquanto os outros apresentam vigas conjuntas com continuidade, devido à existência de patamares à mesma cota – zonas de transição entre direções.

Os pilares intermédios, Figura 5.9, são dotados de caixa metálica tubular e quatro furos ϕ30, para fixação aparafusada e apoio das vigas cachorro. Os de extremidade e que asseguram a transição de direções, Figura 5.10, têm quatro furos $\phi 30$ para passagem de cordões de pré-esforço ϕ0,6" e caixas metálicas contínuas para suporte das vigas.

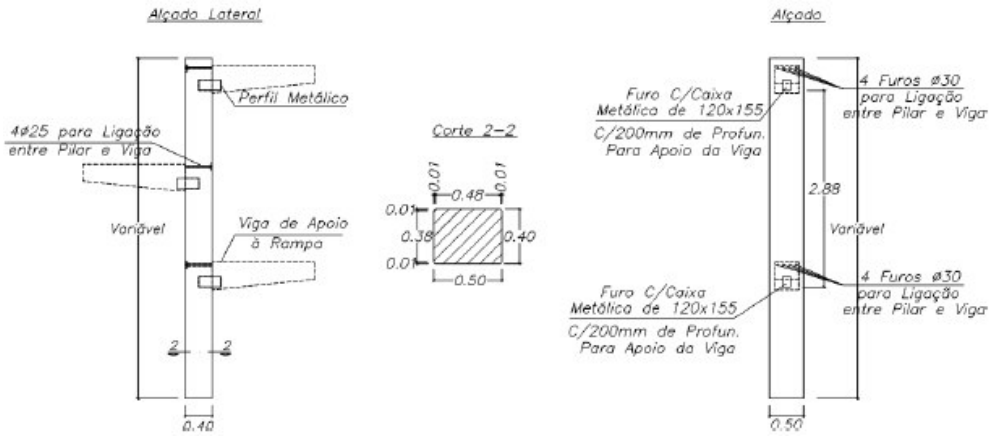


Figura 5.9: Dimensões dos pilares intermédios das rampas de acesso [14].

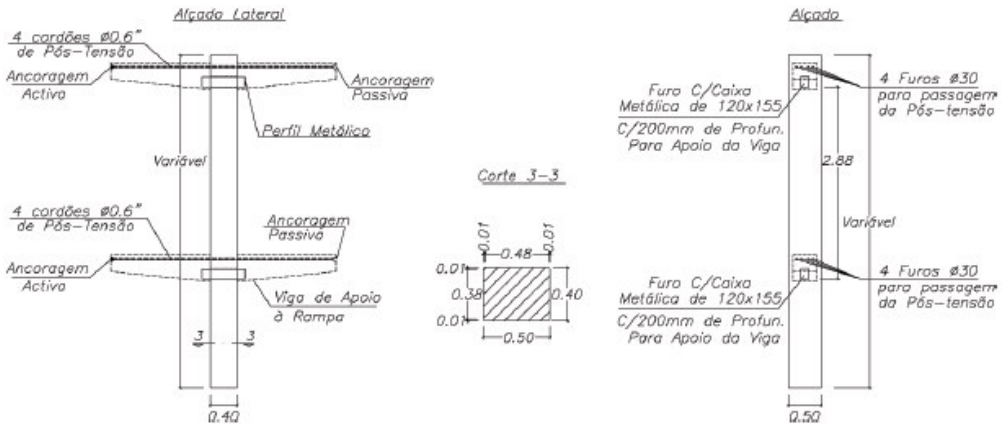


Figura 5.10: Dimensões dos pilares de extremidade das rampas de acesso [14].

Rampas de acesso ao tabuleiro

As rampas de acesso são constituídas por painéis pré-fabricados de três nervuras. Cada painel é composto por dois traineis retos (patamares) e um inclinado a 6% (rampa). Os patamares apoiam simplesmente nos pilares por intermédio de vigas cachorro. As rampas têm 6,00 m de comprimento e 1,75 m de largura, com espessura de 0,15 m no vão e 0,30 m nas nervuras.

Na Figura 5.11 observa-se a pormenorização da rampa tipo de acesso ao tabuleiro.

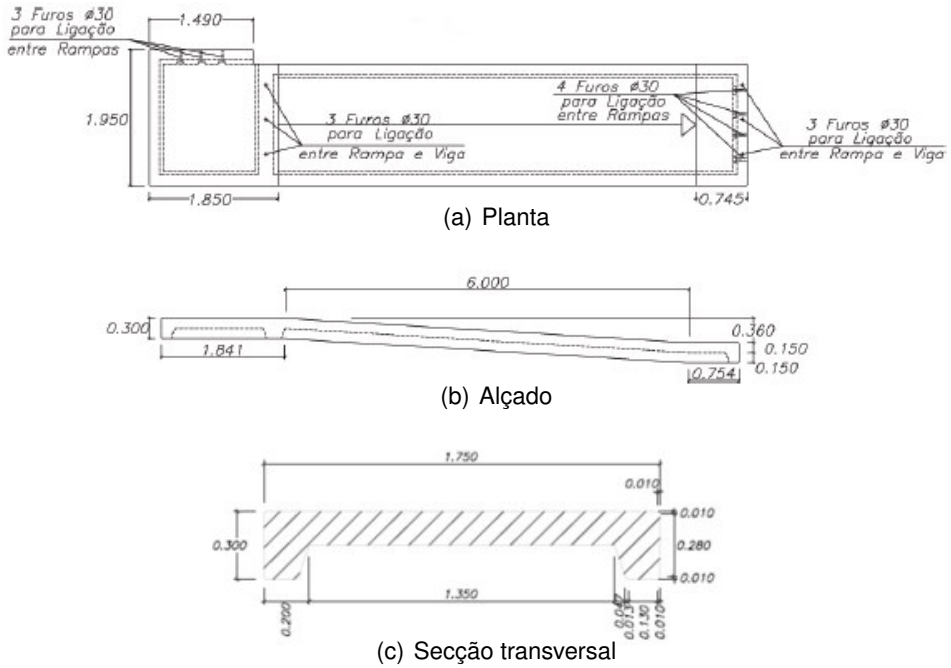


Figura 5.11: Pormenorização das rampas de acesso [14]

A fixação dos painéis aos apoios, Figura 5.12, é conseguida através de seis ferrolhos ϕ16 previamente chumbados às vigas e devidamente selados com grout. A ligação entre rampas é assegurada por quatro parafusos M20.

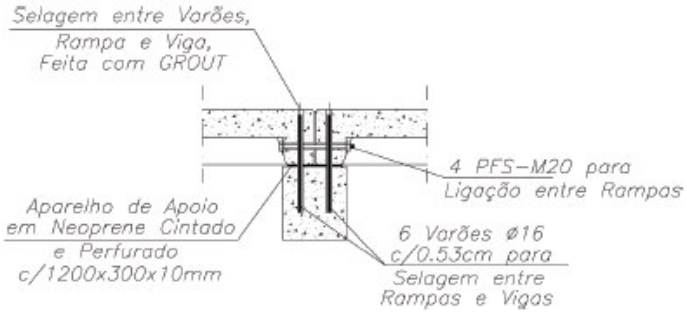


Figura 5.12: Pormenor de ligação entre rampas e viga cachorro [14].

Vigas cachorro

As rampas estão fixas em vigas cachorro que transmitem as cargas aos pilares. A ligação entre estes depende do tipo de pilar – principal, intermédio ou de extremidade.

Ligação rampa-pilar principal

As vigas cachorro apoiam em negativos deixados no pilar principal, impedindo deste modo as rotações. Para fixação da viga e solidarização do conjunto utilizaram-se dois varões de ϕ32, chumbados com antecedência nos pilares.

A ligação entre as rampas e vigas é materializada por aparelhos de apoio em neoprene simples e perfurado, de planta retangular 1200x250 mm^2 e espessura efetiva de 10 mm. Os três varões que asseguram a ligação têm ϕ16 e estão embebidos no *grout*, num comprimento de 0,53 m. Na Figura 5.13 apresenta-se o pormenor da ligação.

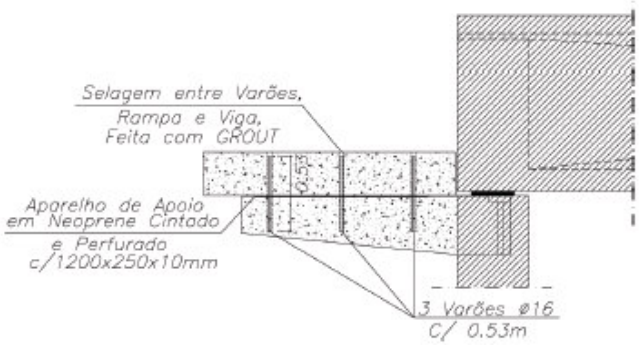
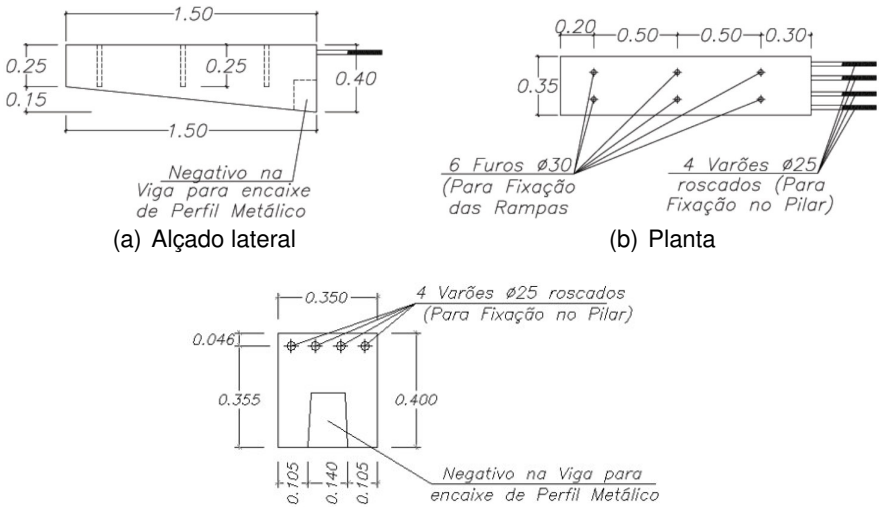


Figura 5.13: Pormenor de ligação rampa-pilar principal [14].

Ligação rampa-pilar intermédio

Nos pilares intermédios as vigas estão conectadas através de quatro varões roscados ϕ25 e um perfil metálico de encaixe no negativo da própria viga, conforme se observa na Figura 5.14.

A ligação das rampas às vigas é conseguida através de seis ferrolhos, embebidos num comprimento de 0,25 m, Figura 5.14, e por intermédio de uma lâmina de neoprene, cintado e perfurado, com dimensões 1200x300x10 mm.



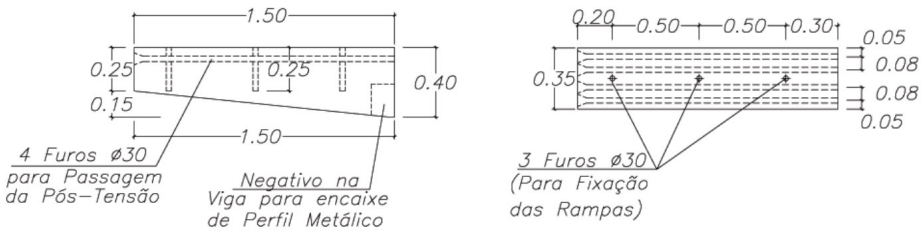
(a) Alçado lateral (b) Planta

(c) Corte

Figura 5.14: Pormenor de ligação rampa-pilar intermédio [14].

Ligação rampa-pilar de extremidade

A ligação representada na Figura 5.15 difere da anterior por ter as vigas cachorro apoiadas ao mesmo nível. Neste caso, os pilares são dotados de perfis metálicos que atravessam a sua secção e servem de apoio às vigas. Estas têm pré-esforço de continuidade, por pós-tensão, constituído por quatro cabos de ϕ0.6".



(a) Alçado lateral (b) Planta

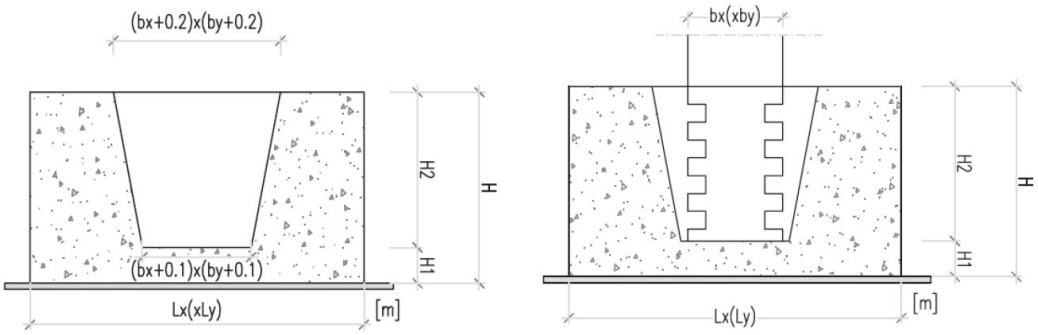
Figura 5.15: Pormenor de ligação rampa-pilar de extremidade [14].

Sapatas

Os pilares das obras de arte são fundados em sapatas isoladas, betonadas *in situ*, com dimensões de acordo com o tipo de carregamento imposto, secção dos pilares e condicionantes topográficos. Nos projetos em estudo existem três tipos de sapatas que se diferenciam pela geometria e profundidade.

Nos relatórios de inventário das EP disponibilizados [69], não consta qualquer informação sobre a caracterização geológica do terreno de fundação. No entanto, como o tipo de estrutura em análise é de peso reduzido, em comparação com outras, não há alterações significativas do estado de tensão do terreno. Assim, supõe-se que o maciço seja de caraterísticas geotécnicas medianas, de forma a que permita a adoção de fundações diretas.

Durante o processo construtivo das sapatas, ilustrado na Figura 5.16, foram colocados negativos em função da dimensão do pilar, permitindo-se assim a selagem dos dois elementos. Observa-se na Figura 5.16(b) as reentrâncias na base do pilar que promovem a aderência com o betão complementar, aproximando o comportamento do conjunto ao de uma ligação monolítica.



(a) Colocação do negativo e betonagem da sapata *in situ*

(b) Introdução do pilar no negativo da sapata e respetiva selagem com *grout*

Figura 5.16: Ligação pilar-sapata [14]

Na Tabela 5.2 apresentam-se as dimensões da sapata tipo S1, correspondente aos pilares principais, e S2 e S3, respetivamente, aos pilares intermédios e de extremidade das rampas de acesso. As dimensões das sapatas são iguais em todos os passadiços.

Tabela 5.2: Dimensões das sapatas tipo

Sapata tipo	L_x[m]	L_y[m]	$H1$[m]	$H2$[m]	H[m]	$b_x \times b_y$
S1	2.8	2.8	0.3	1.8	2.1	0.5 $\times$ 1.0
S2	2.2	1.8	0.3	1.0	1.3	0.4 $\times$ 0.5
S3	2.0	1.6	0.3	1.0	1.3	0.4 $\times$ 0.5

5.1.4 Materiais

De acordo com os elementos de projeto [14], fornecido pelas EP, os materiais utilizados na estrutra foram os seguintes:

Betão em elementos estruturais

Tabela 5.3: Classe do betão

Elemento Estrutural	Classe do Betão
Laje do tabuleiro	C25/30
Vigas pré-fabricadas	C35/45
Pilares	C25/30
Rampas e restantes vigas	C25/30
Sapatas	C20/25

Aço em armaduras

Tabela 5.4: Classe do aço

Armadura	Classe do Aço
Passiva (geral)	A500NR
Passiva (malha eletrossoldada)	A500NL
Passiva (sapatas)	A400NR
Ativa de pré-esforço	Y1860S7-15,3

De acordo com o que consta no projeto de execução [69], o recobrimento considerado em todos os elementos estruturais foi de 2,50 cm, à exceção das fundações, onde se adotou 5,00 cm.

5.2 Ensaio de caraterização dinâmica dos passadiços

A presente secção tem como objetivo descrever a campanha experimental realizada à PP2757, bem como os processos envolvidos na caraterização dinâmica do passadiço a partir da informação recolhida nos ensaios.

A campanha experimental realizou-se à vibração ambiental e teve como propósito identificar as propriedades modais do passadiço, nomeadamente, as frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento.

Os resultados obtidos experimentalmente tiveram principal interesse na calibração dos modelos numéricos, de forma a conceber uma estrutura computacional fidedigna.

5.2.1 Equipamentos de medição da resposta estrutural

Os ensaios de caraterização dinâmica à PP2757 foram realizados com recurso a três unidades de equipamento, constituídas, cada uma, pelos seguintes elementos:

- um sensor de velocidade (geofone), Figura 5.17(a), da marca SYSCOM Instruments – modelo MS2003+ [81], que permite captar as vibrações da estrutura. O sensor utilizado regista frequências no intervalo de 1 a 315 Hz, abrangendo portanto a gama de frequências esperadas para os passadiços entre 1.70 a 3.5 Hz [72].;
- uma unidade de aquisição de dados, Figura 5.17(b), capaz de efetuar o processamento e gravação do sinal captado pelo respetivo sensor de velocidade. Estas unidades são da marca SYSCOM Instruments – modelo MR2002;
- antena GPS, Figura 5.17(c), para efetuar a sincronização no tempo de cada unidade de aquisição. A sua utilização deve-se ao facto das leituras serem realizadas no mesmo intervalo de tempo, devendo a precisão temporal ser a mesma em todos os dispositivos.

(a) Sensor de velocidade (b) Aquisição de dados (c) Antena GPS

Figura 5.17: Equipamento de cada unidade de medição

Além das unidades anteriormente identificadas foi também necessário a utilização de dois computadores portáteis, Figura 5.18, equipados com o *software Wincom*, desenvolvido para comunicar com a plataforma de aquisição de dados MR2002. Utilizaram-se ainda cabos de alimentação dos sensores de velocidade e transmissão de sinal às unidades de aquisição de dados e cabos para conectar cada unidade de aquisição ao computador portátil (cabos tipo RS-232).

De forma sucinta, o sensor de velocidades comporta-se como um geofone, captando o sinal físico induzido pelas vibrações e converte-o em analógico. Este processo, ilustrado na Figura 5.19, consiste em excitar, através das vibrações

Figura 5.18: Sistema de monitorização da *Syscom*.

impostas, uma massa suspensa que se encontra ligada a uma mola. A resposta do sistema, equiparado a um GDL, move uma bobina que por sua vez origina um campo magnético, produzindo uma corrente diretamente proporcional à velocidade existente. A resposta do sistema é representada a vermelho na Figura 5.19, sendo a amplitude máxima atenuada através da eletrónica existente no aparelho.

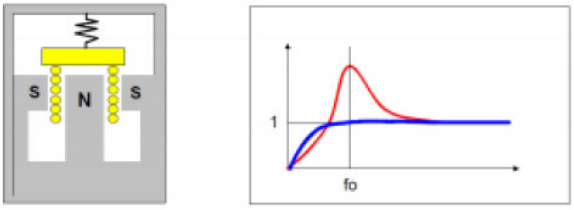


Figura 5.19: Princípio básico de funcionamento dos sensores [81].

5.2.2 Descrição dos ensaios

O ensaio à vibração ambiental do passadiço PP2757, localizado na EN125 – distrito de Faro, foi realizado no dia 5 de Junho de 2014. A caraterização dinâmica da estrutura foi avaliada com recurso a três unidades MR2002, tendo sido instrumentados, em cada medição, três pontos, definidos por *setups*.

No decorrer dos ensaios foram realizados nove *setups*, colocando um dos equipamentos disponíveis num ponto de referência do tabuleiro e os outros dois alternando de posição, consoante o plano de instrumentação previamente estipulado, perfazendo um total de 18 medições. A escolha do ponto de referência deve permitir o registo das vibrações para todos os modos do tabuleiro, de forma a correlacioná-los entre si. Assim sendo, foi mantido no ponto 18 da Figura 5.20, um geofone e uma unidade de aquisição de dados, durante todo o ensaio.

O plano de instrumentação encontra-se ilustrado na Figura 5.20, tendo-se obtido registos de velocidades nas direções longitudinal, transversal e vertical em todos esses pontos.

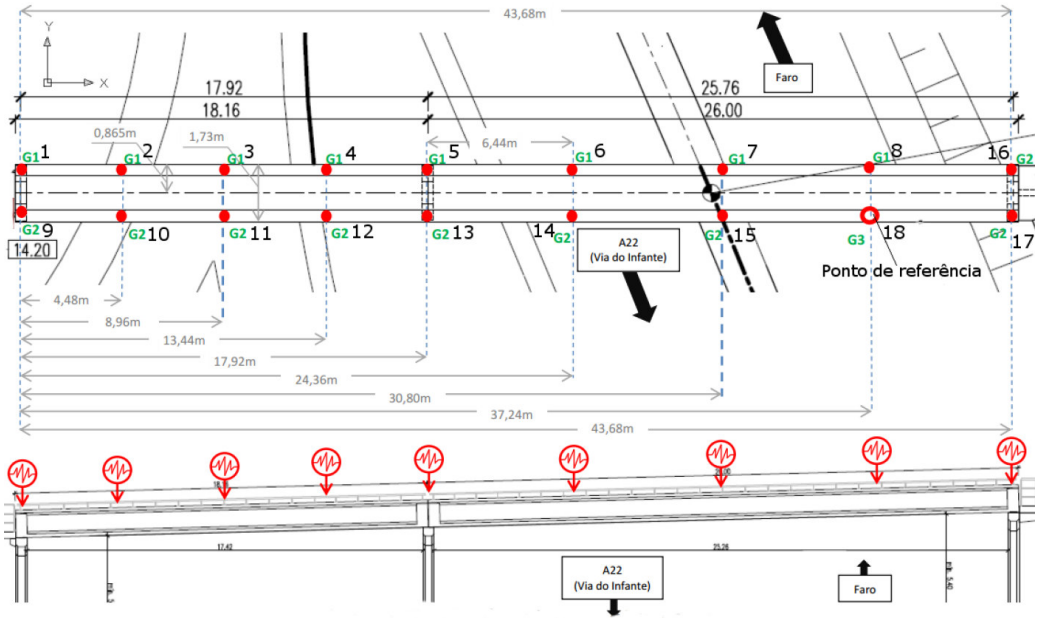


Figura 5.20: Pontos instrumentados.

Relativamente ao tempo de amostragem, definiu-se um tempo de gravação de dez minutos para cada *setup*, considerando-se suficiente para apresentar resultados experimentais com qualidade satisfatória. Alguns dos *setups* concretizados na PP2757 podem ser visualizados na Figura 5.21.

(a) *Setup* 6 (b) *Setup* 7 (c) *Setup* 8

Figura 5.21: Exemplos de alguns dos *setups* realizados na PP2757

Para que a representação de um sinal contínuo seja correta em termos de frequência, é necessário ter em conta o teorema de *Nyquist*, segundo o qual, a frequência da amostra deve ser pelo menos igual ao dobro da frequência máxima das componentes do sinal, sendo eliminado o contributo de todas as frequências acima de *Nyquist* e minimizados os erros por sobreposição[1]. Assim,

[1]Os erros por sobreposição ou dobragem desenvolvem-se quando é considerada para a estimativa de uma série discreta, uma frequência superior à frequência de *Nyquist* que surge incorretamente associada a uma frequência mais baixa.

considerou-se uma frequência de amostragem de 100 Hz, onde é possível identificar até 40 Hz (80% de *Nyquist*), que abrange a gama de frequências dos passadiços em estudo.

Importa referir que os equipamentos de aquisição de dados possuem memória interna com alguma capacidade, no entanto, dado a frequência de aquisição das amostragens, suspendeu-se as medições entre o *setup* 5 e 6 para transferir os dados até então guardados.

5.2.3 Análise dos resultados experimentais

A análise da informação recolhida durante a campanha experimental foi tratada no programa de análise modal ARTeMIS [80], composto pela aplicação ARTeMIS Testor e ARTeMIS Extractor. No primeiro foi definida a geometria simplificada da estrutura com elementos barra, sendo posteriormente adicionado a cada nó o respetivo registo de velocidades nas direções ortogonais x, y e z. Na Figura 5.22 pode ser observado o registo na direção longitudinal do tabuleiro para o *setup* 6. A designação dos nós no ARTeMIS corresponde à representada na Figura 5.20.

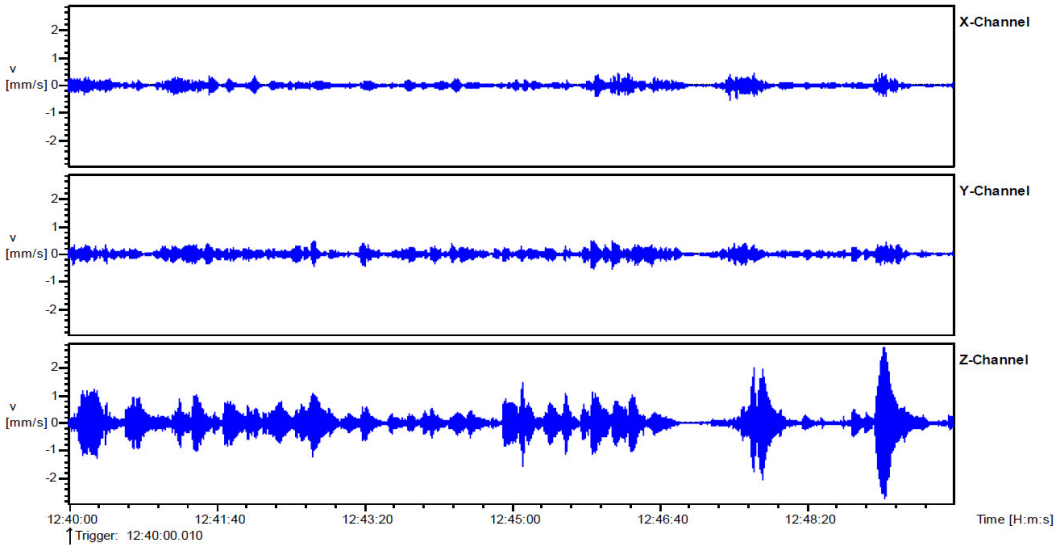


Figura 5.22: Registo de velocidades na direção longitudinal do tabuleiro – *setup* 6.

A plataforma ARTeMIS Extractor possibilitou a análise e processamento da informação anterior, donde se obteve uma estimativa das propriedades modais do passadiço – frequências naturais, configurações modais e amortecimentos. A análise dos resultados pode ser efetuada, com base nesta aplicação, recorrendo a três abordagens no domínio da frequência (FDD, EFDD e CFDD) e três no domínio do tempo (SSI-UPC, SSI-PC e SSI-CVA). As caraterísticas dinâmicas da PP2757 foram obtidas por aplicação da técnica EFDD, seguido da comparação pelo método SSI-UPC.

Apresentam-se nas Figura 5.23 e 5.24 as curvas com os valores singulares médios e normalizados da matriz de espetros para as duas metodologias, identificando-se valores de pico coincidentes para quatro modos de vibração – longitudinal, transversal, vertical do tramo esquerdo e vertical do tramo direito. Pode ainda ser observado alguns picos que correspondem aos modos "parasitas" das rampas de acesso.

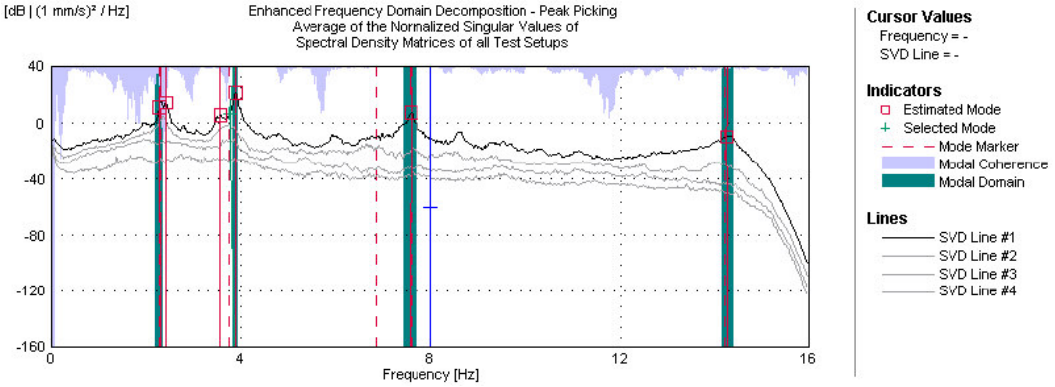


Figura 5.23: Espetro de potência pelo EFDD – PP2757.

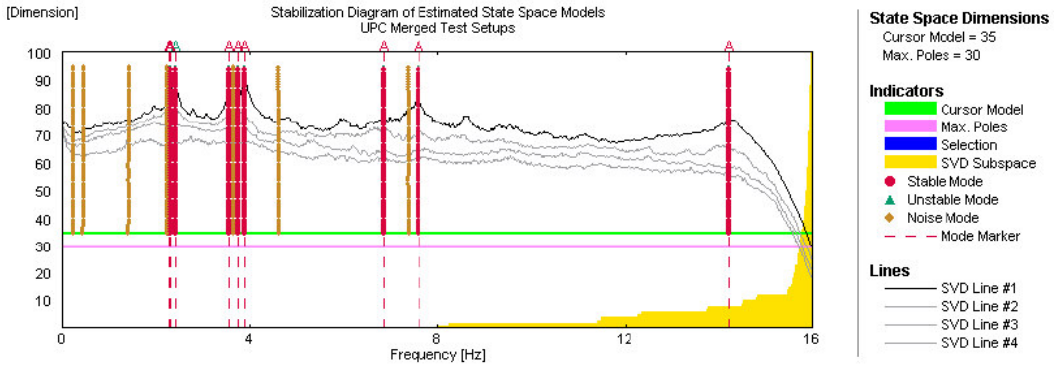
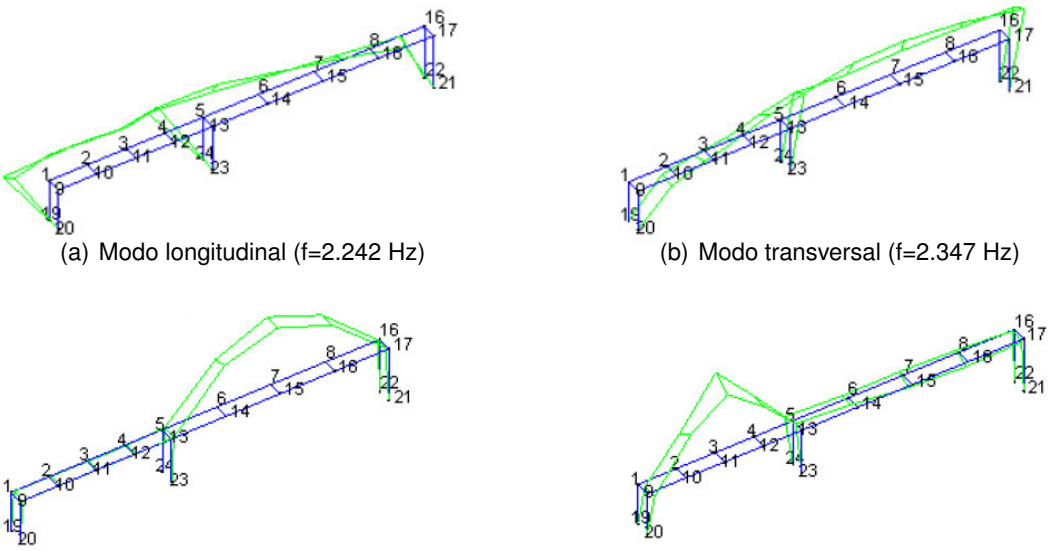


Figura 5.24: Diagrama de estabilização pelo SSI-UPC – PP2757.

Na Figura 5.25 observam-se as configurações dos modos de vibração longitudinal, transversal e verticais, e as respetivas frequências identificadas pela análise modal SSI-UPC.

Constata-se da análise à Figura 5.25, que o primeiro e segundo modo de vibração, apesar de se denominarem como longitudinais e transversais, apresentam configurações que normalmente se encontram em ambos, podendo assim defini-los como uma combinação entre os dois. Por outro lado, os modos verticais do tabuleiro apresentam caraterísticas normalmente identificadas nestas vibrações.



(a) Modo longitudinal (f=2.242 Hz)

(b) Modo transversal (f=2.347 Hz)

(c) Modo vertical 1 (f=3.911 Hz)

(d) Modo vertical 2 (f=7.568 Hz)

Figura 5.25: Modos de vibração do tabuleiro da PP2757

Relativamente aos vetores das coordenadas modais, composto por duas translações e uma rotação, verificou-se que cada uma destas grandezas cinemáticas é definida por um vetor real e outro complexo, sendo este último resultado de alguma transferência de energia entre os modos de vibração, devido ao facto do amortecimento não ser proporcional. De forma a avaliar a sobreposição das configurações modais da estrutura experimental *vs* estrutura computacional, procede-se à transformação das coordenadas complexas em valores reais, aplicando o método de Imregun e Ewins [3]. Sucintamente, o método consiste em transformar as deformadas complexas de cada modo em deformadas reais, a partir da rotação máxima dos modos complexos, podendo esta ser obtida pela equação (5.1).

$$\tan(2\theta) = \frac{2 \cdot \phi_R^T \cdot \phi_I}{\phi_R^T \cdot \phi_R - \phi_I^T \cdot \phi_I} \tag{5.1}$$

Assim, o valor real, ϕ das coordenadas modais de cada GDL é calculado através da equação (5.2). A Figura 5.26 ilustra a parte real, ϕ_R, e complexa, ϕ_I, dos modos de vibração vertical da PP2757, verificando-se que a parcela correspondente à parte imaginária pode ser desprezada. Isto sucede, tendo em conta que os passadiços em estudo apresentam um amortecimento reduzido, sendo a transferência de energia, responsável pela parte imaginária, também diminuta entre os modos.

$$\phi = \phi_R \cdot \cos(\theta) + \phi_I \cdot \sin(\theta) \tag{5.2}$$

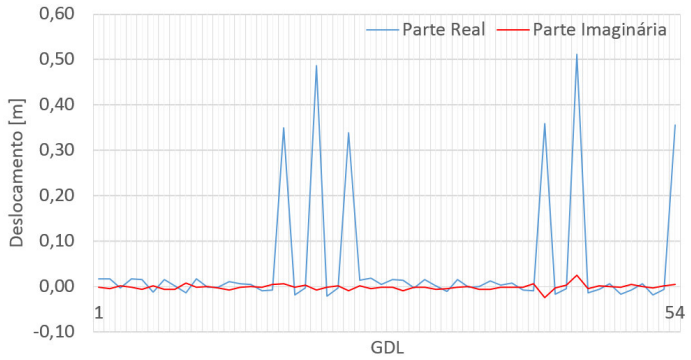


Figura 5.26: Coordenadas reais e imaginárias do modo vertical da PP2757.

No âmbito do presente trabalho foram ainda processados os resultados experimentais da campanha experimental à PP2787. As medições efetuadas ao passadiço decorreram no eixo do tabuleiro sobre os pilares, a 1/4, 1/2 e 3/4 de vão, como se pode observar no esquema Figura 5.27.

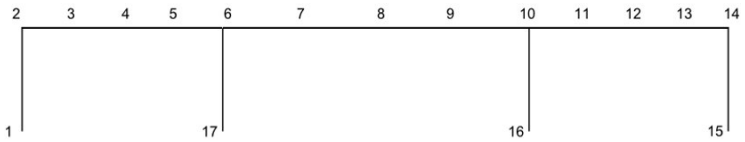


Figura 5.27: Localização dos pontos da PP2787 no ARTeMIS .

A estimativa das propriedades modais da PP2787 teve origem na aplicação do método SSI-UPC, tendo-se obtido o espetro de resposta da Figura 5.28. As configurações dos modos de vibração longitudinal, transversal e vertical, e respetivas frequências, podem ser visualizadas na Figura 5.29.

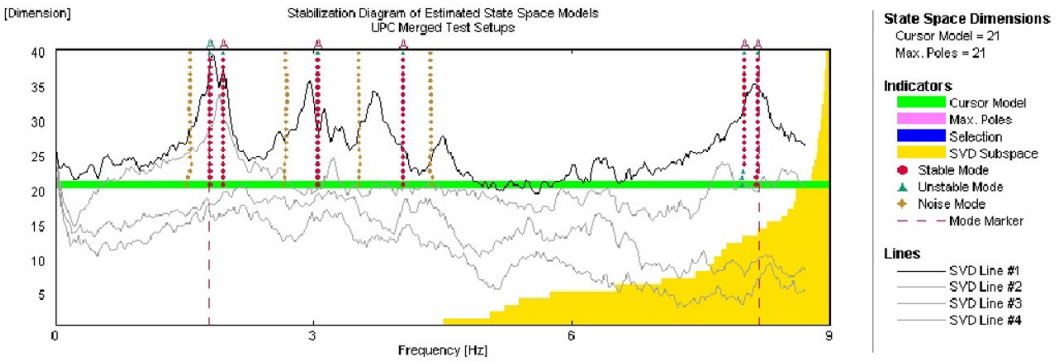
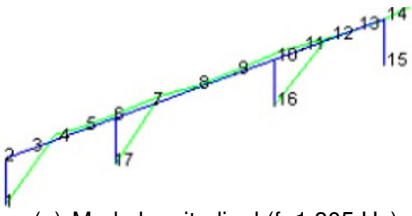
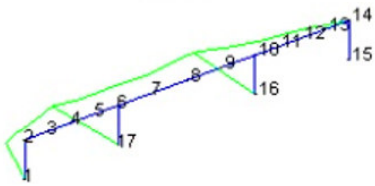


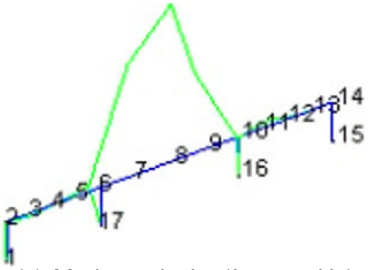
Figura 5.28: Diagrama de estabilização pelo SSI-UPC – PP2787.



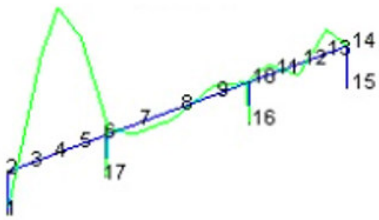
(a) Modo longitudinal (f=1.805 Hz)



(b) Modo transversal (f=1.949 Hz)



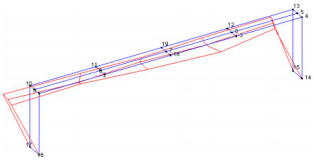
(c) Modo vertical 1 (f=4.041 Hz)



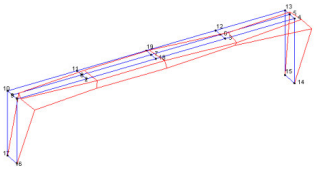
(d) Modo vertical 2 (f=8.153 Hz)

Figura 5.29: Modos de vibração do tabuleiro da PP2787

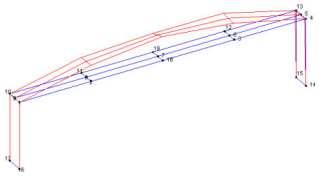
A realização do ensaio experimental e caraterização dinâmica da PP3141 não foi efetuada no âmbito da presente dissertação, tendo sido utilizados os resultados das configurações modais e frequências naturais, obtidos por Ana Narciso [63]. Na Figura 5.30 observam-se as modos de vibração longitudinal, transversal e vertical do tabuleiro, identificados pela análise modal EFDD.



(a) Longitudinal (f=1.933 Hz)



(b) Transversal (f=2.522 Hz)



(c) Vertical (f=3.016 Hz)

Figura 5.30: Modos de vibração do tabuleiro da PP3141

Posto isto, apresenta-se na Tabela 5.5 as frequências experimentais que tiveram origem na calibração dos modelos numéricos dos passadiços.

Tabela 5.5: Frequências naturais dos passadiços.

Passadiço	Frequências naturais [Hz]				Análise modal
	Longitudinal	Transversal	Vertical 1	Vertical 2	
PP3141	1,933	2,522	3,016	-	EFDD
PP2757	2,242	2,347	3,911	7,568	SSI-UPC
PP2787	1,805	1,949	4,041	8,153	SSI-UPC

Capítulo 6

Modelo numérico dos passadiços

O modelo numérico dos passadiços foi desenvolvido com recurso ao programa de cálculo comercial não linear de estruturas *Extreme Loading for Structures* (ELS) v3.1. O ambiente em ELS é constituído por três interfaces, como mostra a Figura 6.1: *ELS Modeler*, *ELS Solver* e *ELS Viewer*. O *Modeler* permite ao utilizador manipular os materiais, definir a geometria dos elementos estruturais e estabelecer as condições de fronteira e carregamento. O *Solver* é responsável por todos os processos inerentes à execução do cálculo numérico com base no MEA e, por fim, o *Viewer* que permite a visualização, interpretação e exportação dos resultados.

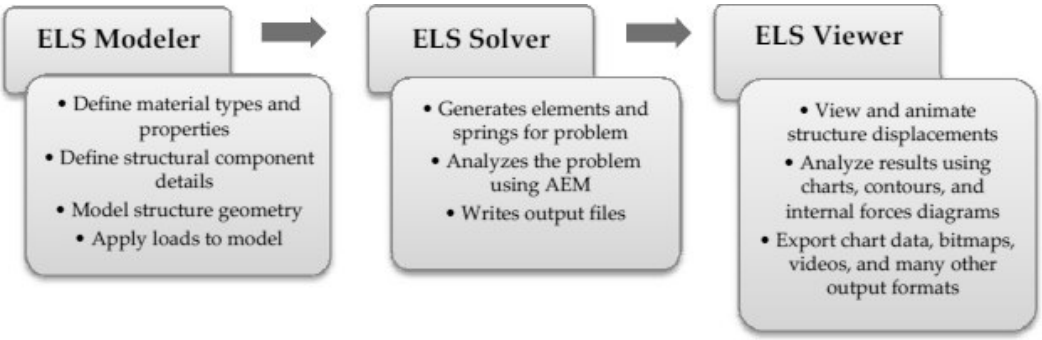


Figura 6.1: Componentes de interface do ELS [6].

No desenvolvimento do modelo foram tidos em conta os seguintes passos:

1. Elaboração do modelo inicial com base no projeto de execução dos passadiços [14, 15, 16].

2. Calibração do modelo a partir da base de dados das campanhas experimentais já efetuadas à PP3141 e PP2787 em 2012/2013 e da campanha realizada pelo autor à PP2757 em 2014.

6.1 Descrição da modelação

6.1.1 Materiais

As potencialidades do ELS permitiu a definição de modelos de comportamento não linear, ilustrados nas Figuras 6.2 e 6.3, para os materiais constituintes da estrutura.

As caraterísticas e propriedades dos materiais adotadas no modelo numérico de acordo com a NP EN 1992-1:2010, EN 1998-1:2010, prEN 10138 e prEN 10337 são as seguintes:

Betão C25/30 – modelo não linear

- Módulo de elasticidade (E) – 31.0 GPa
- Coeficiente de Poison (ν) – 0.2
- Módulo de distorção (G) – 12.9 GPa
- Coeficiente de atrito (μ_i) – 0.8
- Peso próprio (γ) – 25.0 kN/m^3
- Tensão de rotura à tração(f_{ctm}) – 2.6 MPa
- Tensão de rotura à compressão (f_{cm}) – 33.0 MPa
- Extensão do betão à compressão (ϵ_{c1}) – 2.1 ‰
- Extensão última do betão à compressão (ϵ_{cu1}) – 3.5 ‰

Betão C35/45 – modelo não linear

- Módulo de elasticidade (E) – 34.0 GPa
- Coeficiente de Poison (ν) – 0.2
- Módulo de distorção (G) – 14.2 GPa
- Coeficiente de atrito (μ_i) – 0.8
- Peso próprio (γ) – 25.0 kN/m^3
- Tensão de rotura à tração(f_{ctm}) – 3.2 MPa
- Tensão de rotura à compressão (f_{cm}) – 43.0 MPa
- Extensão do betão à compressão (ϵ_{c1}) – 2.25 ‰
- Extensão última do betão à compressão (ϵ_{cu1}) – 3.5 ‰

Aço A500 – modelo não linear

- Módulo de elasticidade (E) – 200.0 GPa
- Coeficiente de Poison (ν) – 0.3
- Módulo de distorção (G) – 76.9 GPa
- Peso próprio (γ) – 78.4 kN/m^3
- Tensão de tração de cedência (f_{yk}) – 500.0 MPa
- Tensão de tração de última (f_t) – 550.0 MPa
- Extensão última (ϵ_{uk}) – 7.5% (classe C de ductilidade)

Aço Y1860 – modelo não linear

- Módulo de elasticidade (E) – 195.0 GPa
- Coeficiente de Poison (ν) – 0.3
- Módulo de distorção (G) – 75.0 GPa
- Peso próprio (γ) – 78.4 kN/m^3
- Tensão de tração c/ limite de proporcionalidade a 0,1% ($f_{p01,k}$) – 1600.0 MPa
- Tensão de tração de última (f_{pk}) – 1860.0 MPa
- Extensão última (ϵ_{uk}) – 3.5%

Neoprene – modelo elástico

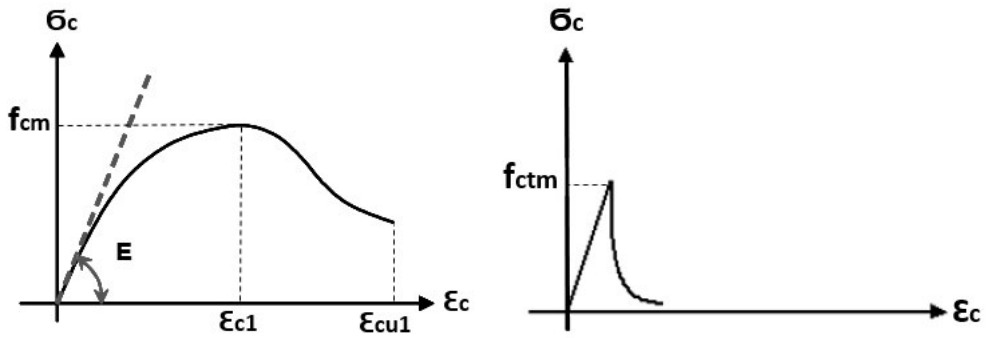
- Módulo de elasticidade (E) – 2000.0 MPa
- Módulo de distorção (G) – 135 MPa
- Coeficiente de Fricção (μ_i) – 0.15
- Peso próprio (γ) – 9.6 kN/m^3

Força útil de pré-esforço

Uma vez que o comportamento dos materiais foi caraterizado como sendo não linear, a ação estabilizante do pré-esforço tem de ser assumida.

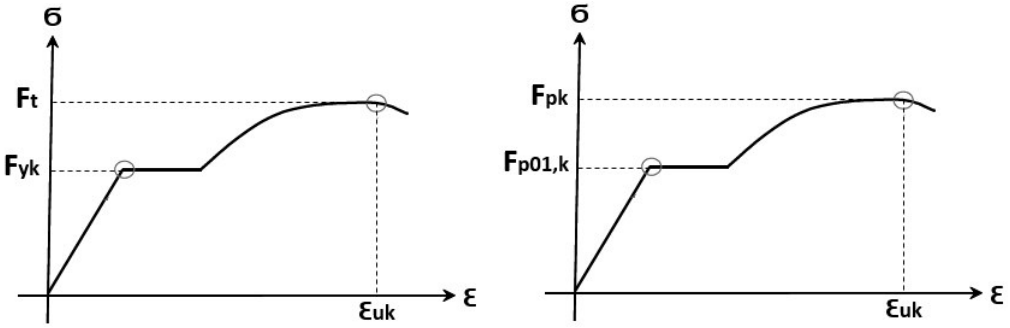
O pré-esforço das vigas pré-fabricadas foi aplicado em estaleiro pelo método da pré-tensão, tendo-se considerado uma força útil final de 160 kN/cordão.

Por outro lado, o pré-esforço das vigas cachorro dos pilares de extremidade é por pós-tensão, adotando-se um valor final de 150 kN/cordão. Os valores estipulados englobam as perdas que ocorrem a curto e longo prazo.



(a) Comportamento à compressão (b) Comportamento à tração

Figura 6.2: Modelo de comportamento do betão em ELS por *Maekawa* [6].



(a) Comportamento do aço A500 (b) Comportamento do aço Y1860

Figura 6.3: Modelo de comportamento das armaduras em ELS por *Ristic* [6].

6.1.2 Elementos estruturais

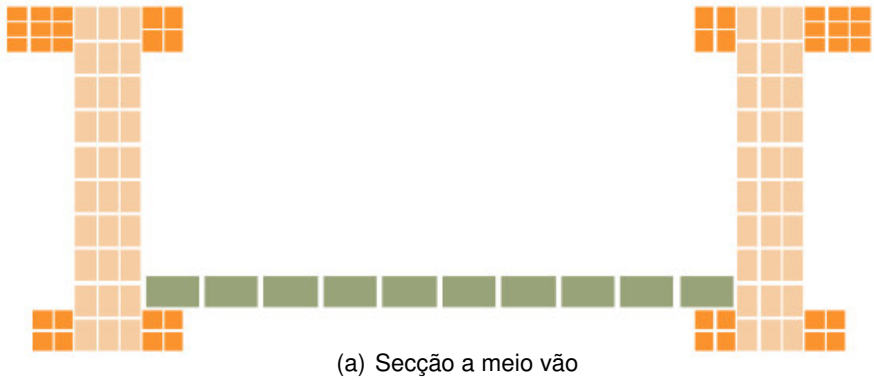
Todos os elementos estruturais, à exceção das sapatas, foram modelados exaustivamente de acordo com os pormenores construtivos do projeto de execução dos passadiços.

O processo de modelação dos passadiços foi dividido em quatro fases, pela seguinte ordem:

1. Tabuleiro;
2. Pilares principais;
3. Rampas de acesso;
4. Ligações ao exterior e aplicação do carregamento.

Tabuleiro

A geometria das vigas foi modelada utilizando elementos prismáticos de quatro nós agregados entre si, de modo a atribuir a configuração desejada à peça estrutural. Para ter em conta o espessamento da alma a 1,50 m do apoio, como prescrito em 5.1.3, modelaram-se duas secções transversais; uma referente à secção no vão e outra junto às extremidades, conforme se ilustra na Figura 6.4.



(a) Secção a meio vão

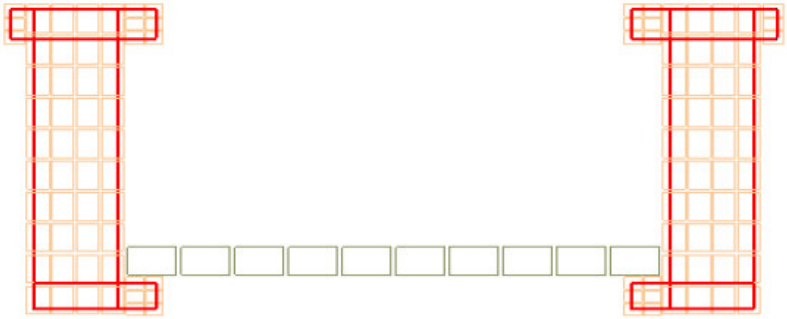
(b) Secção junto aos apoios

Figura 6.4: Modelação da secção transversal do tabuleiro

Os elementos prismáticos de quatro nós, ao contrário dos de oito, possibilitam a predefinição de armaduras transversais e longitudinais, tornando assim o processo de modelagem menos moroso.

Tirando partido desta vantagem, as armaduras verticais da alma – estribos – foram inseridas aquando da definição da secção. Contudo, devido à disposição construtiva dos restantes estribos e pelo fato de se ter utilizado outros conjuntos de elementos de quatro nós na elaboração do banzo das vigas, as armaduras transversais do banzo foram inseridas manualmente e convertidas para um estereótipo correspondente às preconizadas pelo projeto. Na Figura 6.5 observa-se o aspeto final das vigas com as respetivas armaduras transversais.

(a) Secção a meio vão



(b) Secção junto aos apoios

Figura 6.5: Modelação das armaduras transversais da viga do tabuleiro

Relativamente às armaduras longitudinais o programa permite predefinir a sua disposição através da modelação com elementos prismáticos de quatro nós. No entanto, optou-se por traçar linhas paralelas às vigas, com a localização exata da que consta na pormenorização do projeto, e converter para o material e diâmetro correspondente.

Na Figura 6.6 apresenta-se as armaduras adicionadas às vigas. A cor verde corresponde às armaduras de pré-esforço, localizadas no banzo inferior, e as restantes às armaduras passivas de flexão.

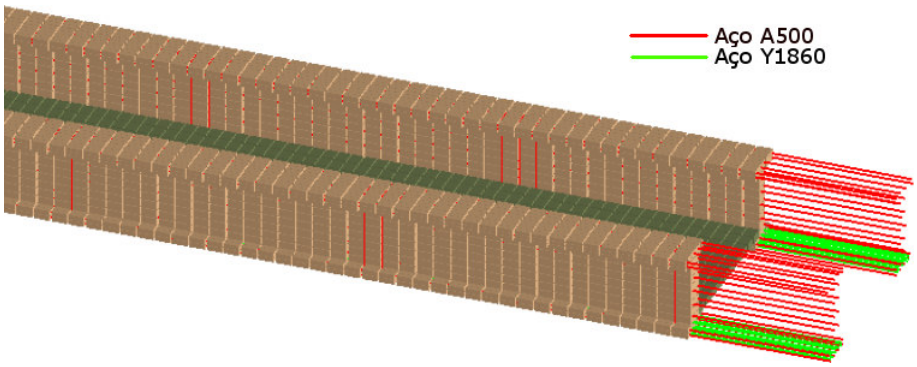
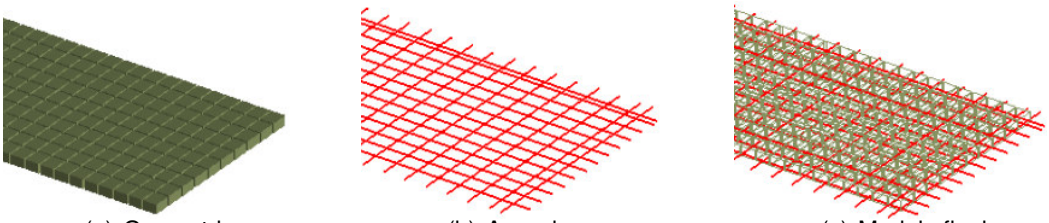


Figura 6.6: Armadura de flexão das vigas principais.

A laje do tabuleiro, Figura 6.7, foi modelada com um elemento de quatro nós de 0,12 m de espessura e comprimento do vão, com as armaduras de flexão distribuídas na face inferior, de acordo com o projeto. Este elemento foi subdivido em outros de dimensões aproximadas a 0,15×0,17, constituindo assim uma malha de elementos prismáticos regulares.



(a) Geometria (b) Armaduras (c) Modelo final

Figura 6.7: Fases de modelação da laje do tabuleiro.

O modelo final do tabuleiro pode ser observado na Figura 6.8.

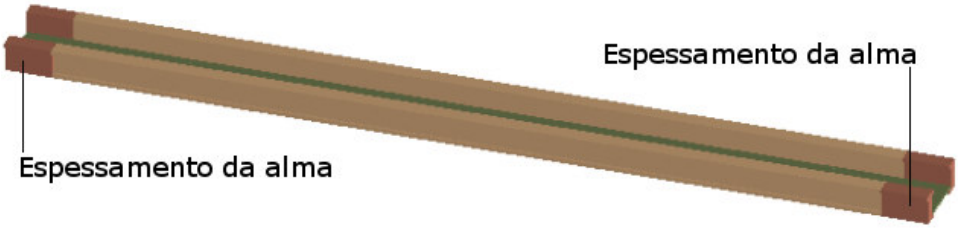


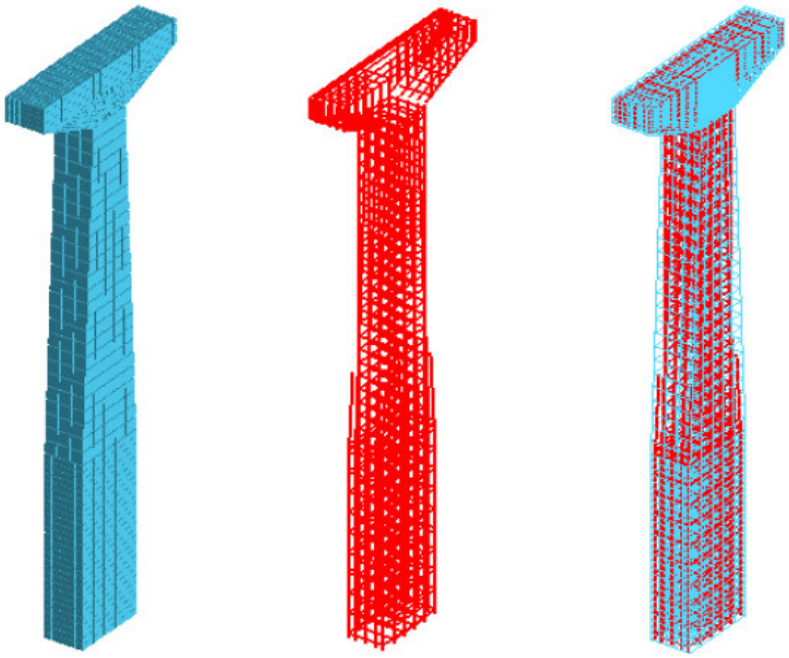
Figura 6.8: Modelo final do tabuleiro.

Pilares principais

A modelação dos pilares principais de suporte ao tabuleiro foi elaborada recorrendo a elementos prismáticos de oito nós. Esta escolha teve como base o fato da secção dos mesmo ser variável em altura, inviabilizando o uso dos elementos de quatro nós amovíveis. As armaduras foram posteriormente adicionadas, cumprindo as disposições construtivas do projeto.

Na zona do capitel e no troço abaixo da cota do solo, procedeu-se ao refinamento da malha, permitindo obter maior precisão nos resultados.

As várias fases de modelação podem ser observadas na Figura 6.9.



(a) Geometria (b) Armaduras (c) Modelo final

Figura 6.9: Fases de modelação do pilar principal

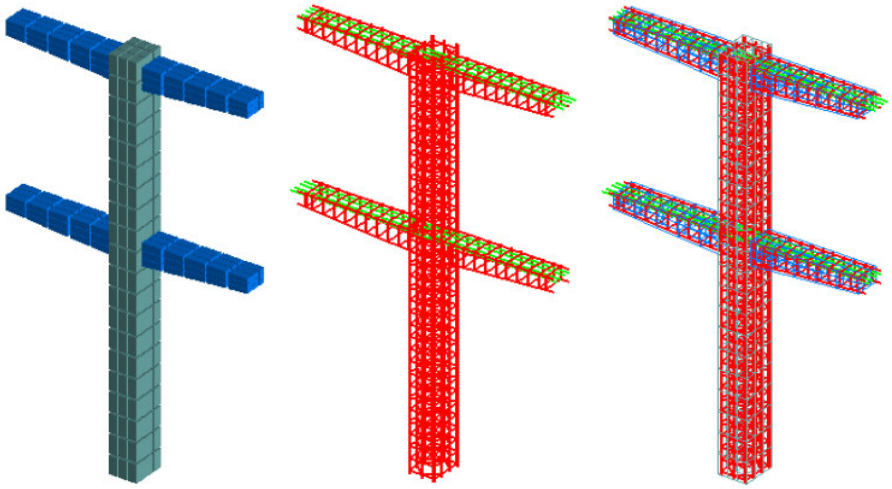
Rampas de acesso

As rampas foram modeladas integralmente, de acordo com o projeto de execução. Numa primeira fase foram construídos os pilares de secção retangular constante, com auxílio de elementos de quatro nós e, posteriormente, foram adicionadas as vigas cachorro constituídas por elementos de oito nós. Por último, foram acrescentadas as rampas ao conjunto bem como as respetivas armaduras de ligação.

Apesar dos pilares intermédios e de extremidade serem modelados com elementos de quatro nós, permitindo assim pré-definir as armaduras regulares da secção, adicionaram-se cintas hexagonais, conforme as peças desenhadas.

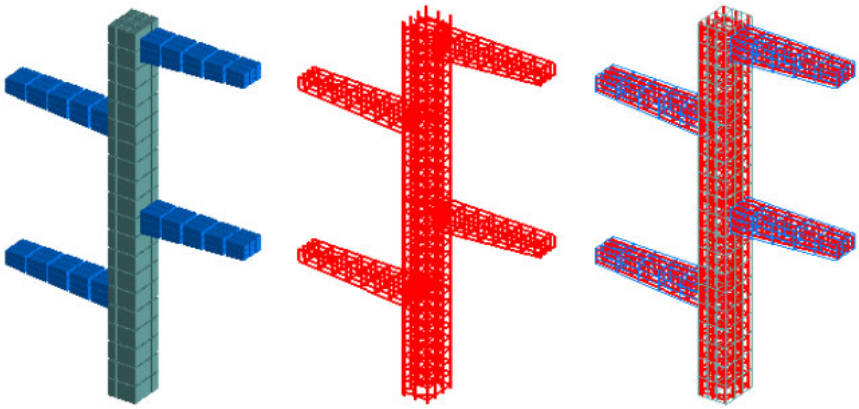
O processo de modelação dos cachorros foi idêntico ao utilizado nos pilares: uma fase de modelação da geometria, com elementos de oito nós, à qual se adicionou as armaduras de flexão e esforço transverso.

Nas Figuras 6.10 e 6.11 encontram-se representadas as fases de modelação para os pilares de extremidade e intermédios, com as respetivas vigas cachorro. As linhas a verde que se observam na Figura 6.10(b) são os cabos de pré-esforço por pós tensão.



(a) Geometria (b) Armaduras (c) Modelo final

Figura 6.10: Fases de modelação dos pilares de extremidade das rampas de acesso.

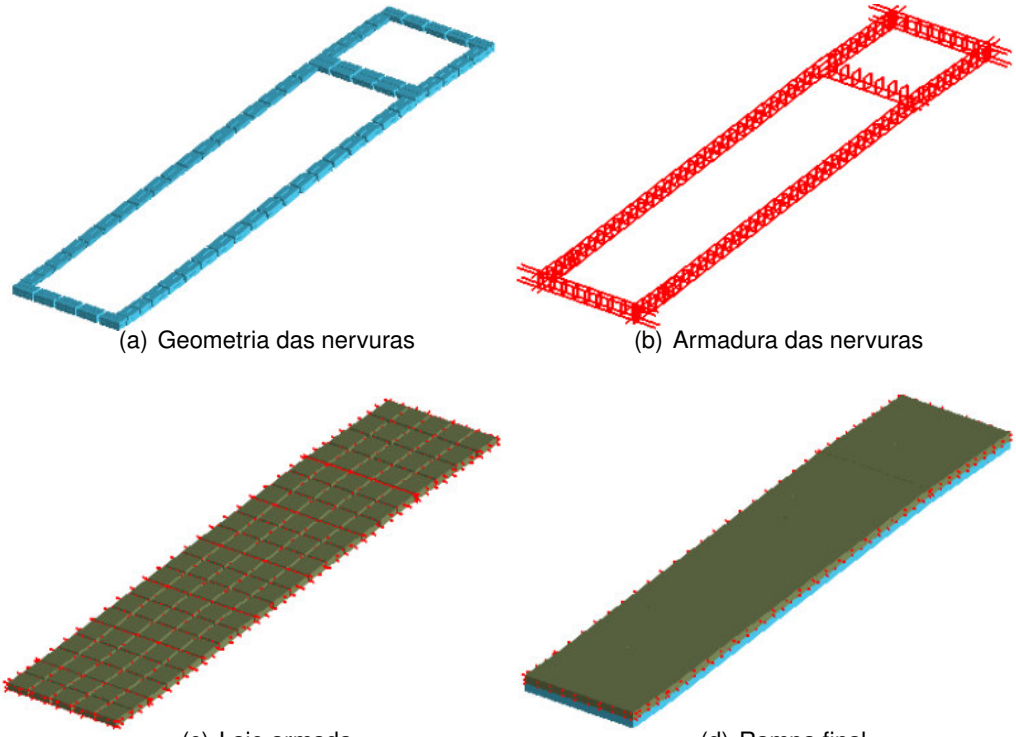


(a) Geometria (b) Armaduras (c) Modelo final

Figura 6.11: Fases de modelação dos pilares intermédios das rampas de acesso.

As rampas pré-fabricadas foram modeladas em três fases, Figura 6.12, pela seguinte ordem:

1. Definição geométrica das nervuras da laje pré-fabricada através de elementos de oito nós;
2. Modelação das armaduras das nervuras de acordo com o projeto;
3. Modelação da laje com 0,15 m de espessura com recurso a elementos de quatro nós, possibilitando assim a pré-definição das respetivas armaduras.



(a) Geometria das nervuras (b) Armadura das nervuras

(c) Laje armada (d) Rampa final

Figura 6.12: Fases de modelação das rampas pré-fabricadas.

Ligações

A fixação dos painéis às vigas cachorro dos pilares realizou-se através de seis ferrolhos ϕ20, enquanto a ligação entre rampas foi assegurada por quatro parafusos M20. A ligação modelada pode ser observada na Figura 6.13.

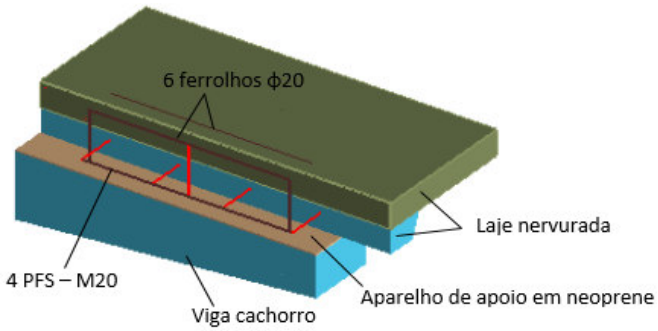


Figura 6.13: Modelação da ligação entre rampas e viga cachorro.

A figura 6.14 ilustra a ligação entre o tabuleiro e o pilar principal, efetuada através de dois ferrolhos ϕ20, modelados com elementos de oito nós, e por intermédio de uma lâmina em neoprene. Os aparelhos de apoio em neoprene modelaram-se

com elementos de quatro nós e propriedades elásticas referidas anteriormente. A viga cachorro, de apoio à rampa, foi solidarizada no capitel do pilar tendo-se adicionado posteriormente 2ϕ32, de acordo com o preconizado no projeto.

Na Figura 6.14 é também possível observar a zona que envolve os ferrolhos e onde se procedeu ao refinamento da malha, evitando deste modo um excesso de resistência da ligação causada pelo movimento de corpo rígido dos elementos de maiores dimensões.

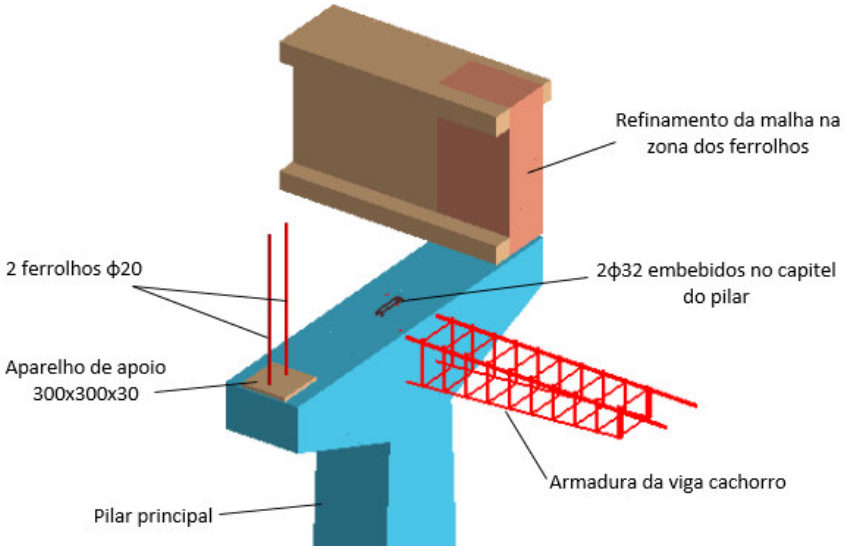
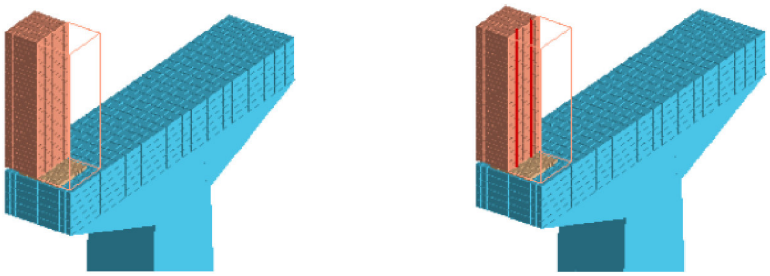


Figura 6.14: Modelação da ligação entre pilar principal e vigas do tabuleiro.

Durante a fase de elaboração do modelo optou-se por definir dois estágios distintos tendo em conta o processo construtivo da estrutura. O primeiro onde se considerou que os ferrolhos e as vigas não se encontram solidarizados, não existindo portanto qualquer transmissão de esforços devido ao peso próprio. O segundo estágio diz respeito à aplicação das outras solicitações, nomeadamente a ação sísmica, onde se ativou o elemento ferrolho, permitindo a transferência das forças horizontais na interface tabuleiro-pilar.



(a) Ligação sem ferrolhos (b) Ligação com ferrolhos

Figura 6.15: Modelação do processo construtivo da ligação viga-pilar.

De acordo com o pormenor construtivo do projeto, ilustrado na Figura 5.7, a ligação entre a laje do tabuleiro e as vigas foi materializada por intermédio de varões ϕ6 // 0.20 m, conforme se observa na Figura 6.16.

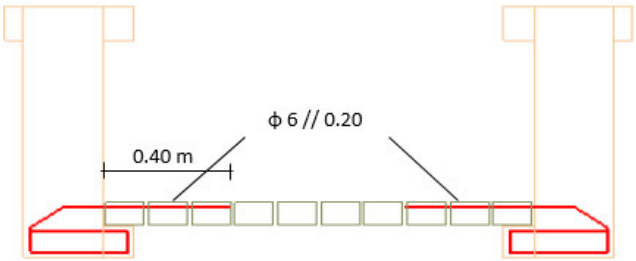


Figura 6.16: Modelação da ligação entre as vigas e laje do tabuleiro.

Posto isto, os elementos estruturais encontram-se devidamente ligados, conforme consta no projeto, permitindo a transmissão de forças e o funcionamento em conjunto dos mesmos.

Condições de apoio

De forma a estabelecer a ligação exterior entre os elementos estruturais e o solo de fundação, optou-se, numa primeira fase, pela modelação através do encastramento dos pilares à cota da face superior da sapata, Figura 6.17. Relativamente ás rampas, consideraram-se como simplesmente apoiadas na três direções ortogonais.

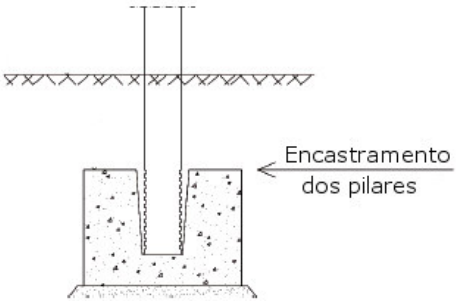
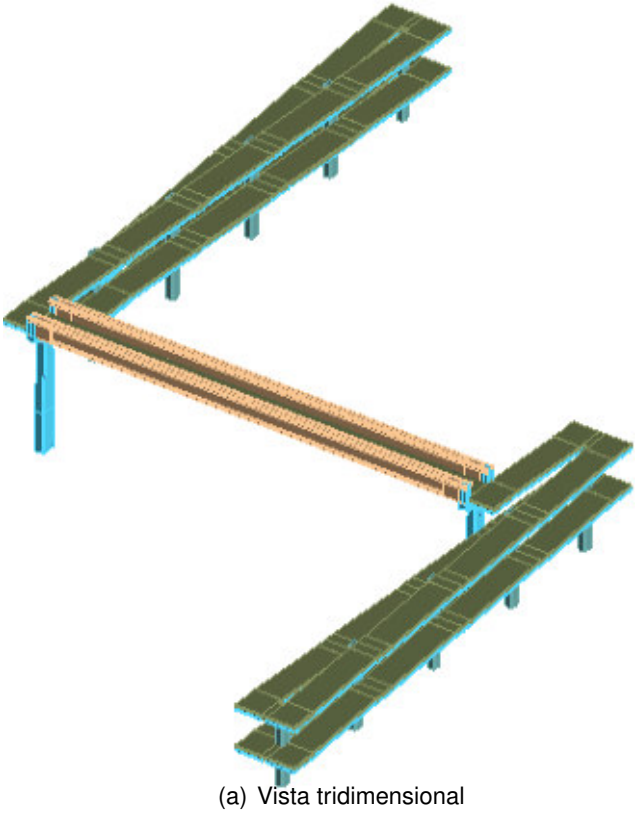


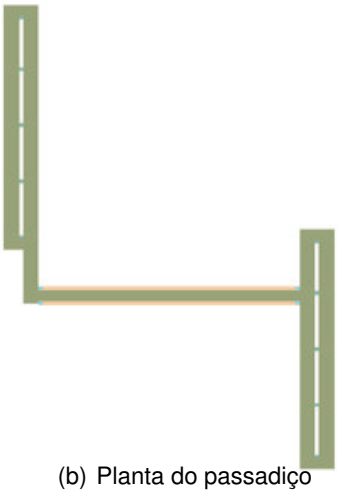
Figura 6.17: Modelação da ligação entre pilar principal e vigas do tabuleiro.

Modelo final

Tendo em conta a similaridade estrutural entre os passadiços, o procedimento adotado na modelação para a PP3141, PP2757 e PP2787 foi idêntico, pelo que de seguida se apresentam os modelos numéricos finais.

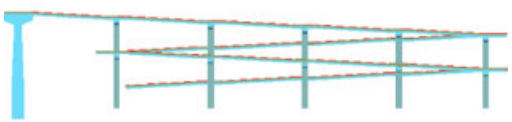


(a) Vista tridimensional

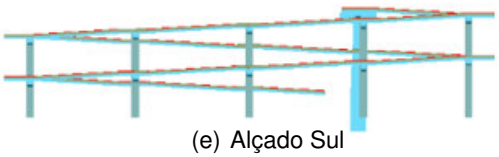


(b) Planta do passadiço

(c) Alçado frontal

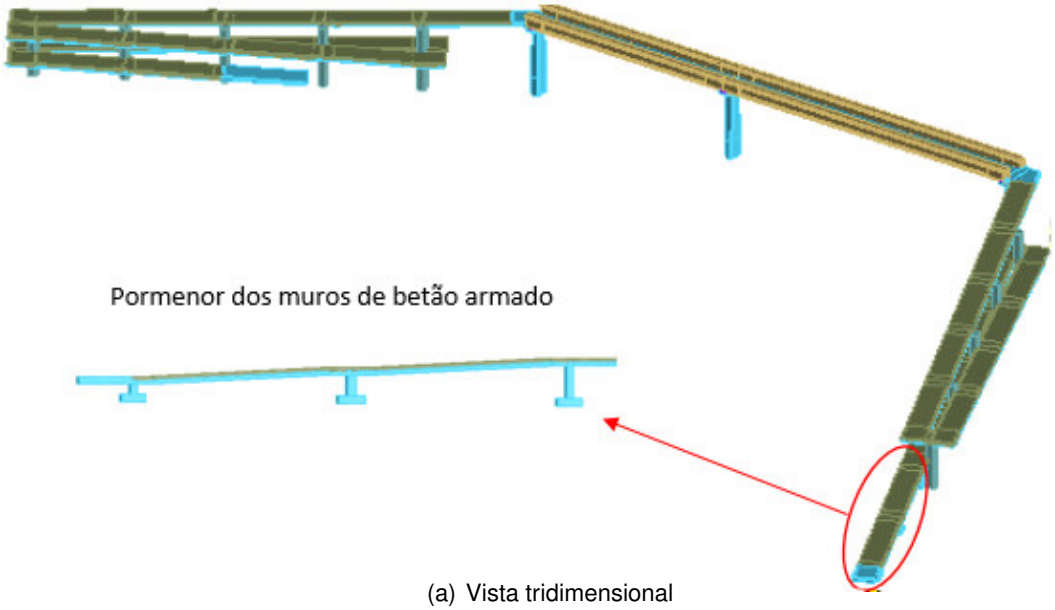


(d) Alçado Norte

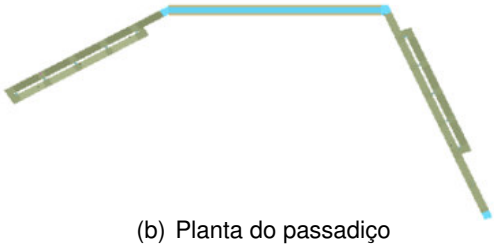


(e) Alçado Sul

Figura 6.18: Modelo final em ELS da PP3141.



(a) Vista tridimensional



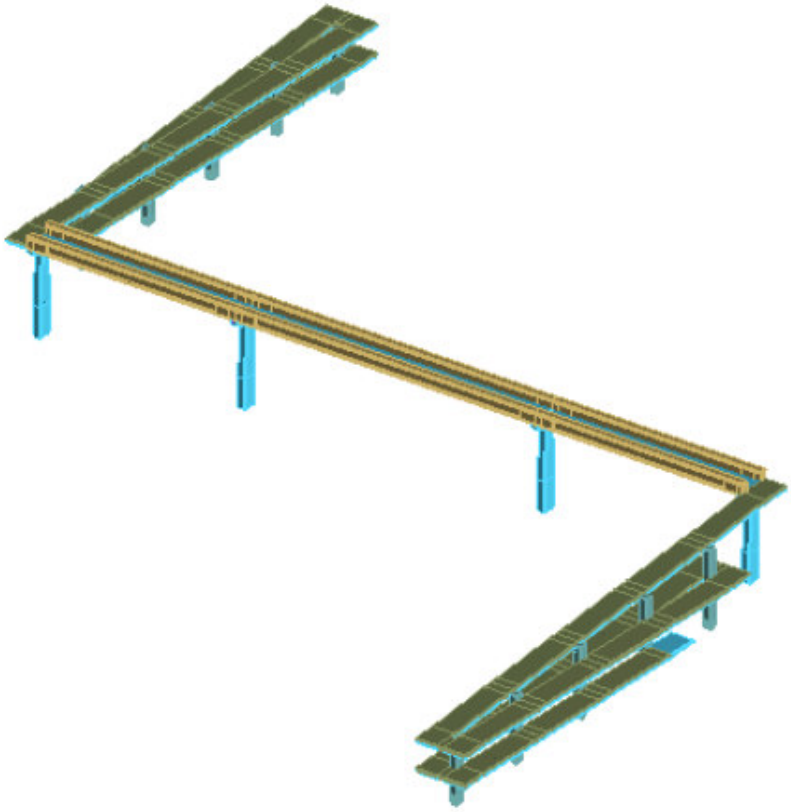
(b) Planta do passadiço

(c) Alçado frontal

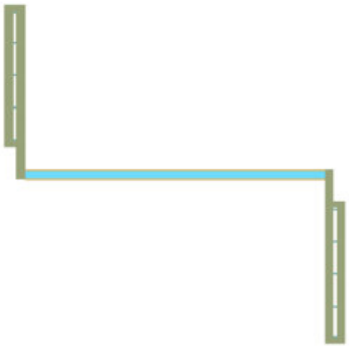
(d) Alçado Norte

(e) Alçado Sul

Figura 6.19: Modelo final em ELS da PP2757.



(a) Vista tridimensional



(b) Planta do passadiço

(c) Alçado frontal

(d) Alçado lateral

Figura 6.20: Modelo final em ELS da PP2787.

6.2 Validação dos Modelos Numéricos

Os modelos numéricos dos passadiços foram avaliados com base na identificação dos parâmetros modais – frequências e modos de vibração – obtidos através dos ensaios à vibração ambiental. Deste modo, as medidas de correção e aperfeiçoamento que se tomaram sobre os modelos, com base nesses resultados experimentais, permitiram obter estruturas fidedignas capazes de simular o comportamento das estruturas reais.

Calibração dos modelos

O processo de calibração de modelos numéricos consiste em corrigir alguns dos parâmetros dos modelos numéricos iniciais, de modo a minimizar as diferenças entre os resultados numéricos e os experimentais. A calibração de um modelo pode ser realizada recorrendo a dois métodos: direto [89] e indireto [83]. O primeiro consiste em atualizar as entradas da matriz de massa e rigidez do sistema por aplicação das condições de ortogonalidade aos vetores próprios. Contudo, o método apesar de eficiente, pode resultar em matrizes mal condicionadas, sem significado físico. Por outro lado, o método indireto está relacionado com uma abordagem mais intuitiva ao modelo inicial, permitindo detetar as variáveis que mais influenciam na aproximação aos resultados experimentais.

No presente trabalho, a calibração e validação do modelo computacional fundamentou-se na metodologia indireta, tendo sido realizado um estudo de sensibilidade baseado na comparação entre as frequências e modos de vibração da estrutura medida e do modelo numérico. A comparação entre as propriedades modais dos dois modelos teve por base o erro relativo simples entre frequências e a aplicação da função MAC aos vetores da configuração modal. Por fim, o efeito simultâneo entre as caraterísticas modais da estrutura real e do modelo numérico foi avaliado por uma função objetivo J, com termos associados aos resíduos das frequências e dos valores da MAC, definida no presente trabalho por:

$$J = \left(\frac{\omega_i - \overline{\omega}_i}{\omega_i} \right)^2 - \log \left[\frac{(\phi_i^T \cdot \overline{\phi}_i)^2}{(\phi_i^T \cdot \phi_i)(\overline{\phi}_i^T \cdot \overline{\phi}_i)} \right] \tag{6.1}$$

em que ω_i, $\overline{\omega}_i$, ϕ_i e $\overline{\phi}_i$ são as frequências e os vetores modais da estrutura a serem comparados, respetivamente. Repare-se que, para valores numéricos próximos dos reais a função objetivo tende para zero e portanto maior grau de fiabilidade apresenta o modelo.

Análise de sensibilidade

A calibração dos modelos numéricos teve como base um estudo paramétrico assente no tipo de ligação solo-estrutura e nas propriedades dos materiais que constituem o tabuleiro.

As frequências e modos de vibração longitudinais e transversais dependem, em grande parte, das ligações ao exterior pelo que se levanta a questão de qual será a rigidez efetiva na interface solo-estrutura. Conforme se referiu anteriormente, foram tomadas como primeira aproximação as seguintes condições de fronteira cinemáticas:

- Restrição das rotações e translações dos elementos dos pilares à cota da face superior da sapata, desprezando-se a rigidez do solo de aterro;
- Restrição das translações na ligação das rampas ao solo.

Posto isto, e de acordo com os valores das frequências próprias obtidas na campanha experimental, alteraram-se alguns parâmetros do modelo numérico de forma a aproximar a sua resposta dinâmica à da estrutura real. Assim sendo, consideram-se no geral as seguintes alterações:

- Aumento em altura dos elementos de discretização dos pilares impedidos de rodar e deslocar na direção longitudinal do tabuleiro, conferindo-se alguma rigidez transmitida pelo solo acima das sapatas, na respetiva direção.
- Libertação da rotação em torno do eixo longitudinal do tabuleiro, nalguns elementos abaixo da cota da face superior da sapata, obtendo-se assim uma estrutura mais flexível na direção transversal.
- Libertação do deslocamento transversal no apoio das rampas;
- Variação do módulo de elasticidade do betão constituinte das vigas principais do tabuleiro, que por apresentarem maior inércia em relação à laje, são preponderantes na calibração do modo vertical;

Nas Tabelas 6.1 e 6.2 apresenta-se a síntese das alterações efetuadas ao modelo numérico dos passadiços PP3141 e PP2787, em que $h(pp)$ e $h(pr)$ é a altura de encastramento dos pilares principais e pilares das rampas, respetivamente.

Tabela 6.1: Resultados da análise paramétrica ao modelo numérico da PP3141

Modo de vibração	Modelo inicial			Modelo calibrado		
	h (pp) [m]	h (pr) [m]	E (viga) [GPa]	h (pp) [m]	h (pr) [m]	E (viga) [GPa]
Longitudinal	1,80	1,00	-	2,10	1,30	-
Transversal	1,80	1,00	-	1,15	1,30	-
Vertical	-	-	34,00	-	-	38,70

Tabela 6.2: Resultados da análise paramétrica ao modelo numérico da PP2787

Modo de vibração	Modelo inicial			Modelo calibrado		
	h (pp) [m]	h (pr) [m]	E (viga) [GPa]	h (pp) [m]	h (pr) [m]	E (viga) [GPa]
Longitudinal	1,80	1,00	-	2,40	1,37	-
Transversal	1,80	1,00	-	1,50	1,37	-
Vertical	-	-	34,00	-	-	36,96

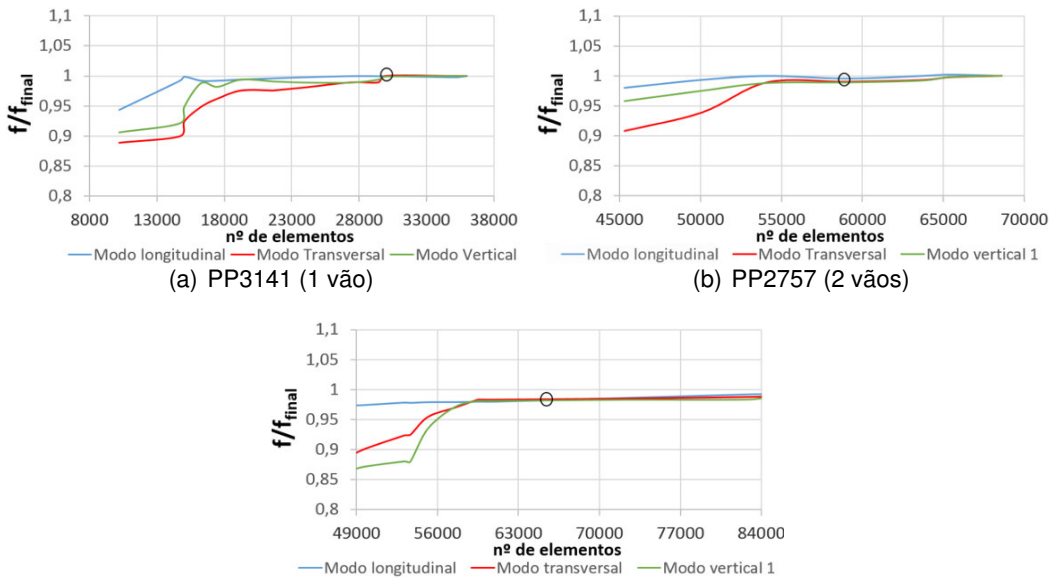
Assim, verifica-se que o modelo numérico inicial da PP3141 e PP2787, face aos resultados experimentais, apresentava uma maior flexibilidade na direção longitudinal, pelo facto de não se ter considerado inicialmente a rigidez do solo de aterro. Por outro lado, na direção transversal foi necessário diminuir a altura encastrada dos pilares, de modo a obter-se uma estrutura menos rígida face a vibrações transversais.

O modelo da PP2757 não foi alvo de calibração ao nível das ligações com o exterior, devido aos resultados satisfatórios que apresentava em relação aos obtidos na campanha experimental. No entanto, as frequências numéricas, associadas ao modo vertical do tabuleiro, eram inferiores às medidas no ensaio, tendo sido adotado um módulo de elasticidade superior (38 GPa), como sucedeu nos outros passadiços.

Estudo de convergência da malha

A otimização do modelo numérico, para além de estar relacionada com o grau de fiabilidade e precisão dos resultados, está também associada ao esforço computacional e tempo de análise requerido para esse fim. Posto isto, os passadiços foram sujeitos a uma análise de convergência da malha que garantiu a estabilidade dos resultados numéricos com rendimento de tempo superior.

O estudo da convergência da malha foi realizado através da análise modal dos passadiços e consistiu em avaliar a evolução das frequências próprias com a alteração do número de elementos considerados no modelo, como se pode observar na Figura 6.21. Importa referir que nas “iterações” efetuadas à dimensão da malha teve-se em atenção a geometria regular e uniforme dos elementos da discretização, evitando-se assim uma malha distorcida.



(a) PP3141 (1 vão)

(b) PP2757 (2 vãos)

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 6.21: Estudo da convergência da malha dos passadiços.

Os valores das frequências, f, apresentam-se escalados relativamente às frequências dos modelos de base calibrados, f_{final}. Como identificado na Figura 6.21, observa-se a partir de um determinado número de elementos que as frequências estabilizam, tendo-se otimizado o tempo de análise do modelo mantendo a mesma precisão dos resultados.

Verificação do modelo numérico final

A sequência de alterações preconizadas ao modelo computacional dos passadiços revelaram uma calibração razoavelmente aceitável, conforme se pode verificar na Figura 6.22.

	Modelo numérico em ELS				J	erro [%]
SSI-UPC	ω [Hz]	1,901	2,620	3,044		
	1,933	0,9183	0,0000	0,0383	0,037	1,66%
	2,522	0,0527	0,8649	0,0000	0,065	3,89%
	3,016	0,0019	0,0003	0,9327	0,030	0,93%

(a) PP3141 (1 vão)

	Modelo numérico em ELS					J	erro [%]
SSI-UPC	ω [Hz]	2,243	2,358	3,935	7,666		
	2,242	0,9386	0,0360	0,0048	0,0055	0,027	0,03%
	2,347	0,0196	0,9502	0,0000	0,0045	0,022	0,49%
	3,911	0,0000	0,0000	0,9926	0,0004	0,003	0,63%
	7,568	0,0014	0,0000	0,0002	0,9261	0,034	1,29%

(b) PP2757 (2 vãos)

	Modelo numérico em ELS					J	erro [%]
SSI-UPC	ω [Hz]	1,803	1,962	4,037	8,073		
	1,805	0,9965	0,0012	0,0001	0,0465	0,002	0,11%
	1,949	0,0000	0,9155	0,0539	0,0444	0,038	0,67%
	4,041	0,0028	0,0020	0,9122	0,0000	0,040	0,10%
	8,153	0,0039	0,0001	0,0000	0,9690	0,014	0,98%

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 6.22: Valores finais da MAC dos passadiços.

Constata-se assim, coeficientes MAC superiores a 0,90 para todos os modos, à exceção do modo associado à vibração transversal da PP3141 que apresenta uma correlação inferior, tal como incidiu no estudo de otimização modal ao mesmo passadiço, realizado por A. Narciso [63]. Relativamente à apreciação das características modais dos passadiços, avaliadas pela função J no domínio dos vetores modais e frequências, os valores são próximos de 0 – solução exata. Os erros relativos entre as frequências numéricas e experimentais são também reduzidos, inferiores a 5%, resultando assim modelos numéricos fidedignos capazes de simular o comportamento real das passagens pedonais.

Capítulo 7

Resultados numéricos

O presente capítulo aborda os seguintes temas: análise modal dos passadiços; análise de danos induzidos à estrutura intacta, associados a um possível estado de degradação e as consequências ao nível do comportamento dinâmico; vulnerabilidade sísmica dos passadiços, durante uma ação regulamentar, e respetiva resposta estrutural face a um eventual estado de degradação dos ferrolhos da ligação pilar-tabuleiro; análise sísmica das estruturas danificadas e, por último, os mecanismos de colapso dos passadiços.

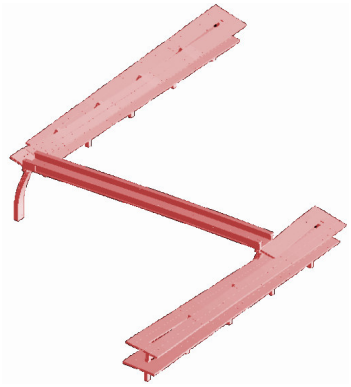
As análises numéricas foram realizadas na unidade de sistema LENOVO, do Departamento de Engenharia Civil (DEC), da FCT-UNL. O sistema é constituído por dois processadores Intel Xeon 2.93 GHz e 16.0 GB de memória RAM. No decorrer das análises, verificou-se a necessidade de adicionar um disco rígido interno de 4 TB, uma vez que os dados guardados em cada análise podiam chegar aos 300 GB.

O tempo de processamento dependeu do passadiço em estudo e do tipo de análise, sendo entre 1h30 a 3h para análise modal com 200 iterações, até os resultados convergirem e 26h a 40h na análise sísmica, com tempo de amostragem de 50 s e passo de cálculo de 0,005 s. A necessidade em se adotar um passo de tempo reduzido na análise sísmica, deveu-se essencialmente à não linearidade do problema.

7.1 Análise modal

A configuração dos modos de vibração longitudinal, transversal e vertical, do modelo numérico calibrado dos passadiços, bem como as respetivas frequências, apresentam-se de seguida, podendo-se afirmar que estão em concordância com os resultados obtidos experimentalmente, conforme também se verificou através da matriz MAC na Figura 6.22.

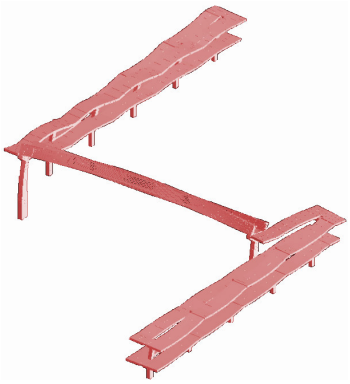
Passagem pedonal 3141 – um tramo



(a) Vista tridimensional

(b) Alçado frontal

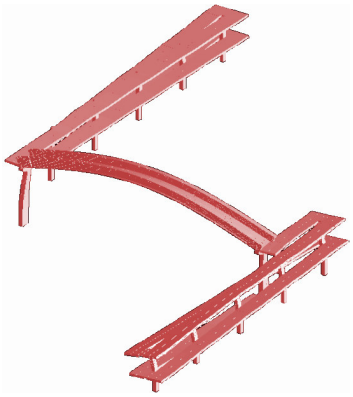
Figura 7.1: Modo de vibração longitudinal do tabuleiro (f=1.901 Hz).



(a) Vista tridimensional

(b) Alçado lateral

Figura 7.2: Modo de vibração transversal do tabuleiro (f=2.620 Hz).



(a) Vista tridimensional

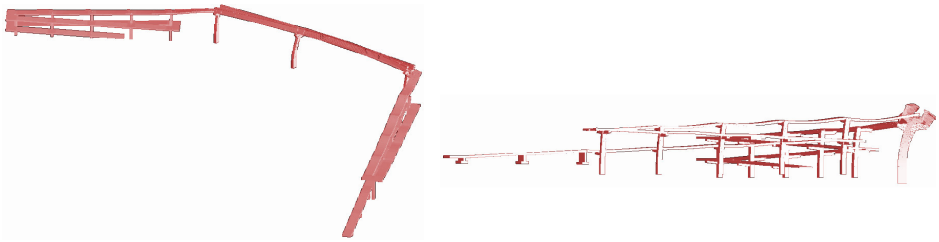
(b) Alçado frontal

Figura 7.3: Modo de vibração vertical do tabuleiro (f=3.044 Hz).

Passagem pedonal 2757 – dois tramos

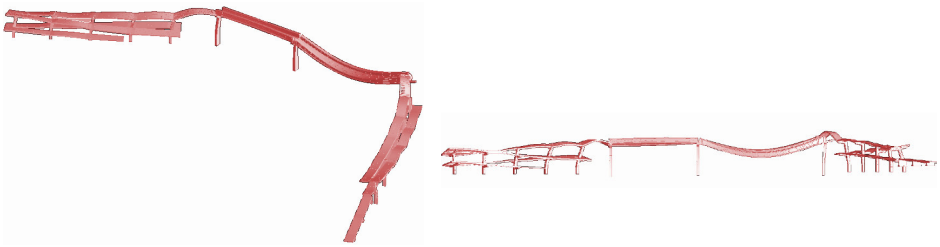
(a) Vista tridimensional (b) Alçado frontal

Figura 7.4: Modo de vibração longitudinal do tabuleiro (f=2.243 Hz).



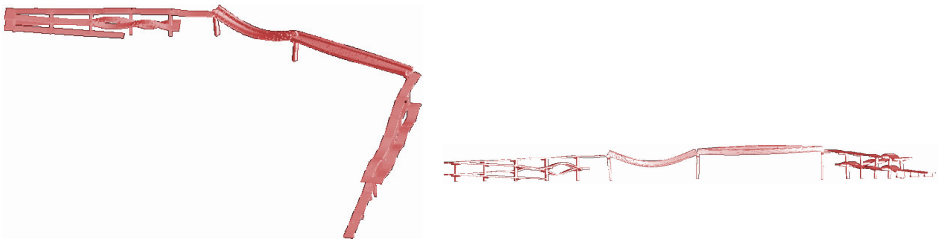
(a) Vista tridimensional (b) Alçado lateral

Figura 7.5: Modo de vibração transversal do tabuleiro (f=2.358 Hz).



(a) Vista tridimensional (b) Alçado frontal

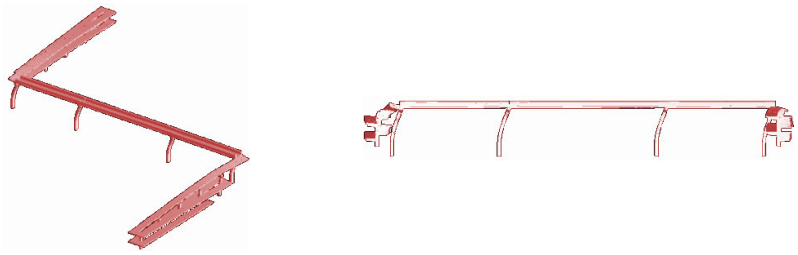
Figura 7.6: Modo de vibração vertical do tabuleiro – vão direito (f=3.935 Hz).



(a) Vista tridimensional (b) Alçado frontal

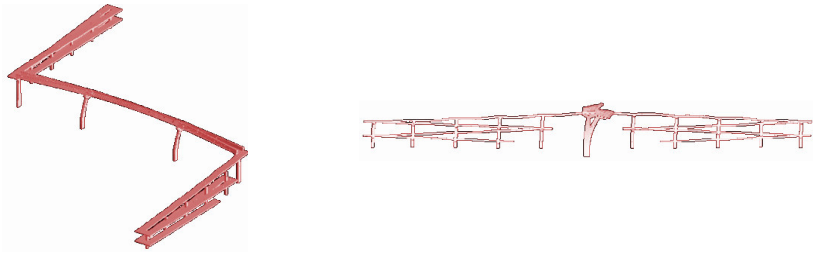
Figura 7.7: Modo de vibração vertical do tabuleiro – vão esquerdo (f=7.666 Hz).

Passagem pedonal 2787 – três tramos



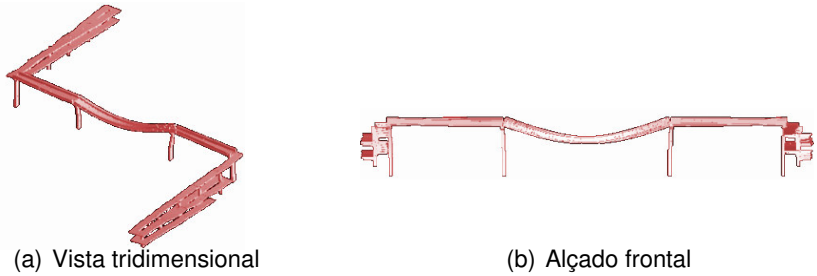
(a) Vista tridimensional (b) Alçado frontal

Figura 7.8: Modo de vibração longitudinal do tabuleiro (f=1.803 Hz).



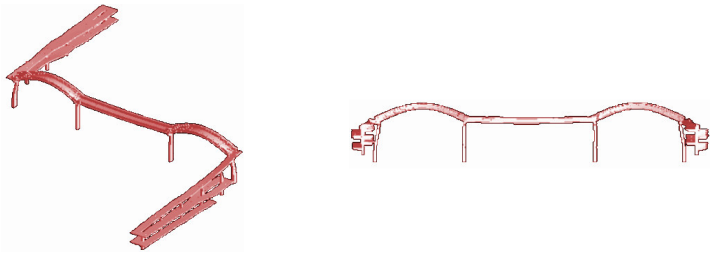
(a) Vista tridimensional (b) Alçado lateral

Figura 7.9: Modo de vibração transversal do tabuleiro (f=1.962 Hz).



(a) Vista tridimensional (b) Alçado frontal

Figura 7.10: Modo de vibração vertical do tabuleiro – vão intermédio (f=4.037 Hz).



(a) Vista tridimensional (b) Alçado frontal

Figura 7.11: Modo de vibração vertical do tabuleiro – vãos extremos (f=8.073 Hz).

7.2 Análise da sensibilidade modal ao dano

Através da análise à sensibilidade modal dos passadiços, pretende-se averiguar se é ou não expetável detetar eventuais danos nas estruturas, efetuando um ensaio experimental de identificação modal. Assim, foram simulados os danos seguintes aos modelos numéricos, de forma a verificar se existe ou não alterações nas suas propriedades modais – frequências e modos de vibração.

Simulação de danos na estrutura intacta

Tabuleiro com menos um cabo de pré-esforço

Dano simulado: colisão da carroçaria de um veiculo pesado com a zona inferior do tabuleiro, resultando a rotura de um cabo de pré-esforço (PE) da viga principal.

Consequência: a resposta modal da estrutura não é alvo de alterações significativas, como se pode constatar na Figura 7.12.

Estrutura com menos 1 cabo PE

Intacta	f [Hz]	1,901	2,625	3,052
	1,901	1,0000	0,0564	0,0403
	2,620	0,0519	0,9999	0,0013
	3,044	0,0328	0,0011	0,9995

(a) PP3141 (1 vão)

Estrutura com menos 1 cabo PE

Intacta	f [Hz]	2,245	2,361	3,946	7,669
	2,243	0,9993	0,0061	0,0001	0,0001
	2,358	0,0005	0,9992	0,0003	0,0000
	3,935	0,0001	0,0003	1,0000	0,0002
	7,666	0,0019	0,0045	0,0000	0,9809

(b) PP2757 (2 vãos)

Estrutura com menos 1 cabo PE

Intacta	f [Hz]	1,811	1,967	4,038	8,071
	1,803	0,9998	0,0012	0,0010	0,0007
	1,962	0,0000	0,9725	0,0048	0,0000
	4,037	0,0005	0,0006	0,9699	0,0001
	8,073	0,0021	0,0001	0,0000	0,9434

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.12: Características modais dos passadiços com menos um cabo de PE.

Perda de 10% e 20% do pré-esforço

Dano simulado: perdas diferidas ao longo do tempo por fluência e retração; efeito da perda de tensão no pré-esforço por relaxação do aço; corrosão das armaduras tensionadas;

Consequência: o comportamento global da estrutura, não sofre grandes alterações com as perdas de pré-esforço, como se pode observar nas Figuras 7.13 e 7.14. Estes resultados, são justificados pelo fato do pré-esforço ter sido dimensionado para se comportar como uma ação estabilizadora, imposta à estrutura, alterando apenas o seu campo de tensões.

Estrutura com 10% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	1,900	2,626	3,063
	1,901	1,0000	0,0508	0,0545
	2,620	0,0515	1,0000	0,0019
	3,044	0,0328	0,0012	0,9963

(a) PP3141 (1 vão)

Estrutura com 10% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	2,259	2,364	3,946	7,672
	2,243	0,9998	0,0044	0,0000	0,0001
	2,358	0,0011	0,9997	0,0004	0,0000
	3,935	0,0001	0,0003	1,0000	0,0002
	7,666	0,0020	0,0045	0,0000	0,9703

(b) PP2757 (2 vãos)

Estrutura com 10% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	1,812	1,966	4,041	8,079
	1,803	0,9997	0,0015	0,0009	0,0006
	1,962	0,0000	0,9719	0,0034	0,0000
	4,037	0,0005	0,0005	0,9710	0,0001
	8,073	0,0021	0,0001	0,0000	0,9454

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.13: Características modais dos passadiços com 10% de perdas de PE.

Estrutura com 20% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	1,900	2,628	3,078
	1,901	1,0000	0,0501	0,0796
	2,620	0,0516	0,9999	0,0025
	3,044	0,0327	0,0013	0,9865

(a) PP3141 (1 vão)

Estrutura com 20% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	2,264	2,369	3,952	7,679
	2,243	0,9997	0,0046	0,0001	0,0002
	2,358	0,0011	0,9996	0,0004	0,0000
	3,935	0,0001	0,0003	0,9999	0,0001
	7,666	0,0020	0,0045	0,0000	0,9701

(b) PP2757 (2 vãos)

Estrutura com 20% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	1,813	1,970	4,043	8,087
	1,803	0,9997	0,0012	0,0009	0,0007
	1,962	0,0000	0,9723	0,0040	0,0000
	4,037	0,0005	0,0005	0,9724	0,0001
	8,073	0,0021	0,0001	0,0000	0,9466

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.14: Características modais dos passadiços com 20% de perdas de PE.

Verifica-se assim que os danos induzidos ao pré-esforço do tabuleiro, nomeadamente a ausência de um cabo e 10% e 20% de perdas de tensão, não tiveram impacto no comportamento dinâmico da estrutura, uma vez que as caraterísticas modais das estruturas danificadas permanecem aproximadamente iguais às das estruturas intactas.

Redução de 50% do módulo de elasticidade do betão

Dano simulado: simulação da eventual fissuração, envelhecimento ou degradação do betão estrutural. Este efeito foi tido em conta considerando 50% do módulo de elasticidade (E) do betão [1].

Consequência: de acordo com os resultados obtidos na Figura 7.15, os modos de vibração não são alvos de alterações significativas. No entanto, as frequências

registam um valor inferior entre 20% e 40% face ao valor de referência. Esta alteração justifica-se pela perda de rigidez da estrutura com a diminuição do módulo de elasticidade, indicando por exemplo fissuras ao nível do estado limite de utilização, semelhantes a qualquer estrutura normal (0 - 0,3 mm).

Estrutura com 50% do E do betão

Intacta	f [Hz]	1,299	1,899	1,885
	1,901	0,9999	0,0763	0,0025
	2,620	0,0487	0,9913	0,0004
	3,044	0,0335	0,0060	0,9737

(a) PP3141 (1 vão)

Estrutura com 50% do E do betão

Intacta	f [Hz]	1,854	1,902	2,988	6,133
	2,243	0,9962	0,0085	0,0019	0,0006
	2,358	0,0001	0,9940	0,0007	0,0003
	3,935	0,0000	0,0002	0,9936	0,0001
	7,666	0,0012	0,0045	0,0000	0,9956

(b) PP2757 (2 vãos)

Estrutura com 50% do E do betão

Intacta	f [Hz]	1,474	1,566	3,213	6,394
	1,803	0,9897	0,0148	0,0003	0,0016
	1,962	0,0090	0,9867	0,0002	0,0011
	4,037	0,0004	0,0000	0,9206	0,0001
	8,073	0,0019	0,0000	0,0000	0,9966

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.15: Características modais dos passadiços com 50% do E do betão.

Redução do diâmetro efetivo do ferrolho na ligação pilar-tabuleiro

Dano simulado: corrosão do ferrolho; perda de aderência entre o ferrolho e o *grout* e diminuição da resistência na ligação. Estes danos simularam-se adotando ferrolhos com 75% (ϕ15), 50% (ϕ10) e 25% (ϕ5) do diâmetro inicial (ϕ20).

Consequência: observa-se nas Figuras 7.16, 7.17 e 7.18 que, na presença das cargas permanentes, a diminuição do diâmetro dos ferrolhos não suscita grandes diferenças no comportamento da estrutura, uma vez que o desempenho destes é condicionado pelas ações horizontais e, durante a análise modal, é apenas solicitada a massa do passadiço.

Redução do diâmetro efetivo do ferrolho na ligação viga-laje do tabuleiro

Dano simulado: corrosão das armaduras e perda de resistência na ligação entre a laje de plataforma e os elementos verticais – vigas principais do tabuleiro. O dano foi simulado com 75% (ϕ4.5), 50% (ϕ3) e 25% (ϕ1.5) do diâmetro inicial das armaduras (ϕ6), Figuras 7.19, 7.20 e 7.21.

Consequência: as alterações são insignificantes, pelo motivo análogo, justificado anteriormente, na ligação pilar-tabuleiro.

Ligação pilar-tabuleiro com ϕ15

Intacta	f [Hz]	1,894	2,614	3,039
	1,901	1,0000	0,0659	0,1788
	2,620	0,0699	0,9999	0,0025
	3,044	0,2002	0,0032	0,9991

(a) PP3141 (1 vão)

Ligação pilar-tabuleiro com ϕ15

Intacta	f [Hz]	2,240	2,354	3,934	7,664
	2,243	1,0000	0,0020	0,0001	0,0003
	2,358	0,0027	1,0000	0,0004	0,0001
	3,935	0,0001	0,0003	1,0000	0,0000
	7,666	0,0021	0,0043	0,0000	0,9999

(b) PP2757 (2 vãos)

Ligação pilar-tabuleiro com ϕ15

Intacta	f [Hz]	1,801	1,956	4,036	7,936
	1,803	1,0000	0,0001	0,0006	0,0062
	1,962	0,0000	1,0000	0,0003	0,0000
	4,037	0,0004	0,0000	0,9999	0,0000
	8,073	0,0017	0,0001	0,0001	1,0000

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.16: Características modais dos passadiços com ϕ15 entre pilar/tabuleiro.

Ligação pilar-tabuleiro com ϕ10

Intacta	f [Hz]	1,885	2,609	3,032
	1,901	0,9999	0,0640	0,1636
	2,620	0,0700	0,9998	0,0024
	3,044	0,2039	0,0032	0,9974

(a) PP3141 (1 vão)

Ligação pilar-tabuleiro com ϕ10

Intacta	f [Hz]	2,239	2,351	3,936	7,659
	2,243	0,9999	0,0038	0,0001	0,0003
	2,358	0,0014	1,0000	0,0003	0,0001
	3,935	0,0001	0,0004	1,0000	0,0000
	7,666	0,0020	0,0044	0,0000	0,9989

(b) PP2757 (2 vãos)

Ligação pilar-tabuleiro com ϕ10

Intacta	f [Hz]	1,800	1,947	4,032	7,927
	1,803	1,0000	0,0001	0,0006	0,0065
	1,962	0,0000	0,9999	0,0003	0,0000
	4,037	0,0004	0,0000	0,9899	0,0000
	8,073	0,0019	0,0001	0,0001	0,9999

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.17: Características modais dos passadiços com ϕ10 entre pilar/tabuleiro.

Ligação pilar-tabuleiro com ϕ5

Intacta	f [Hz]	1,873	2,608	3,022
	1,901	0,9998	0,0636	0,1441
	2,620	0,0693	0,9998	0,0028
	3,044	0,2098	0,0028	0,9937

(a) PP3141 (1 vão)

Ligação pilar-tabuleiro com ϕ5

Intacta	f [Hz]	2,210	2,346	3,927	7,655
	2,243	0,9992	0,0025	0,0001	0,0077
	2,358	0,0021	0,9979	0,0003	0,0001
	3,935	0,0001	0,0004	0,9999	0,0000
	7,666	0,0021	0,0045	0,0000	0,9999

(b) PP2757 (2 vãos)

Ligação pilar-tabuleiro com ϕ5

Intacta	f [Hz]	1,782	1,941	4,028	7,926
	1,803	0,9999	0,0001	0,0009	0,0008
	1,962	0,0000	0,9999	0,0003	0,0000
	4,037	0,0005	0,0005	0,8392	0,0001
	8,073	0,0021	0,0001	0,0001	0,9592

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.18: Características modais dos passadiços com ϕ5 entre pilar/tabuleiro.

Ligação viga-laje com ϕ4.5

Intacta	f [Hz]	1,901	2,621	3,044
	1,901	1,0000	0,0689	0,1970
	2,620	0,0685	1,0000	0,0031
	3,044	0,1981	0,0026	1,0000

(a) PP3141 (1 vão)

Ligação viga-laje com ϕ4.5

Intacta	f [Hz]	2,242	2,358	3,936	7,666
	2,243	1,0000	0,0024	0,0001	0,0021
	2,358	0,0024	1,0000	0,0003	0,0044
	3,935	0,0001	0,0003	1,0000	0,0000
	7,666	0,0021	0,0044	0,0000	1,0000

(b) PP2757 (2 vãos)

Ligação viga-laje com ϕ4.5

Intacta	f [Hz]	1,803	1,961	4,037	8,073
	1,803	1,0000	0,0012	0,0003	0,0018
	1,962	0,0000	0,9999	0,0002	0,0001
	4,037	0,0004	0,0006	1,0000	0,0000
	8,073	0,0019	0,0001	0,0000	1,0000

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.19: Características modais dos passadiços com ϕ4.5 entre viga/laje.

Ligação viga-laje com ϕ3

Intacta	f [Hz]	1,901	2,621	3,044
	1,901	1,0000	0,0676	0,1987
	2,620	0,0690	1,0000	0,0030
	3,044	0,2015	0,0029	1,0000

(a) PP3141 (1 vão)

Ligação viga-laje com ϕ3

Intacta	f [Hz]	2,242	2,358	3,936	7,665
	2,243	1,0000	0,0024	0,0001	0,0020
	2,358	0,0024	1,0000	0,0002	0,0043
	3,935	0,0001	0,0003	0,9999	0,0000
	7,666	0,0021	0,0044	0,0000	0,9998

(b) PP2757 (2 vãos)

Ligação viga-laje com ϕ3

Intacta	f [Hz]	1,801	1,959	4,036	8,071
	1,803	0,9999	0,0000	0,0004	0,0018
	1,962	0,0000	0,9999	0,0000	0,0001
	4,037	0,0004	0,0000	1,0000	0,0002
	8,073	0,0016	0,0000	0,0000	0,9996

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.20: Características modais dos passadiços com ϕ3 entre viga/laje.

Ligação viga-laje com ϕ1.5

Intacta	f [Hz]	1,900	2,621	3,044
	1,901	1,0000	0,0693	0,1986
	2,620	0,0683	1,0000	0,0032
	3,044	0,2016	0,0026	1,0000

(a) PP3141 (1 vão)

Ligação viga-laje com ϕ1.5

Intacta	f [Hz]	2,240	2,357	3,936	7,665
	2,243	0,9999	0,0024	0,0000	0,0020
	2,358	0,0022	1,0000	0,0001	0,0043
	3,935	0,0001	0,0003	0,9999	0,0000
	7,666	0,0021	0,0044	0,0000	0,9998

(b) PP2757 (2 vãos)

Ligação viga-laje com ϕ1.5

Intacta	f [Hz]	1,801	1,958	4,036	8,068
	1,803	0,9998	0,0000	0,0012	0,0018
	1,962	0,0000	0,9999	0,0000	0,0001
	4,037	0,0004	0,0000	1,0000	0,0002
	8,073	0,0017	0,0000	0,0001	0,9996

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.21: Características modais dos passadiços com ϕ1.5 entre viga/laje.

Posto isto, conclui-se que os danos impostos, não suscitaram alterações significativas no comportamento dinâmico dos passadiços, tendo sido apenas detetado o possível estado de fissuração do betão estrutural.

7.3 Análise preliminar de estabilidade

Com base na curva de capacidade dos passadiços, pretende-se efetuar uma análise preliminar de estabilidade, de modo a verificar se ocorre ou não o colapso destas estruturas perante uma ação sísmica regulamentar.

O método utilizado para determinar a curva de capacidade, consistiu numa análise em regime dinâmico não linear, de forma incremental. Este tipo de análise permite dar continuidade ao processo de resolução numérica, mesmo quando a estrutura perde completamente a sua capacidade de resistir ao carregamento imposto, uma vez que o sistema ainda é composto pelas forças de fixação relativas às forças inerciais.

A solução preconizada consistiu em aplicar a aceleração gravítica na direção horizontal, de forma a mobilizar toda a massa do passadiço. Esta ação foi configurada de forma linear e com ponderação crescente no tempo, permitindo à estrutura estabilizar em cada incremento. Nas Figuras 7.22, 7.23 e 7.24 apresentam-se as curvas de capacidade dos passadiços, assumindo ou não a presença de ferrolhos na ligação pilar-tabuleiro. A força máxima do sismo imposto foi estimada a partir da massa total dos passadiços e da aceleração máxima espetral calculada, verificando-se para um evento deste tipo que não ocorre o colapso da estrutura.

Observa-se que a capacidade resistente dos passadiços às ações horizontais é semelhante, independente de existir ou não ferrolho, concluindo-se que o colapso da estrutura não ocorre necessariamente pela rotura da ligação pilar-tabuleiro. As rampas de acesso, apesar de ficarem danificadas, restringem os deslocamentos longitudinais do tabuleiro, participando de forma indireta para a segurança da ligação.

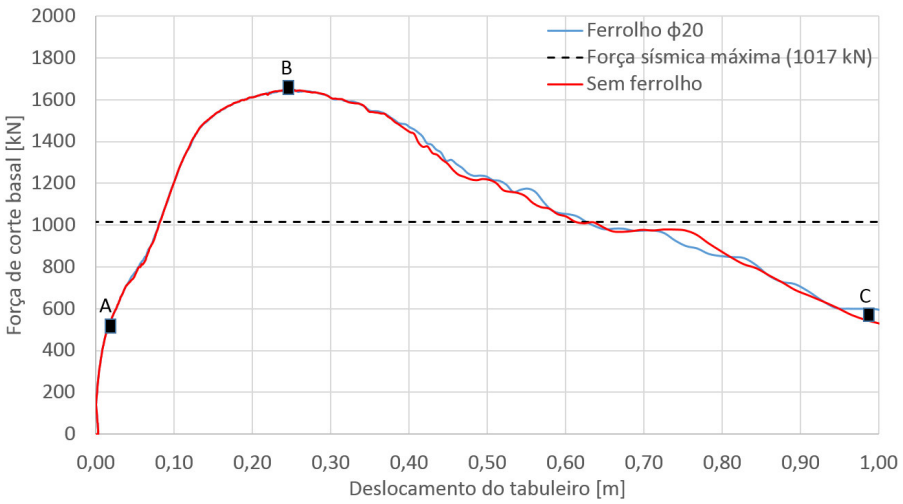


Figura 7.22: Curva de capacidade dos passadiços com e sem ferrolhos – PP3141.

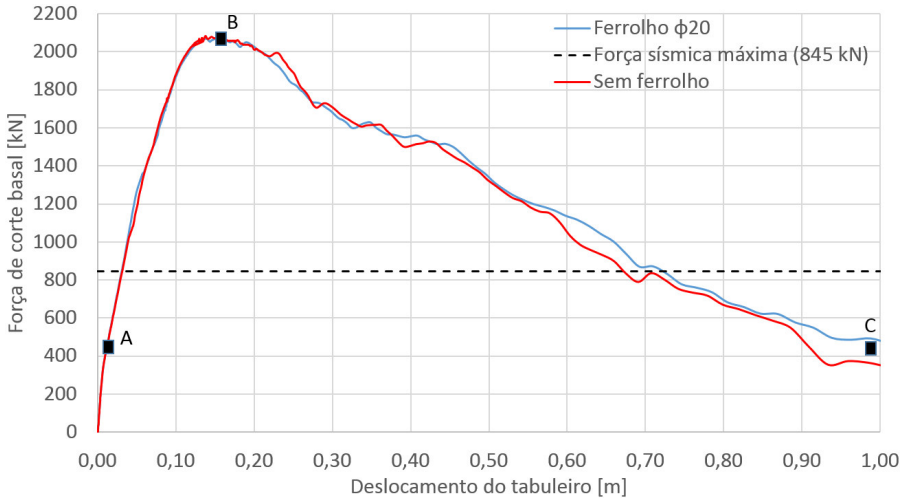


Figura 7.23: Curva de capacidade dos passadiços com e sem ferrolhos – PP2757.

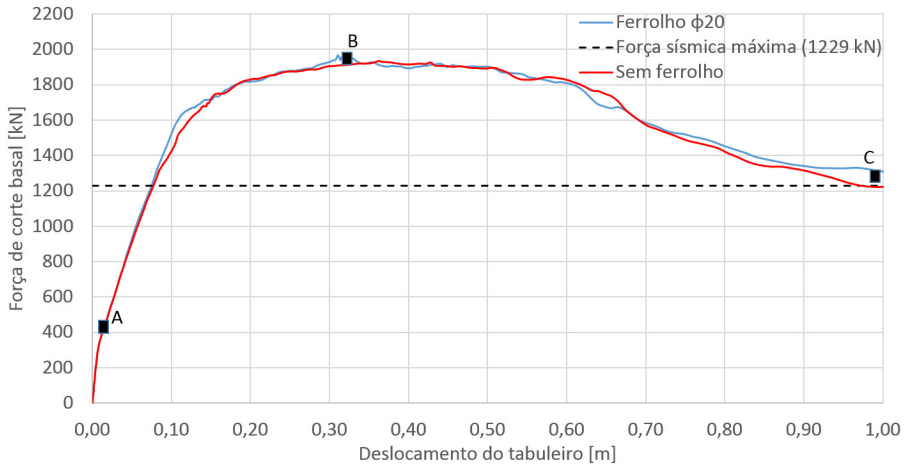
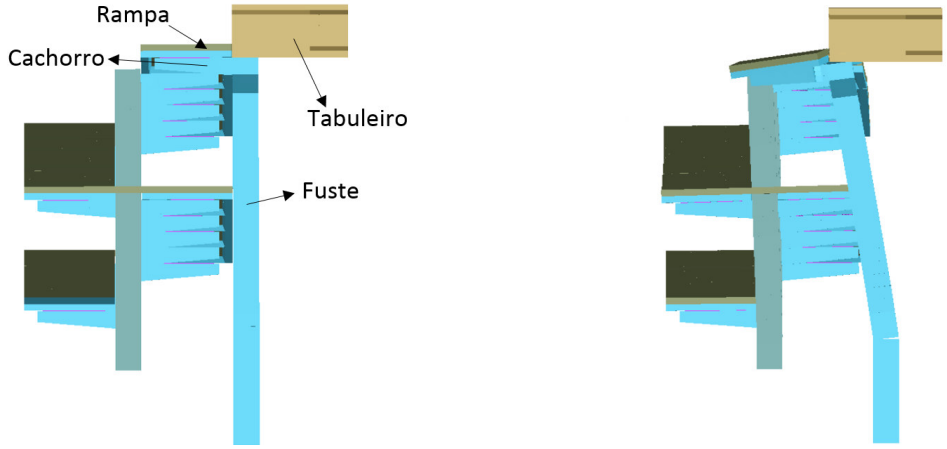


Figura 7.24: Curva de capacidade dos passadiços com e sem ferrolhos – PP2787.

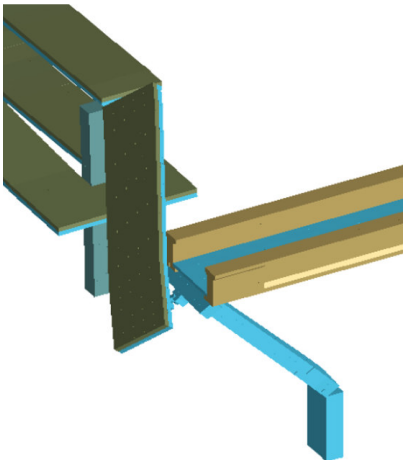
A sequência de cenários ilustrados na Figura 7.25 evidência, de um modo geral, os pontos notáveis da curva de capacidade dos passadiços. Observa-se em (A) o contacto entre o tabuleiro e as rampas de acesso, ocorrendo em (B) e (C) a rotura do pilar e o colapso da rampa de acesso, respetivamente. A rotura pela base do pilar advém do facto da rampa de acesso se encontrar amarrada ao cachorro, que por sua vez se encontra solidarizado ao capitel do pilar. Assim, o contacto entre as rampas e o tabuleiro, juntamente com o efeito do atrito cinético na interface pilar-tabuleiro, promove a rotura pela base do fuste.

O comportamento da ligação tipo pilar-tabuleiro dos passadiços, assegurada por um conjunto de quatro ferrolhos ϕ20 da classe A500NR, observa-se na Figura 7.26. Verifica-se o funcionamento dos ferrolhos em regime plástico a partir de um força de corte de aproximadamente 40 kN, ficando a ligação suscetível a danos irreversíveis.



(a) Contacto rampa-tabuleiro (A)

(b) Rotura do pilar (B)



(c) Colapso da rampa de acesso (C)

Figura 7.25: Caraterização geral dos pontos notáveis das curvas de capacidade.

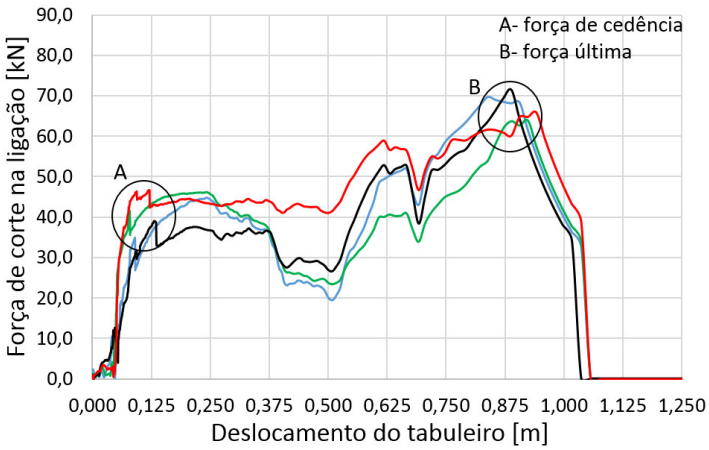


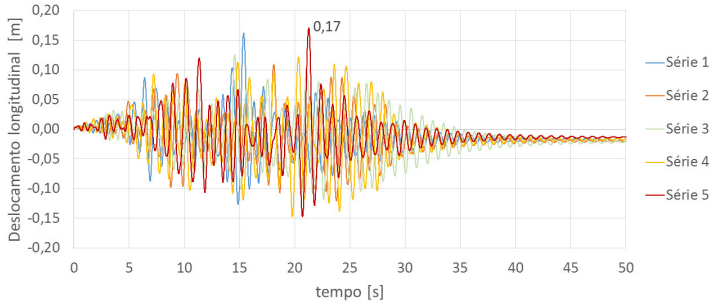
Figura 7.26: Modelo de comportamento da ligação pilar-tabuleiro.

7.4 Análise sísmica

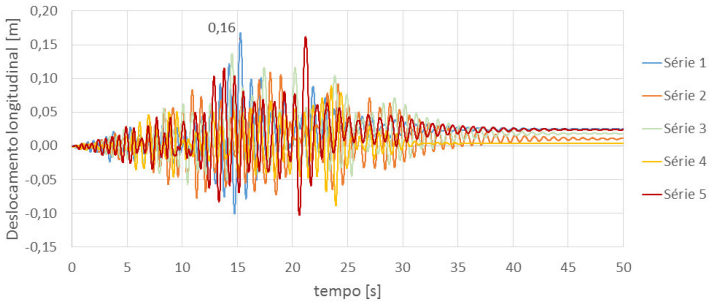
O comportamento dos passadiços avaliou-se com base nos efeitos da ação sísmica regulamentar na direção longitudinal X (X + 0.3Y) e transversal Y (0.3X + Y), com duração de excitação de 30 s, mais 20 s em vibração livre, para a estrutura estabilizar. Foram impostas as cinco séries de acelerações geradas artificialmente e identificou-se a resposta mais condicionante de cada passagem.

7.4.1 Resposta estrutural para ação sísmica na direção X

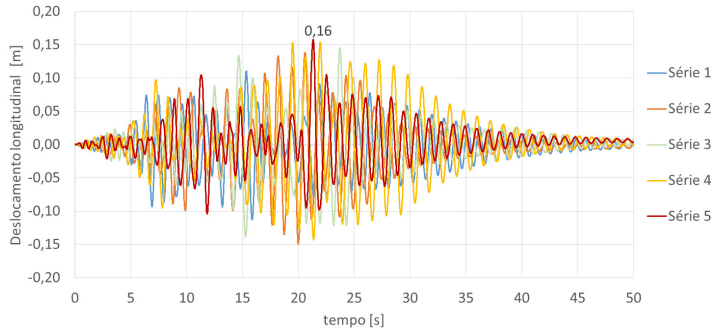
A Figura 7.27, ilustra a resposta do tabuleiro para cada série, podendo-se concluir que a Série 5 produz um efeito mais desfavorável na PP3141 e PP2787, enquanto a PP2757 é mais afetada pela série 1, na medida em que o deslocamento absoluto e residual do tabuleiro são superiores.



(a) PP3141 (1 vão)



(b) PP2757 (2 vãos)



(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.27: Resposta longitudinal do tabuleiro em função das séries geradas.

A análise às propriedades modais dos passadiços, após a série sísmica mais condicionante, permitiu avaliar o estado global de dano dos elementos estruturais, conforme se observa na Figura 7.28. A variação do valor das frequências, está associada à força intensa da ação sísmica e do seu efeito cíclico, submetendo o betão a elevados estados de compressão e tração – esmagamento e fendilhação – refletindo-se na perda de rigidez global da estrutura.

As frequências de vibração da PP3141 e PP2787, diminuem aproximadamente 40% para o modo longitudinal e entre 15% a 30% para o transversal. A diminuição mais acentuada da frequência longitudinal é claramente expectável, visto que os pilares do passadiço são mais solicitados na direção principal do sismo (X).

Na PP2757, registam-se as maiores alterações, respetivamente 53% e 36% para as vibrações longitudinais e transversais. Os danos globais neste passadiço são superiores devido, essencialmente, à disposição dos pilares das rampas de acesso. Como estas estão mais alinhadas com o passadiço, os pilares que lhes servem de apoio são mais solicitados durante o sismo.

Estrutura após sismo 100X + 30Y

Intacta	f [Hz]	1,139	1,936	2,998
	1,901	0,9999	0,0000	0,0000
	2,620	0,0546	0,9479	0,0000
	3,044	0,0328	0,0067	0,9599

(a) PP3141 (1 vão)

Estrutura após sismo 100X + 30Y

Intacta	f [Hz]	1,056	1,534	3,832	7,563
	2,243	0,9236	0,0742	0,0002	0,0001
	2,358	0,0853	0,8732	0,0003	0,0011
	3,935	0,0001	0,0013	0,9242	0,0002
	7,666	0,0070	0,0018	0,0000	0,9785

(b) PP2757 (2 vãos)

Estrutura após sismo 100X + 30Y

Intacta	f [Hz]	1,080	1,616	3,990	7,734
	1,803	0,9950	0,0094	0,0006	0,1101
	1,962	0,0048	0,9839	0,0003	0,0015
	4,037	0,0001	0,0007	0,9177	0,0000
	8,073	0,0542	0,0003	0,0000	0,9813

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.28: Propriedades modais após sismo na direção X.

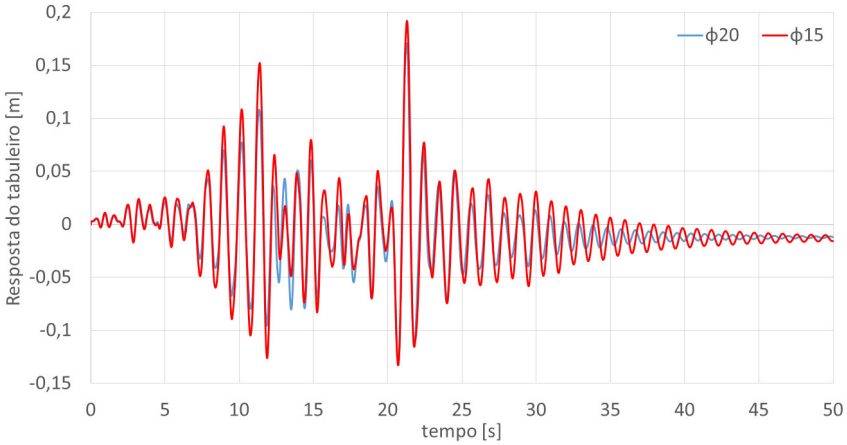
A alteração diminuta, registada nos modos verticais, está associada à incapacidade do sismo horizontal em excitar a massa do tabuleiro, na direção vertical, podendo-se concluir que este apresenta um estado de fendilhação reduzido ou quase nulo, com resposta próxima do regime elástico.

Redução do diâmetro efetivo do ferrolho na ligação pilar-tabuleiro

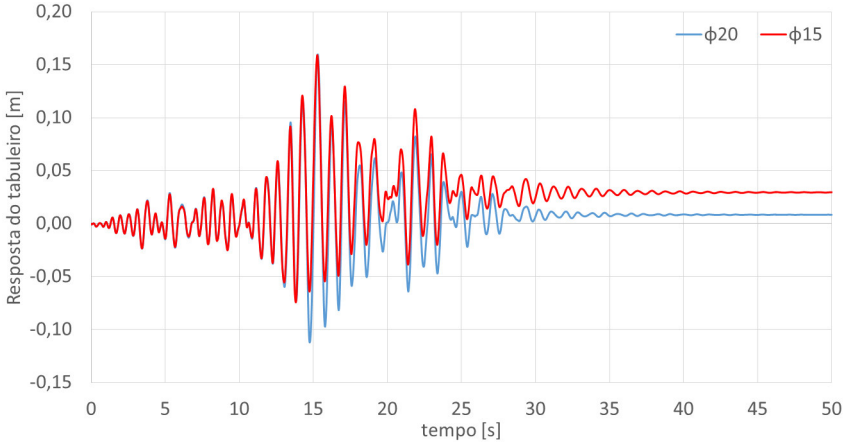
O comportamento da ligação entre o tabuleiro e os pilares, assegurada por um conjunto de ferrolhos, foi avaliado considerando o estado inicial (ϕ20) e degradado (ϕ15) destes elementos, de forma a ter em atenção os problemas inerentes à corrosão, perda de aderência ao *grout* ou falta de manutenção. A resposta dos passadiços encontra-se de acordo com a série sísmica mais desfavorável.

Resposta do tabuleiro

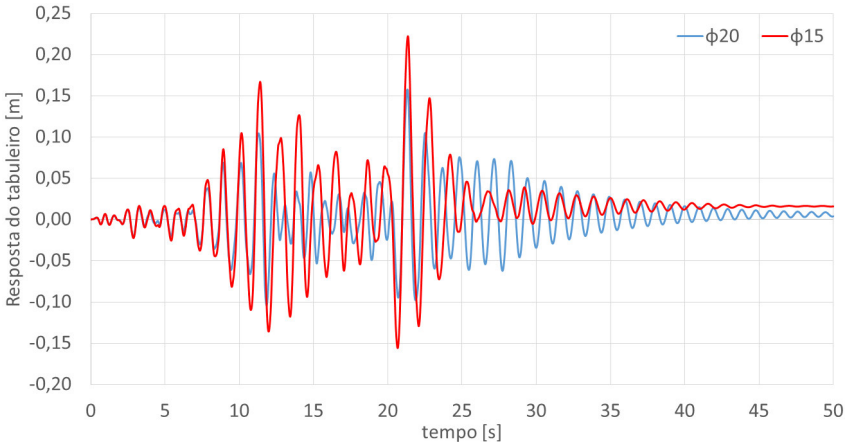
A resposta do tabuleiro, no decorrer da ação sísmica, apresenta-se na Figura 7.29.



(a) PP3141 (1 vão)



(b) PP2757 (2 vãos)

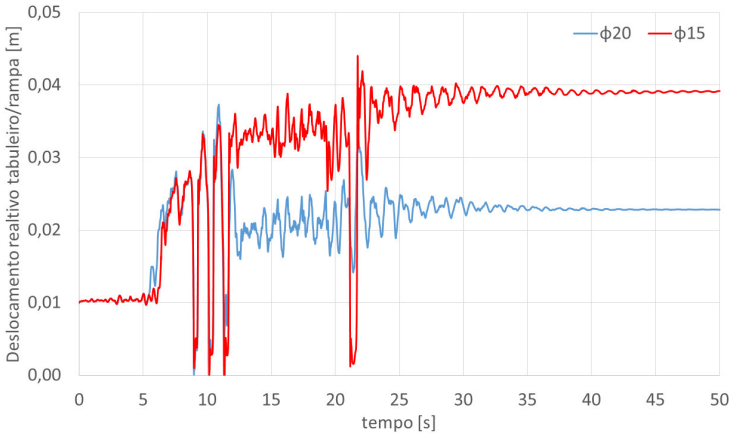


(c) PP2787 (3 vãos)

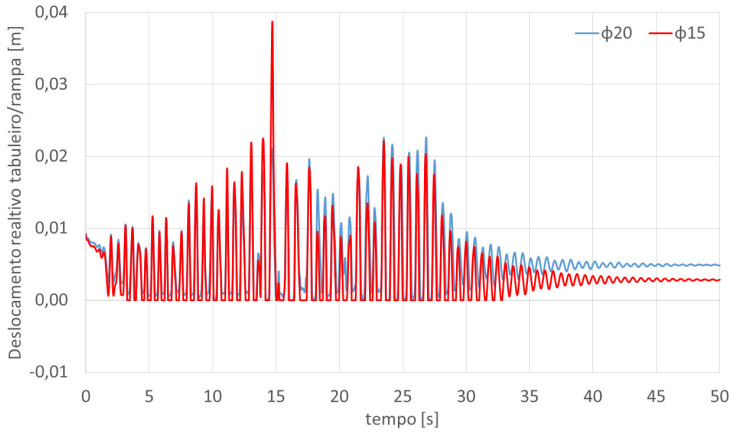
Figura 7.29: Resposta longitudinal do tabuleiro – sismo X.

Resposta no nó de ligação tabuleiro-rampa-pilar

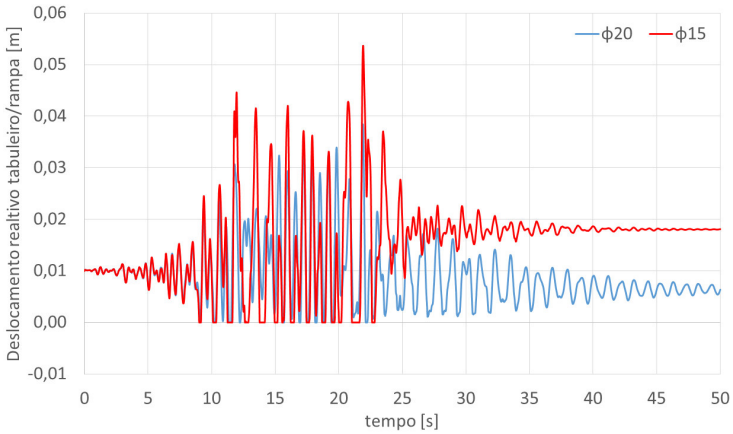
A Figura 7.30 refere-se à distância relativa entre o tabuleiro e a rampa de acesso a Sul, considerando os ferrolhos degradados na ligação pilar-tabuleiro.



(a) PP3141 (1 vão)



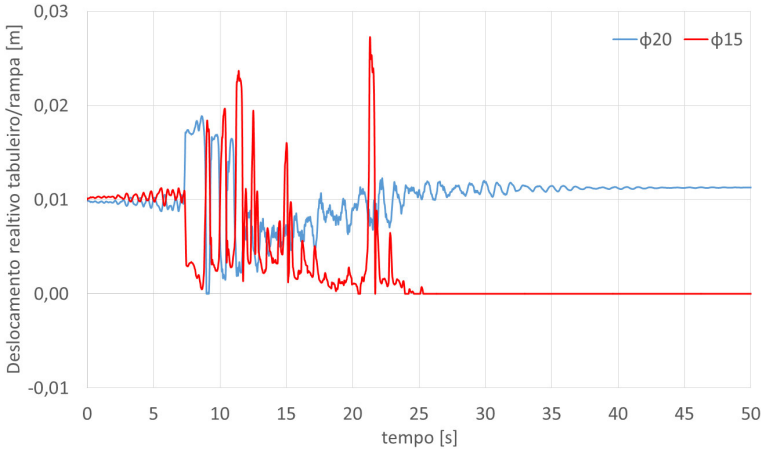
(b) PP2757 (2 vãos)



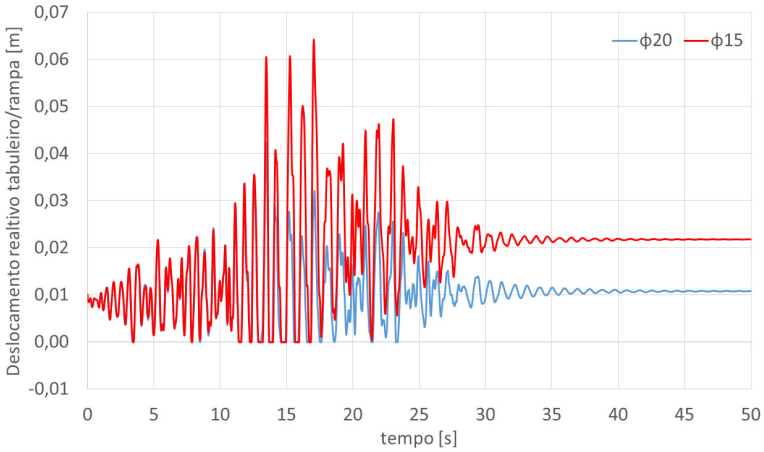
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.30: Deslocamento relativo entre o tabuleiro e rampa Sul – sismo X.

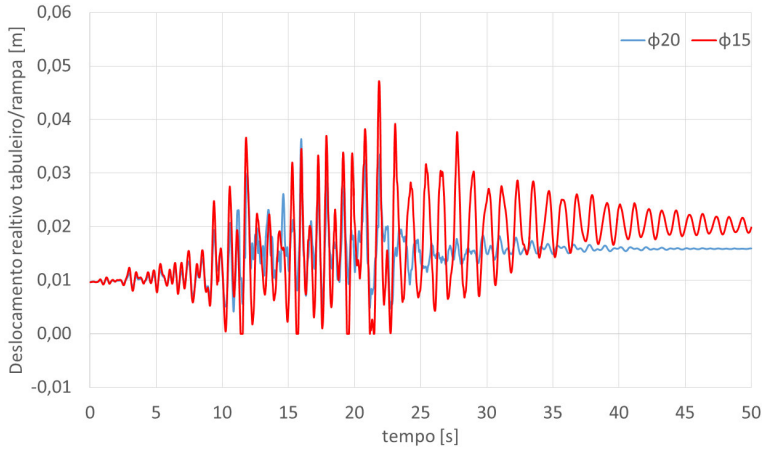
A Figura 7.31 refere-se à distância relativa entre o tabuleiro e a rampa de acesso a Norte.



(a) PP3141 (1 vão)



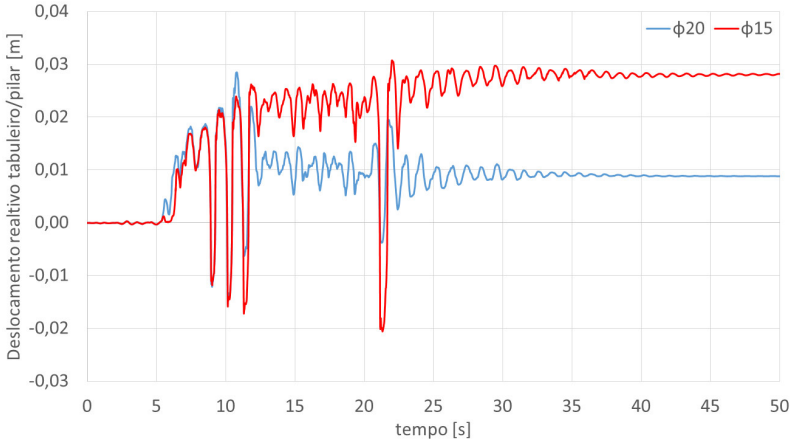
(b) PP2757 (2 vãos)



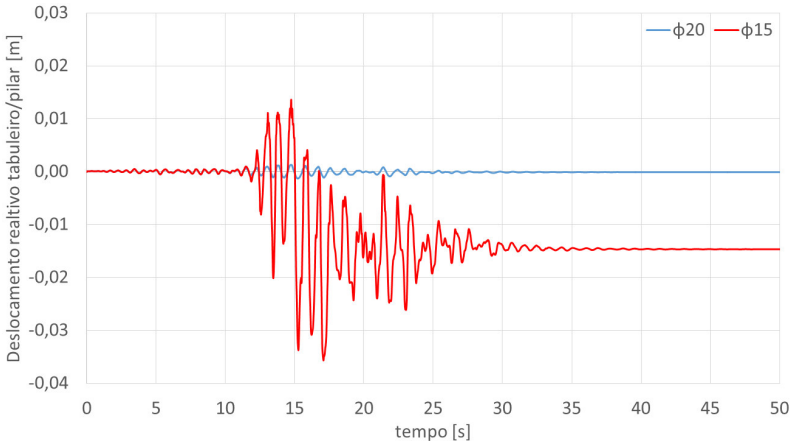
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.31: Deslocamento relativo entre o tabuleiro e rampa Norte – sismo X.

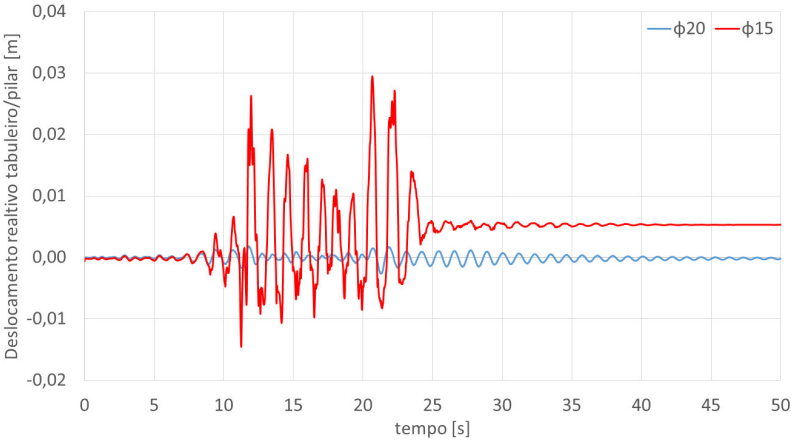
Na Figura 7.32 observa-se o deslocamento relativo da ligação pilar-tabuleiro.



(a) PP3141 (1 vão)



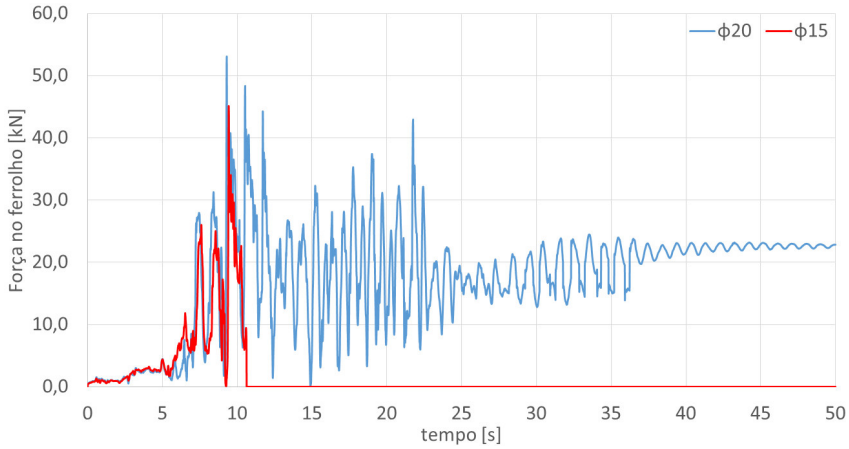
(b) PP2757 (2 vãos)



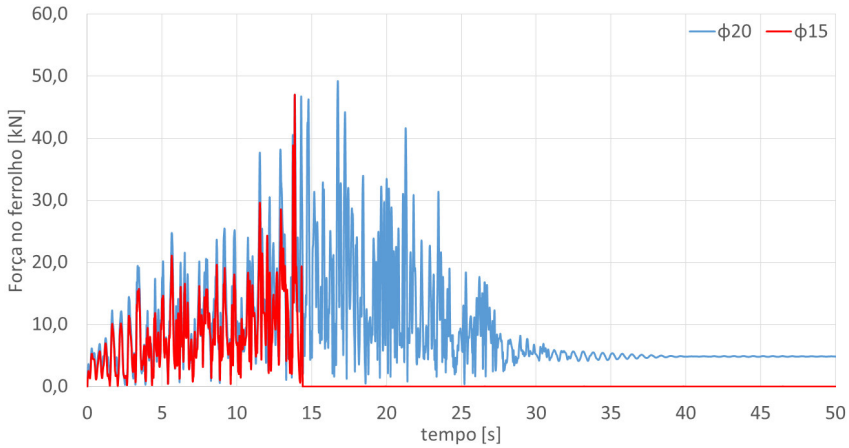
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.32: Deslocamento relativo entre a ligação pilar-tabuleiro – sismo X.

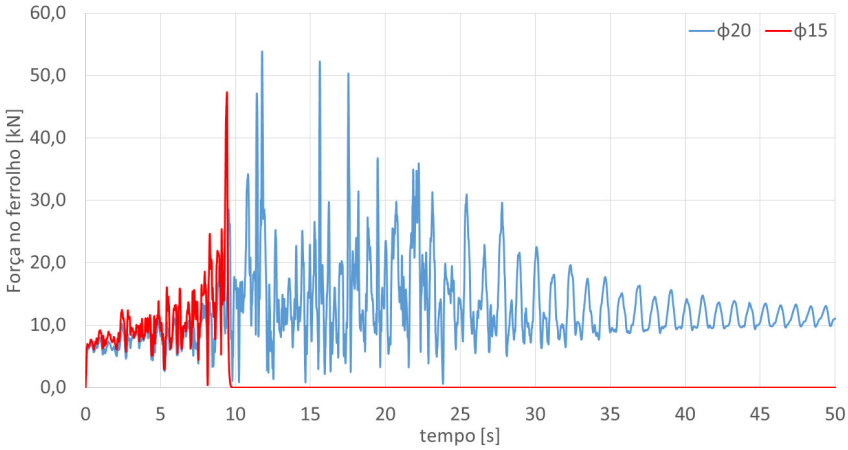
Na Figura 7.33 observa-se a força de corte no ferrolho mais esforçado da ligação pilar-tabuleiro, verificando-se a rotura do mesmo para um diâmetro inferior (ϕ15).



(a) PP3141 (1 vão)



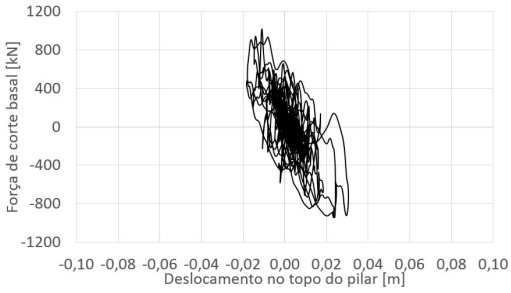
(b) PP2757 (2 vãos)



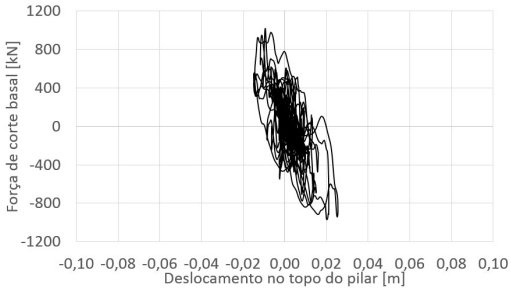
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.33: Força de corte no ferrolho da ligação pilar-tabuleiro – sismo X.

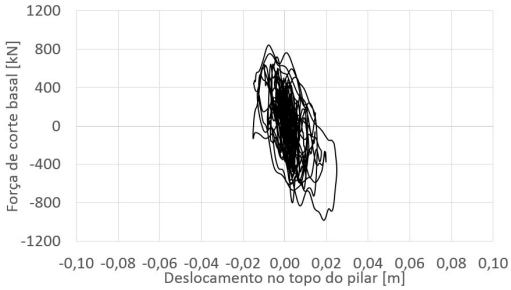
A Figura 7.34 ilustra a dissipação de energia por parte do pilar, considerando o estado inicial e degradado do ferrolho.



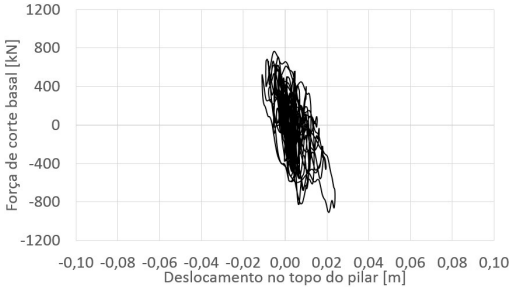
(a) PP3141 (1 vão) - ferrolho ϕ20



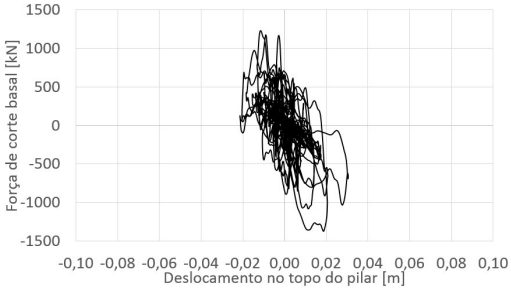
(b) PP3141 (1 vão) - ferrolho ϕ15



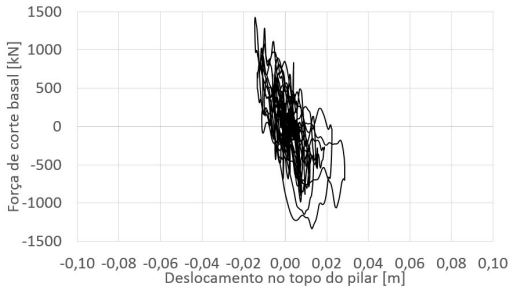
(c) PP2757 (2 vãos) - ferrolho ϕ20



(d) PP2787 (3 vãos) - ferrolho ϕ15



(e) PP2757 (2 vãos) - ferrolho ϕ20



(f) PP2787 (3 vãos) - ferrolho ϕ15

Figura 7.34: Curva histerese dos passadiços – sismo X.

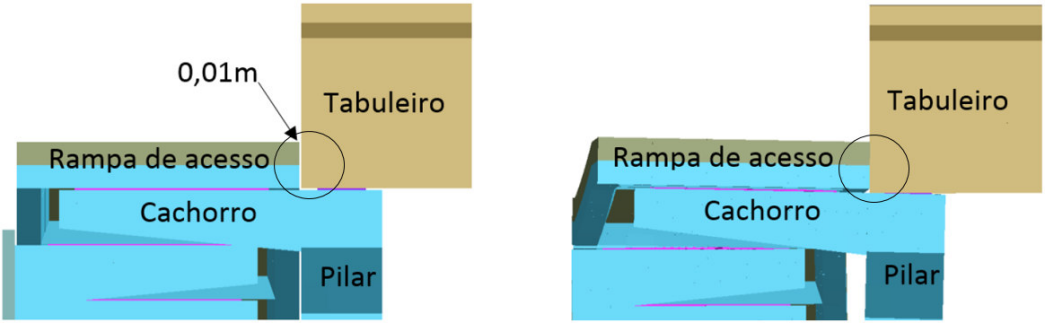
A resposta global do tabuleiro dos passadiços, ilustrada na Figura 7.29, apresenta deslocamentos máximos da mesma ordem de grandeza. Observa-se para a PP3141 e PP2787, dois picos de amplitude máxima de resposta, no intervalo de 10 a 15 s e 20 a 25 s, e para a PP2757, entre 10 a 20s. A semelhança da resposta dos passadiços de um e três vãos, deve-se essencialmente à simetria dos elementos estruturais do tabuleiro e das rampas de acesso.

O estudo paramétrico realizado ao diâmetro efetivo do ferrolho, permitiu aferir para um eventual estado de degradação (ϕ15), maiores deslocamentos do tabuleiro nos picos de resposta máxima de ambos os passadiços e deslocamentos residuais superiores. Este efeito, deve-se principalmente à redução da secção transversal do varão, que origina a perda de rigidez na ligação, promovendo a acumulação de deslocamentos residuais.

A partir da análise das configurações deformadas obtidas nos modelos numéricos, foi possível detetar o contacto entre as rampas de acesso e o tabuleiro, como se ilustra na Figura 7.35. Estes resultados foram confirmados através da análise de resposta em deslocamentos relativos ao conjunto tabuleiro-rampa, Figuras 7.30 e 7.31, verificando-se o movimento inicial do conjunto em torno da posição inicial (0.01 m) e o contacto para instantes em que o deslocamento é nulo. Observa-se também, nos picos de excitação máxima, uma disparidade de deslocamentos relativos entre os elementos, sendo estes atenuados ou praticamente inexistentes na presença de ferrolhos ϕ20.

Assim, a rotura local da ligação pilar-tabuleiro não põe em risco o colapso progressivo da estrutura, para um sismo a atuar na direção principal X, visto que as rampas constrangiam os deslocamentos longitudinais do tabuleiro, assemelhando-se nesta direção, o comportamento dos passadiços ao de um pórtico contraventado.

Deste ponto de vista, será necessário adotar uma medida de reforço entre o tabuleiro e a rampa, de forma a minimizar os danos entre os dois elementos.



(a) Posição inicial (b) Posição de contacto

Figura 7.35: Exemplo do contacto entre as rampas de acesso e o tabuleiro.

Relativamente à ligação pilar-tabuleiro, o eventual estado de corrosão do ferrolho (ϕ15), aumenta substancialmente os deslocamentos relativos entre o topo do pilar e a base do tabuleiro, como evidenciado na Figura 7.32, uma vez que a ligação é mais flexível e permite acomodar maiores deslocamentos. É também possível identificar, através da diminuição em 25% da secção efetiva dos ferrolhos, a rotura local de alguns destes elementos a partir dos picos de excitação mais condicionantes para cada passadiço, conforme presente na Figura 7.33.

A curva histerese, presente na Figura 7.34, permite verificar uma resposta aproximadamente elástica do pilar, sendo no entanto visível uma ligeira diminuição da capacidade de dissipação do pilar para a ligação degradada. Como os deslocamentos sofridos pelo tabuleiro não são apenas transmitidos para o pilar por intermédio dos ferrolhos – onde se formaram rotulas plásticas e inclusive alguma rotura para ϕ15 – mas também pelo contacto com as rampas, a curva histerese dos pilares não é muito influenciada.

Conclui-se que não ocorre o descalçamento do tabuleiro para a ação sísmica regulamentar com direção principal em X. Devido ao efeito de constrangimento lateral das rampas, os deslocamentos máximos desenvolvidos entre a base do tabuleiro e o pilar são inferiores às dimensões em planta do capitel.

7.4.2 Resposta estrutural para ação sísmica na direção Y

Na presente secção, avalia-se o comportamento global dos passadiços e a ligação pilar-tabuleiro, considerando a combinação sísmica horizontal, a atuar na direção principal Y (0.3X + Y).

A ação sísmica foi imposta aos passadiços através de cinco séries de acelerações, tendo-se verificado, a partir da Figura 7.37, o efeito mais desfavorável da série 4, 1 e 2, na resposta transversal dos passadiços PP3141, PP2757 e PP2787, respetivamente.

Observa-se na Figura 7.36, as caraterísticas modais das passagens, após a atividade sísmica com direção principal Y, registando-se alterações mais significativas, na ordem dos 40-55 %, para o modo transversal, uma vez que a estrutura é sobretudo solicitada nessa direção.

Estrutura após sismo 30X + 100Y

Intacta	f [Hz]	1,249	1,694	2,921
	1,901	0,9989	0,0618	0,1802
	2,620	0,0587	0,9931	0,0037
	3,044	0,1890	0,0032	0,9921

(a) PP3141 (1 vão)

Estrutura após sismo 30X + 100Y

Intacta	f [Hz]	1,533	1,654	3,941	7,616
	2,243	0,9276	0,0423	0,0003	0,0021
	2,358	0,0459	0,9514	0,0028	0,0042
	3,935	0,0003	0,0000	0,9554	0,0000
	7,666	0,0022	0,0046	0,0002	0,9999

(b) PP2757 (2 vãos)

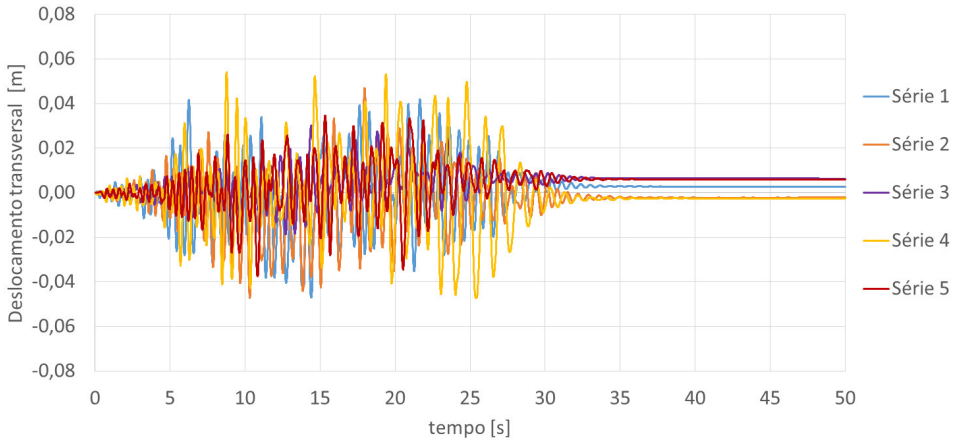
Estrutura após sismo 30X + 100Y

Intacta	f [Hz]	1,207	1,290	3,893	7,923
	1,803	0,9571	0,0172	0,0125	0,0442
	1,962	0,0620	0,9656	0,0002	0,0067
	4,037	0,0005	0,0197	0,8493	0,0001
	8,073	0,0363	0,0131	0,0013	0,9991

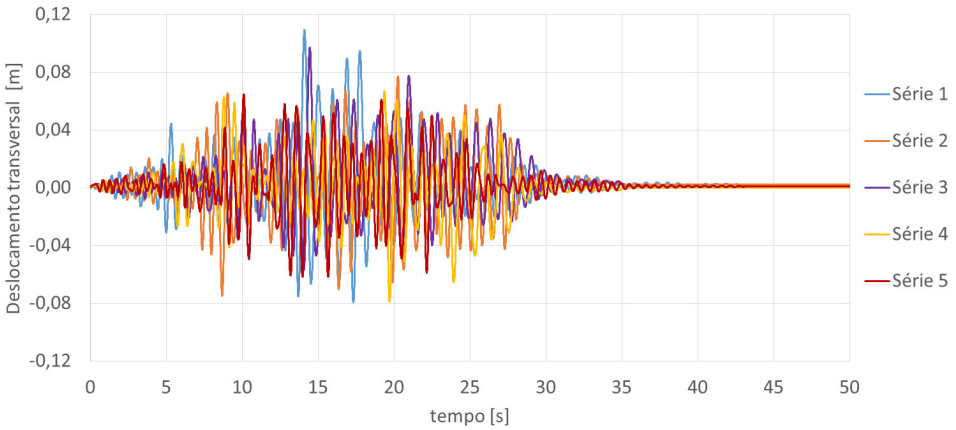
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.36: Propriedades modais após sismo na direção Y.

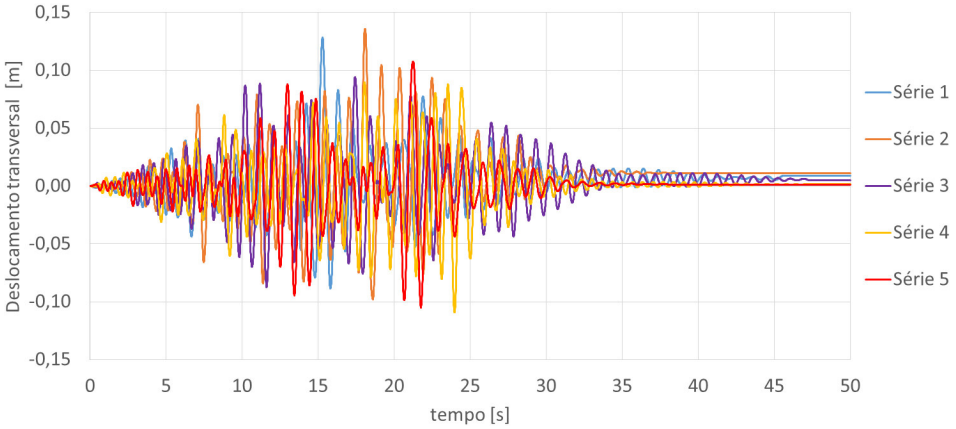
Os danos induzidos à estrutura pela ação sísmica Y, revelaram-se, de um modo geral, inferiores àqueles que resultam de um sismo em X, dado que, a força proporcionada por este sismo, é exercida principalmente na direção em que os elementos verticais apresentam maior resistência.



(a) PP3141 (1 vão)



(b) PP2757 (2 vãos)



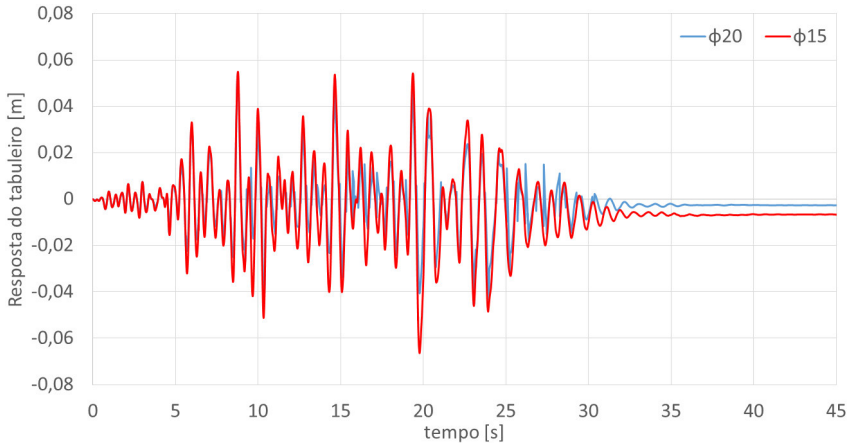
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.37: Resposta transversal do tabuleiro em função das séries geradas.

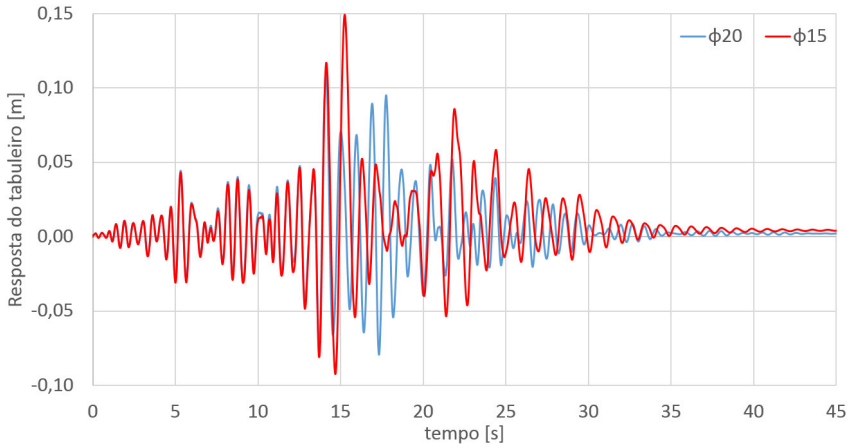
De forma análoga ao estudo da ligação pilar-tabuleiro, realizado na secção 7.4.2, para um sismo X, apresenta-se de seguida os resultados obtidos para a ação sísmica Y.

Resposta do tabuleiro

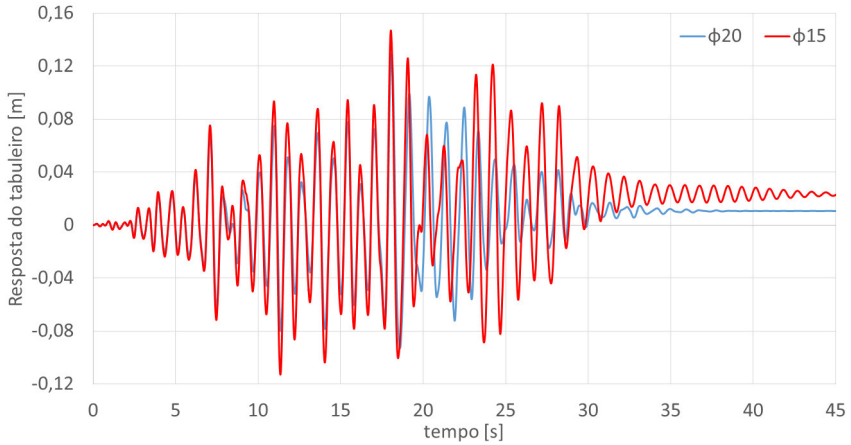
A resposta do tabuleiro durante ação sísmica em Y apresenta-se na Figura 7.38.



(a) PP3141 (1 vão)



(b) PP2757 (2 vãos)

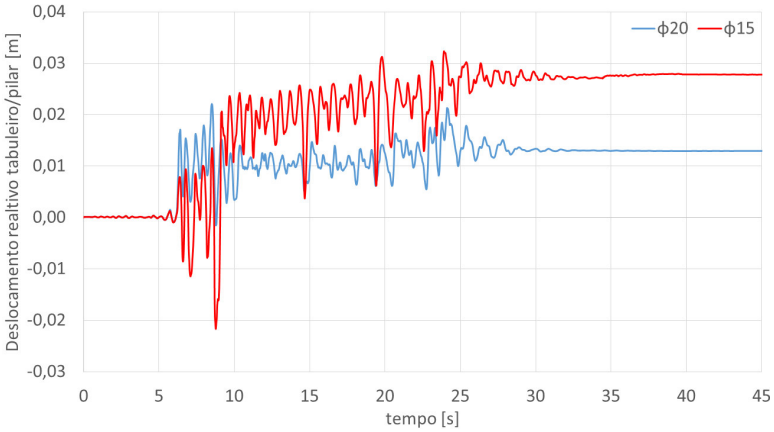


(c) PP2787 (3 vãos)

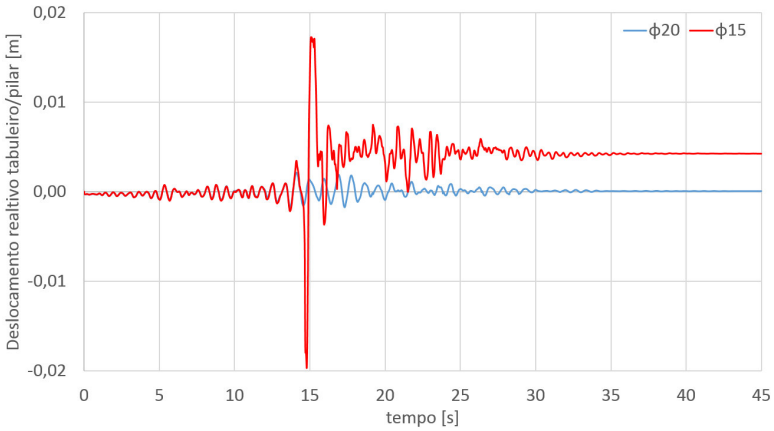
Figura 7.38: Resposta longitudinal do tabuleiro – sismo Y.

Resposta da ligação tabuleiro-pilar

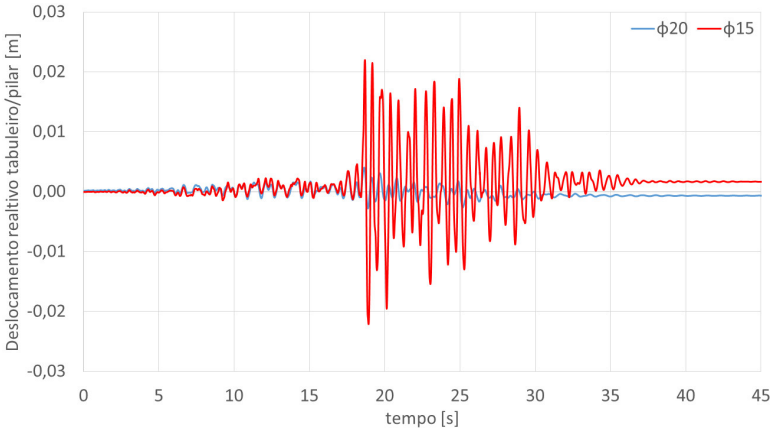
Na Figura 7.39 observa-se o deslocamento relativo da ligação pilar-tabuleiro para a combinação sísmica em Y.



(a) PP3141 (1 vão)



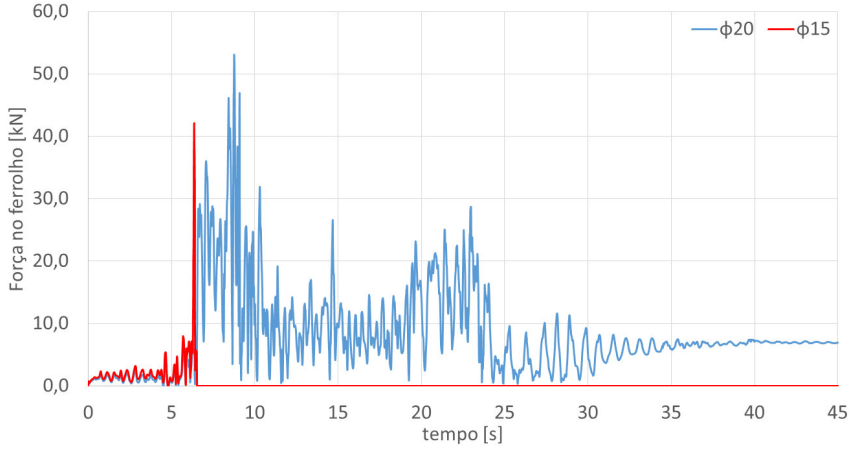
(b) PP2757 (2 vãos)



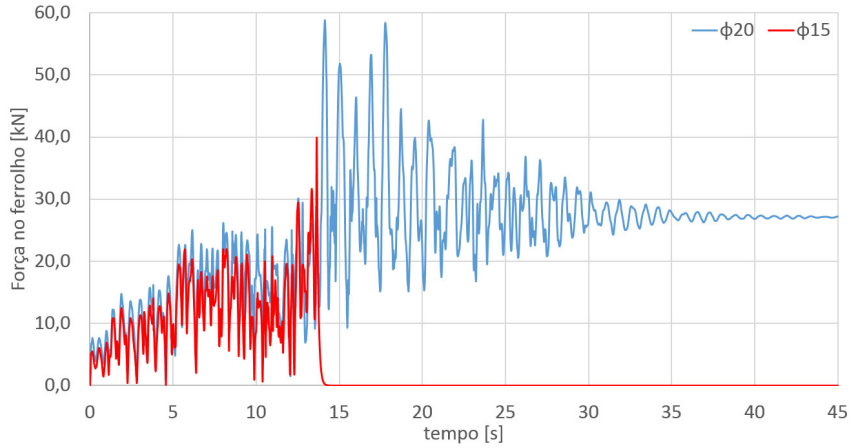
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.39: Deslocamento relativo entre a ligação pilar-tabuleiro – sismo Y.

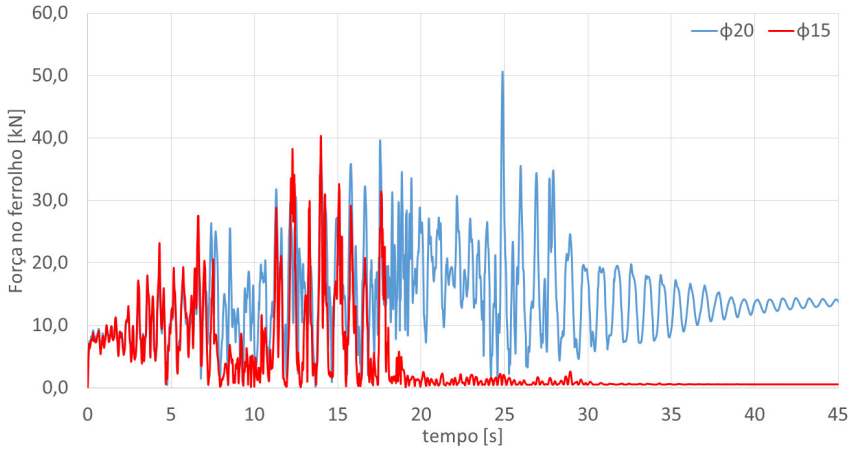
A Figura 7.40 ilustra a força de corte no ferrolho mais esforçado da ligação pilar-tabuleiro, solicitada pela ação sísmica em Y, verificando-se a rotura para ϕ15.



(a) PP3141 (1 vão)



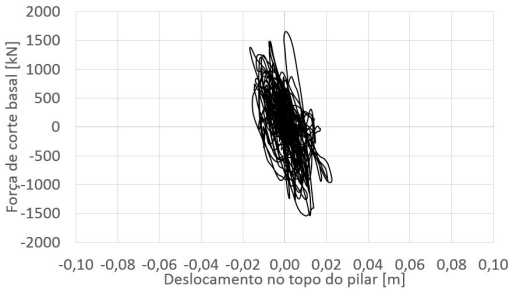
(b) PP2757 (2 vãos)



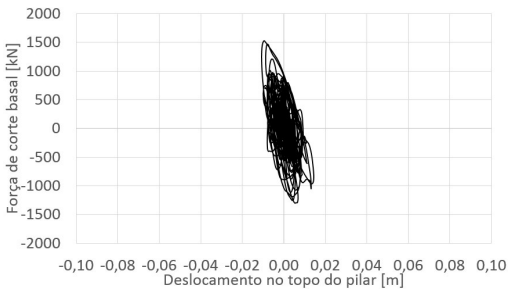
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.40: Força de corte no ferrolho da ligação pilar-tabuleiro – sismo Y.

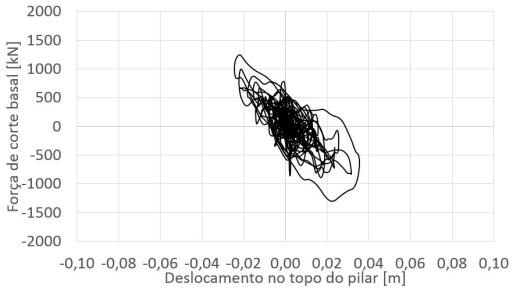
Pela Figura 7.41 verifica-se a dissipação de energia proporcionada pela cedência dos elementos.



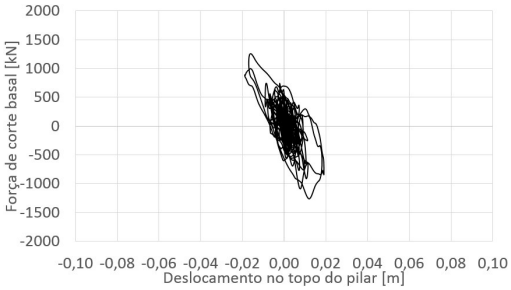
(a) PP3141 (1 vão) - ferrolho ϕ20



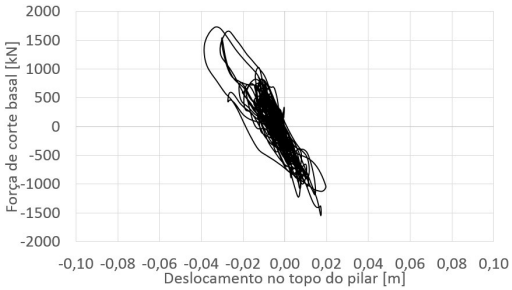
(b) PP3141 (1 vão) - ferrolho ϕ15



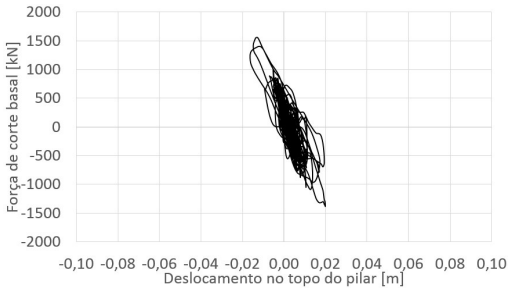
(c) PP2757 (2 vãos) - ferrolho ϕ20



(d) PP2757 (2 vãos) - ferrolho ϕ15



(e) PP2787 (3 vãos) - ferrolho ϕ20



(f) PP2787 (3 vãos) - ferrolho ϕ15

Figura 7.41: Curva histerese dos passadiços – sismo Y.

A análise da resposta global do tabuleiro, Figura 7.38, permite identificar para a PP3141, deslocamentos inferiores aos obtidos anteriormente para a ação sísmica X. Por outro lado, os deslocamentos transversais da PP2757 e PP2787, apesar de menores, são mais próximos dos valores obtidos para um sismo em X, visto que os dois passadiços apresentam frequências idênticas nas duas direções ortogonais.

Observam-se na Figura 7.39, os deslocamentos relativos da ligação pilar-tabuleiro onde se destaca valores superiores para a PP3141. Considerando o estado degradado do ferrolho (ϕ15), identifica-se uma disparidade na resposta para os picos de excitação máxima, bem como deslocamentos residuais mais elevados após a conclusão do evento sísmico.

Constata-se, na presença de varões ϕ15, forças de corte basal ligeiramente inferiores. Este resultado é plausível na medida em que ocorre a rotura de alguns ferrolhos, Figura 7.40, deixando estes de transmitir as forças sísmicas aos pilares principais.

Durante a atividade sísmica em Y verifica-se o comportamento dos pilares próximo do regime elástico, Figura 7.41. No entanto, para ferrolhos ϕ20, constata-se uma maior dissipação de energia no pilar, uma vez que estes ainda têm capacidade de transmitir algumas deformações a que o tabuleiro se encontra sujeito. Por outro lado, a redução da secção para ϕ15, origina a precoce formação de rotulas plásticas nos ferrolhos e maior dissipação de energia na zona de interface da ligação, impedindo assim que grande parte das deformações sofridas pelo tabuleiro, sejam impostas ao pilar.

7.4.3 Resposta estrutural para ação sísmica em "cascata"

A presente secção, pretende avaliar o comportamento do passadiço face a eventuais réplicas e sismos premonitórios, que possam acompanhar a ação sísmica principal. Estes efeitos foram tidos em conta considerando o percentil de 60% do sismo principal, a atuar na direção X, com duração total de 100 s, conforme se ilustra na Figura 7.42.

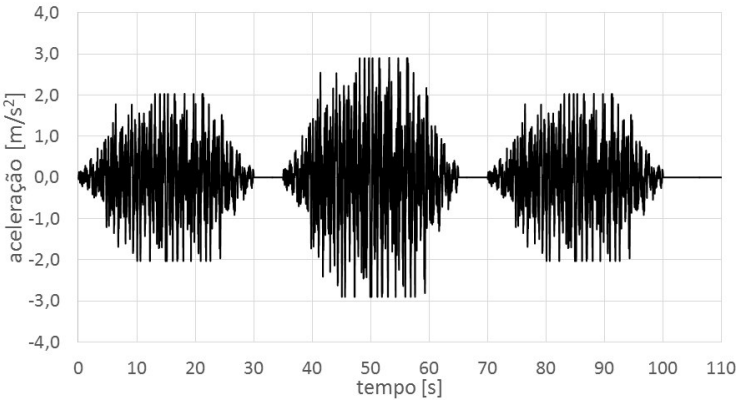


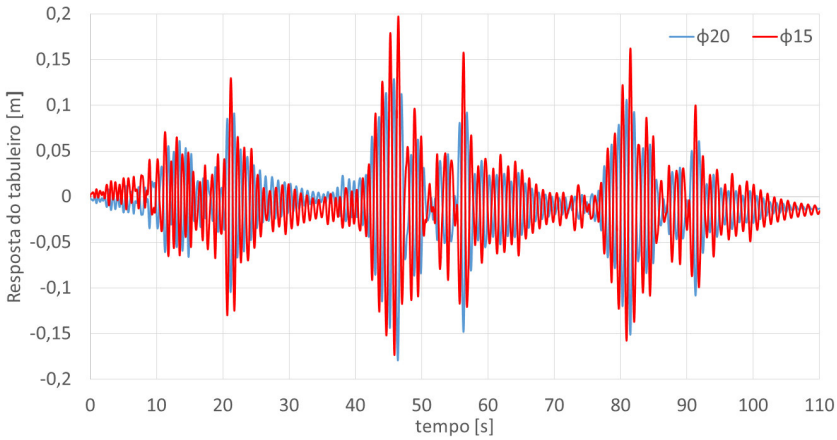
Figura 7.42: Ação sísmica em X com abalos premonitórios e réplicas – série 1.

Identifica-se em geral, com a presença de uma ação deste tipo, maiores deslocamentos absolutos no tabuleiro, principalmente para ferrolhos ϕ15, como é visivel na Figura 7.43.

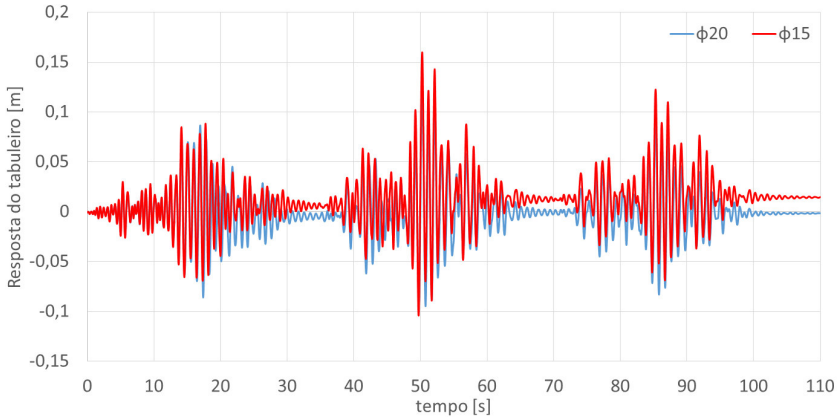
A resposta entre as rampas e o tabuleiro, Figura 7.44 e 7.45, evidencia deslocamentos relativos superiores, face aos anteriores para um sismo X. Estes resultados demonstram que, após um sismo preliminar, alguns elementos estruturais ficam sujeitos a deformações irreversíveis, nomeadamente os ferrolhos, e portanto, quando sujeitos à ação sísmica principal, acumulam esses valores residuais. O mesmo ocorre na ligação pilar-tabuleiro, Figura 7.46 com ênfase para ferrolhos ϕ15, onde se verifica deslocamentos consideravelmente superiores.

Resposta do tabuleiro

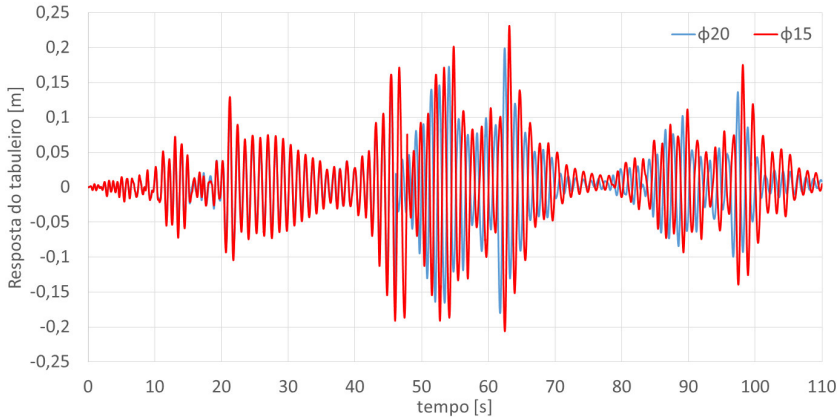
A resposta do tabuleiro para a ação sísmica (t=100s) apresenta-se na Figura 7.43.



(a) PP3141 (1 vão)



(b) PP2757 (2 vãos)

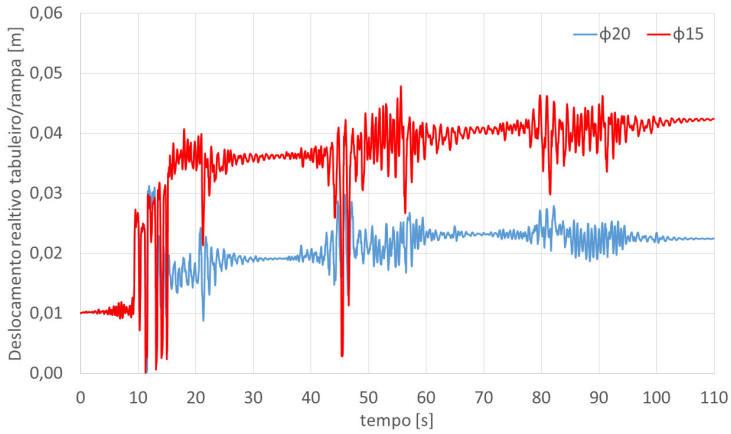


(c) PP2787 (3 vãos)

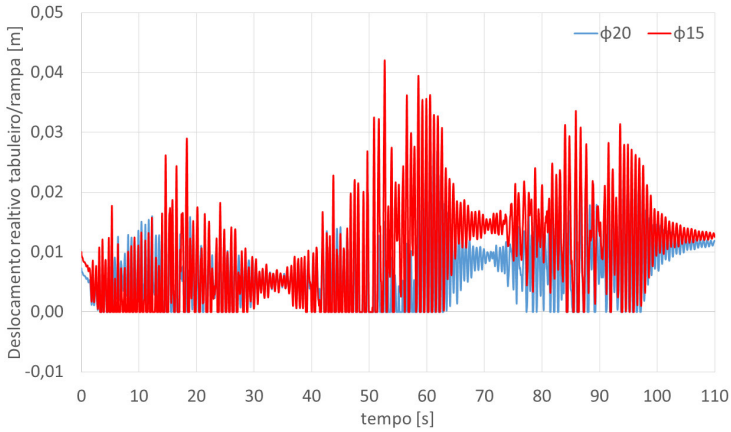
Figura 7.43: Resposta do tabuleiro para a combinação sísmica X (t=100s).

Resposta no nó de ligação tabuleiro-rampa-pilar

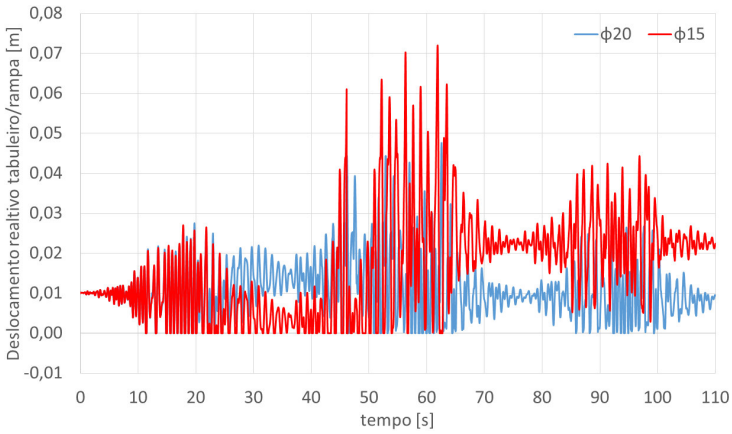
A Figura 7.44 refere-se à distância relativa entre o tabuleiro e a rampa de acesso a Sul.



(a) PP3141 (1 vão)



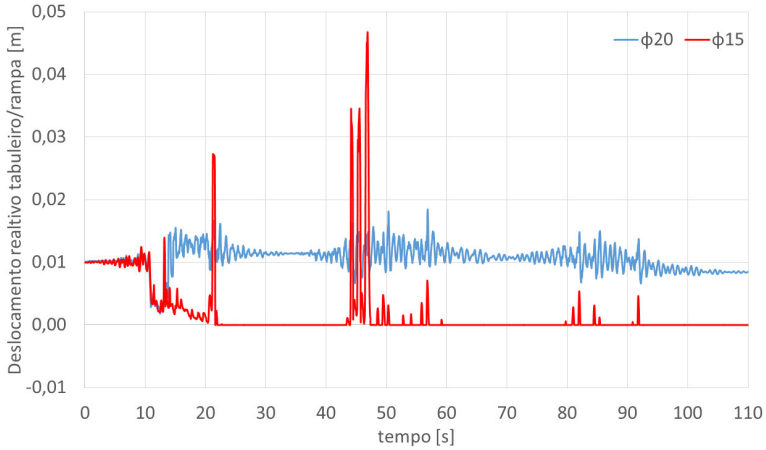
(b) PP2757 (2 vãos)



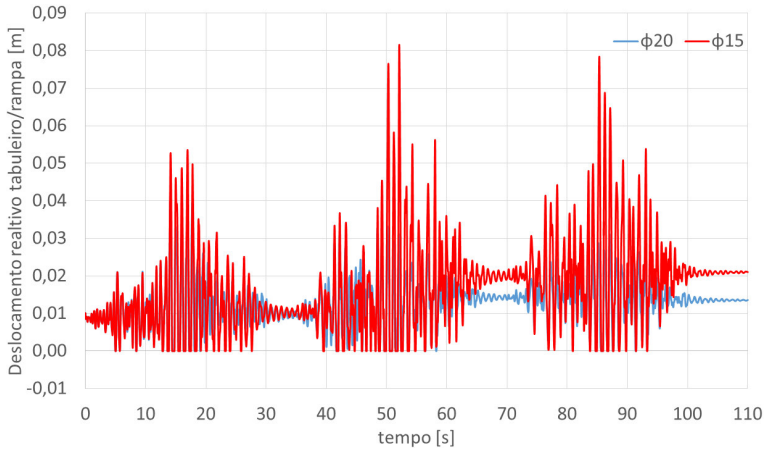
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.44: Deslocamento relativo entre o tabuleiro-rampa Sul (t=100s).

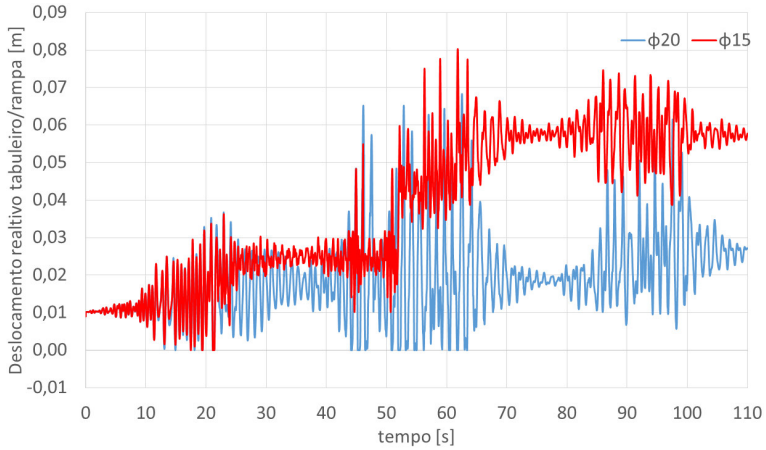
A Figura 7.45 refere-se à distância relativa entre o tabuleiro e a rampa de acesso a Norte.



(a) PP3141 (1 vão)



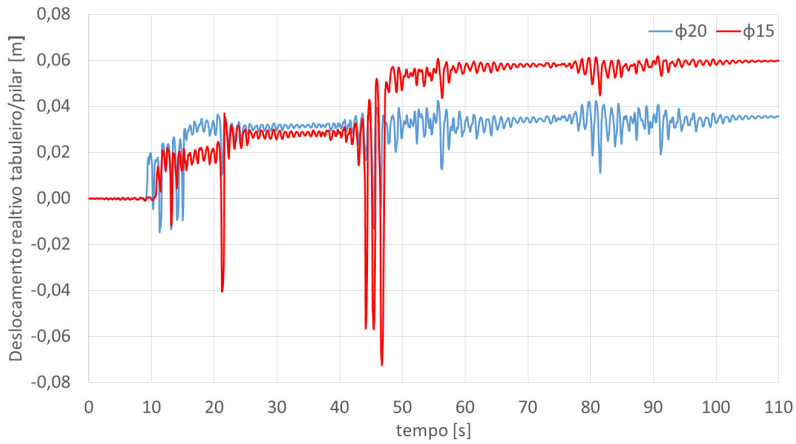
(b) PP2757 (2 vãos)



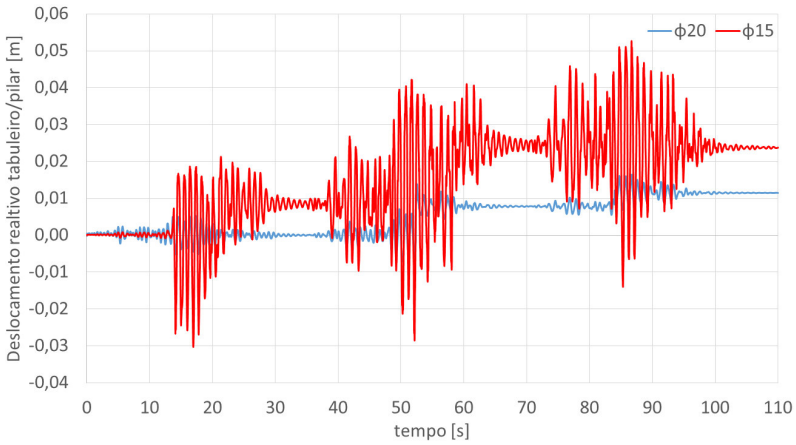
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.45: Deslocamento relativo entre o tabuleiro-rampa Norte (t=100s).

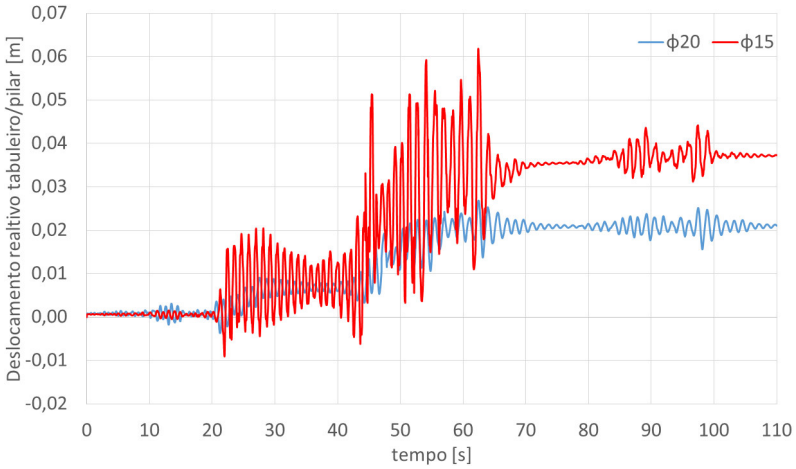
Na Figura 7.46 observa-se o deslocamento relativo da ligação pilar-tabuleiro.



(a) PP3141 (1 vão)



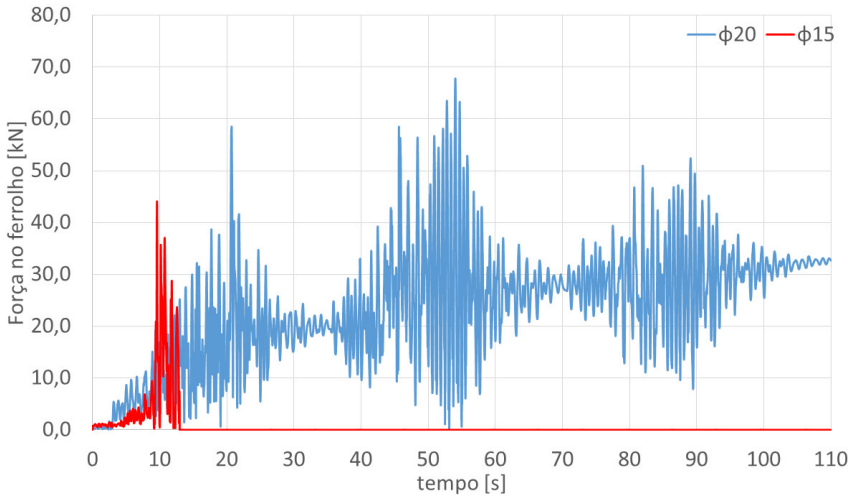
(b) PP2757 (2 vãos)



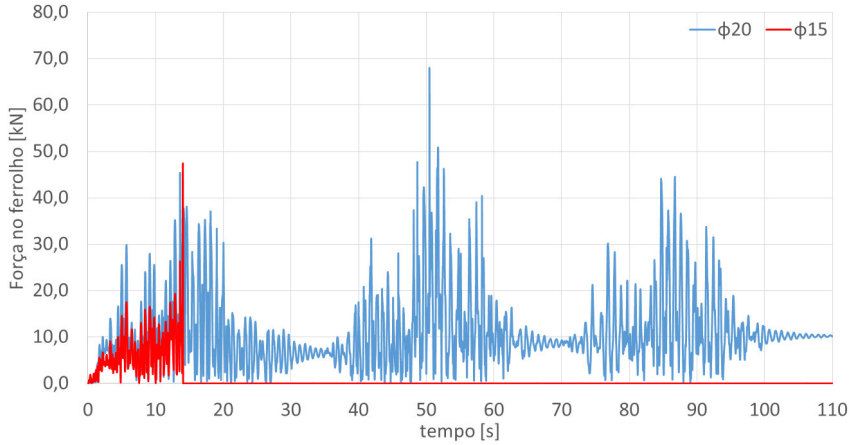
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.46: Deslocamento relativo entre a ligação pilar-tabuleiro (t=100s).

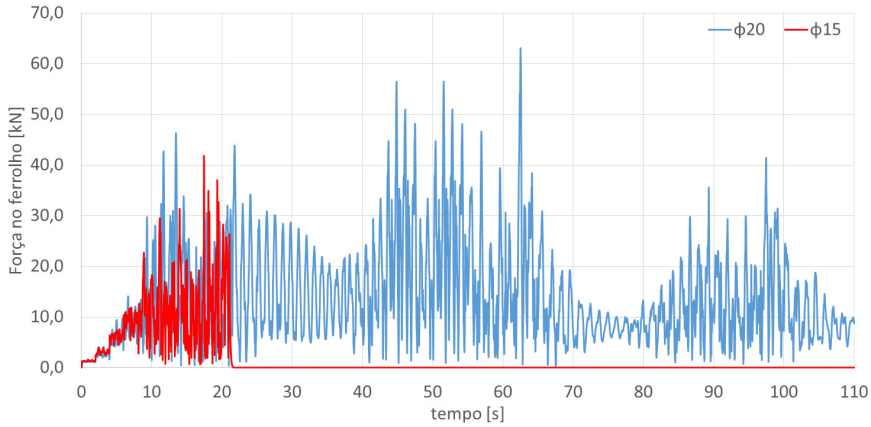
Na Figura 7.47 observa-se a força de corte no ferrolho mais esforçado da ligação pilar-tabuleiro, verificando-se a rotura do mesmo para um diâmetro inferior (ϕ15).



(a) PP3141 (1 vão)



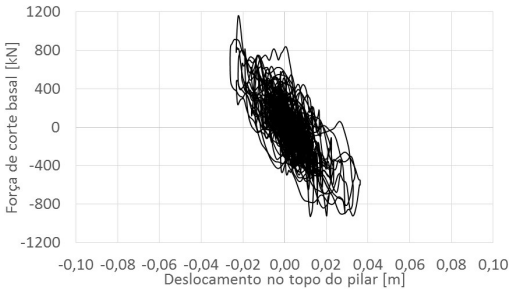
(b) PP2757 (2 vãos)



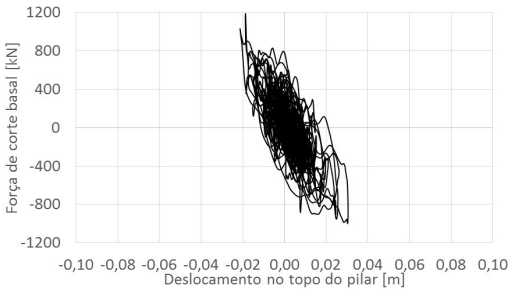
(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.47: Força de corte no ferrolho para sismo em X (t=100s).

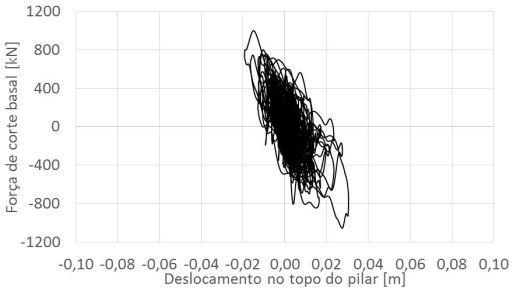
A Figura 7.48 apresenta a curva histerese do pilar.



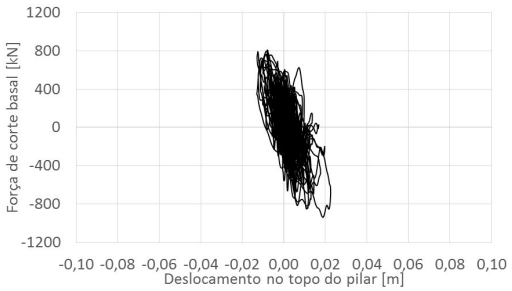
(a) PP3141 (1 vão) - ferrolho ϕ20



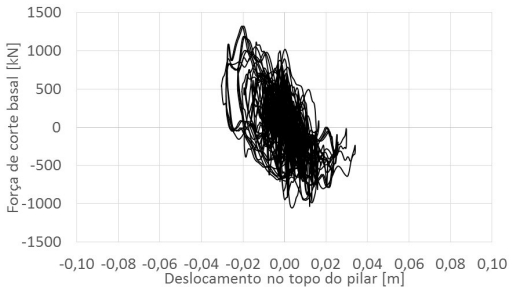
(b) PP3141 (1 vão) - ferrolho ϕ15



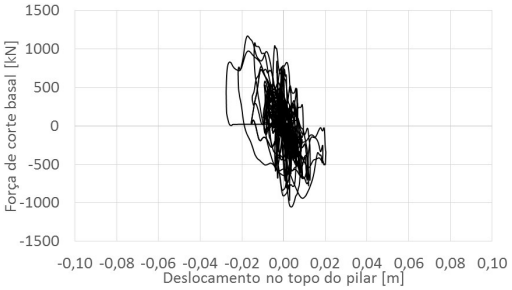
(c) PP2757 (2 vãos) - ferrolho ϕ20



(d) PP2787 (3 vãos) - ferrolho ϕ15



(e) PP2757 (2 vãos) - ferrolho ϕ20



(f) PP2787 (3 vãos) - ferrolho ϕ15

Figura 7.48: Curva histerese dos passadiços para sismo em X (t=100s).

Os ferrolhos ϕ20, perante uma ação deste tipo, apresentam forças de corte superiores em virtude do aumento de deslocamentos entre o pilar e o tabuleiro, sem no entanto se verificar a rotura dos mesmos, como ilustrado na Figura 7.47. Contudo, a plastificação destes varões é responsável pela maior parte da dissipação de energia na zona da interface, verificando-se o comportamento do pilar próximo do regime elástico, Figura 7.48.

Posto isto, na presença de uma ação sísmica regulamentar, com respetivos abalos preliminares e réplicas, não se verifica o perigo iminente de “descalçamento dos apoios”, na medida em que os deslocamentos desenvolvidos na interface de ligação pilar-tabuleiro são inferiores às dimensões em planta do capitel (0.50 m x 2.40 m).

7.5 Análise sísmica das estruturas danificadas

Para se efetuarem medidas de reforço e reabilitação dos passadiços após a actividade sísmica, é de elevada importância conhecer as condições em que as obras se encontram após a atividade sísmica, de modo a atuar eficazmente e garantir condições de segurança e funcionalidade, após as intervenções.

Pretende-se de seguida, identificar quais os danos impostos à estrutura na secção 7.2, que comprometem o seu comportamento pós sismo. Para tal, considerou-se o sismo regulamentar com direção X, por apresentar efeito mais devastador para a solução estrutural.

Após sismo - menos 1 cabo PE

Intacta	f [Hz]	1,139	1,939	2,959
	1,901	0,9999	0,0009	0,0000
	2,620	0,0596	0,9546	0,0000
	3,044	0,0401	0,0055	0,9482

(a) PP3141 (1 vão)

Após sismo - menos 1 cabo PE

Intacta	f [Hz]	1,059	1,535	3,814	7,436
	2,243	0,9944	0,0098	0,0005	0,0000
	2,358	0,0110	0,9779	0,0022	0,0000
	3,935	0,0000	0,0000	0,9235	0,0002
	7,666	0,0026	0,0043	0,0001	0,9789

(b) PP2757 (2 vãos)

Após sismo - menos 1 cabo PE

Intacta	f [Hz]	1,082	1,618	3,986	7,669
	1,803	0,9950	0,0175	0,0013	0,0045
	1,962	0,0086	0,9488	0,0001	0,0000
	4,037	0,0006	0,0030	0,8708	0,0000
	8,073	0,0007	0,0000	0,0004	0,9579

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.49: Características modais dos passadiços com menos um cabo de PE.

Após sismo - 10% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	1,131	1,918	2,953
	1,901	0,9998	0,0072	0,0000
	2,620	0,0550	0,9775	0,0000
	3,044	0,0540	0,0057	0,9289

(a) PP3141 (1 vão)

Após sismo - 10% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	1,057	1,523	3,809	7,431
	2,243	0,9923	0,0044	0,0000	0,0001
	2,358	0,0011	0,9797	0,0004	0,0000
	3,935	0,0001	0,0003	0,9210	0,0002
	7,666	0,0020	0,0045	0,0000	0,9703

(b) PP2757 (2 vãos)

Após sismo - 10% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	1,079	1,613	3,984	7,657
	1,803	0,9869	0,0062	0,0007	0,0011
	1,962	0,0187	0,9282	0,0002	0,0118
	4,037	0,0008	0,0032	0,8548	0,0003
	8,073	0,0011	0,0000	0,0005	0,9449

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.50: Características modais dos passadiços com 10% de perdas de PE.

Após sismo - 20% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	1,129	1,915	2,948
	1,901	0,9999	0,0004	0,0000
	2,620	0,0527	0,9567	0,0000
	3,044	0,0791	0,0143	0,9006

(a) PP3141 (1 vão)

Após sismo - 20% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	1,049	1,517	3,802	7,428
	2,243	0,9917	0,0046	0,0001	0,0002
	2,358	0,0011	0,9617	0,0004	0,0000
	3,935	0,0001	0,0003	0,9153	0,0001
	7,666	0,0023	0,0045	0,0000	0,9701

(b) PP2757 (2 vãos)

Após sismo - 20% perdas tensão PE

Intacta	f [Hz]	1,064	1,603	3,985	7,652
	1,803	0,9927	0,0012	0,0003	0,0040
	1,962	0,0102	0,9842	0,0002	0,0008
	4,037	0,0011	0,0030	0,8986	0,0000
	8,073	0,0015	0,0000	0,0004	0,9528

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.51: Características modais dos passadiços com 20% de perdas de PE.

Após sismo - 50% do E do betão

Intacta	f [Hz]	0,876	1,698	2,908
	1,901	0,9998	0,0140	0,0060
	2,620	0,0672	0,9710	0,0004
	3,044	0,0021	0,0000	0,9803

(a) PP3141 (1 vão)

Após sismo - 50% do E do betão

Intacta	f [Hz]	0,918	1,395	3,793	7,261
	2,243	0,9962	0,0085	0,0019	0,0006
	2,358	0,0001	0,9940	0,0007	0,0003
	3,935	0,0000	0,0002	0,9836	0,0001
	7,666	0,0012	0,0045	0,0000	0,9756

(b) PP2757 (2 vãos)

Após sismo - 50% do E do betão

Intacta	f [Hz]	0,832	1,492	3,946	7,649
	1,803	0,9613	0,0440	0,0010	0,0000
	1,962	0,0463	0,9395	0,0002	0,0004
	4,037	0,0002	0,0001	0,9726	0,0003
	8,073	0,0014	0,0015	0,0002	0,9019

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.52: Características modais dos passadiços com 50% do E do betão.

Após sismo - ligação pilar/tabuleiro com ϕ15

Intacta	f [Hz]	1,066	1,875	2,984
	1,901	0,9943	0,0971	0,0037
	2,620	0,0028	0,8904	0,0000
	3,044	0,0021	0,0023	0,9948

(a) PP3141 (1 vão)

Após sismo - ligação pilar/tabuleiro com ϕ15

Intacta	f [Hz]	0,954	1,494	3,831	7,559
	2,243	0,9249	0,0738	0,0022	0,0030
	2,358	0,0835	0,8737	0,0645	0,0421
	3,935	0,0003	0,0365	0,9982	0,0000
	7,666	0,0171	0,0207	0,0000	0,9896

(b) PP2757 (2 vãos)

Após sismo - ligação pilar/tabuleiro com ϕ15

Intacta	f [Hz]	0,967	1,556	3,989	7,731
	1,803	0,9973	0,0005	0,0031	0,0000
	1,962	0,0024	0,9815	0,0000	0,0000
	4,037	0,0006	0,0004	0,9902	0,0140
	8,073	0,0062	0,0001	0,0008	0,8824

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.53: Características modais dos passadiços com ϕ15 entre pilar/tabuleiro.

Após sismo - ligação pilar/tabuleiro com ϕ10

Intacta	f [Hz]	0,937	1,849	2,981
	1,901	0,9939	0,0990	0,0040
	2,620	0,0024	0,8892	0,0005
	3,044	0,0021	0,0007	0,9949

(a) PP3141 (1 vão)

Após sismo - ligação pilar/tabuleiro com ϕ10

Intacta	f [Hz]	0,897	1,475	3,827	7,557
	2,243	0,9209	0,0736	0,0022	0,0002
	2,358	0,0812	0,8795	0,0646	0,0391
	3,935	0,0003	0,0365	0,9981	0,0000
	7,666	0,0096	0,0229	0,0000	0,9895

(b) PP2757 (2 vãos)

Após sismo - ligação pilar/tabuleiro com ϕ10

Intacta	f [Hz]	0,910	1,548	3,981	7,726
	1,803	0,9972	0,0007	0,0057	0,0000
	1,962	0,0024	0,9807	0,0000	0,0000
	4,037	0,0017	0,0003	0,9902	0,0125
	8,073	0,0205	0,0001	0,0003	0,8510

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.54: Características modais dos passadiços com ϕ10 entre pilar/tabuleiro.

Após sismo - ligação pilar/tabuleiro com ϕ5

Intacta	f [Hz]	0,616	1,651	2,979
	1,901	0,9940	0,1031	0,0048
	2,620	0,0023	0,8801	0,0004
	3,044	0,0016	0,0005	0,9941

(a) PP3141 (1 vão)

Após sismo - ligação pilar/tabuleiro com ϕ5

Intacta	f [Hz]	0,638	1,339	3,819	7,510
	2,243	0,9210	0,0736	0,0022	0,0003
	2,358	0,0814	0,8794	0,0646	0,0354
	3,935	0,0003	0,0365	0,9982	0,0000
	7,666	0,0125	0,0193	0,0000	0,9864

(b) PP2757 (2 vãos)

Após sismo - ligação pilar/tabuleiro com ϕ5

Intacta	f [Hz]	0,556	1,370	3,975	7,725
	1,803	0,9969	0,0009	0,0095	0,0006
	1,962	0,0026	0,9794	0,0000	0,0000
	4,037	0,0034	0,0001	0,9907	0,0097
	8,073	0,0459	0,0000	0,0000	0,8396

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.55: Características modais dos passadiços com ϕ5 entre pilar/tabuleiro.

Após sismo - ligação viga/laje com ϕ4.5

Intacta	f [Hz]	1,006	1,850	2,830
	1,901	0,9982	0,1395	0,0003
	2,620	0,0048	0,8698	0,0000
	3,044	0,0005	0,0075	0,9977

(a) PP3141 (1 vão)

Após sismo - ligação viga/laje com ϕ4.5

Intacta	f [Hz]	0,983	1,423	3,823	7,447
	2,243	0,9278	0,0742	0,0012	0,0003
	2,358	0,0829	0,8437	0,0540	0,0344
	3,935	0,0002	0,0275	0,9976	0,0000
	7,666	0,0125	0,0207	0,0000	0,9863

(b) PP2757 (2 vãos)

Após sismo - ligação viga/laje com ϕ4.5

Intacta	f [Hz]	0,985	1,490	3,971	7,595
	1,803	0,9945	0,0104	0,0006	0,0817
	1,962	0,0039	0,9848	0,0003	0,0008
	4,037	0,0001	0,0007	0,9177	0,0000
	8,073	0,0377	0,0003	0,0000	0,9829

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.56: Características modais dos passadiços com ϕ4.5 entre viga/laje.

Após sismo - ligação viga/laje com ϕ3

	f [Hz]	0,997	1,832	2,835
Intacta	1,901	0,9981	0,1406	0,0002
	2,620	0,0045	0,8698	0,0007
	3,044	0,0005	0,0041	0,9978

(a) PP3141 (1 vão)

Após sismo - ligação viga/laje com ϕ3

	f [Hz]	0,969	1,412	3,811	7,419
Intacta	2,243	0,9286	0,0795	0,0012	0,0008
	2,358	0,0744	0,8377	0,0587	0,0350
	3,935	0,0001	0,0369	0,9963	0,0000
	7,666	0,0174	0,0205	0,0000	0,9863

(b) PP2757 (2 vãos)

Após sismo - ligação viga/laje com ϕ3

	f [Hz]	0,974	1,475	3,844	7,573
Intacta	1,803	0,9947	0,0102	0,0006	0,0814
	1,962	0,0042	0,9859	0,0003	0,0013
	4,037	0,0001	0,0007	0,9177	0,0000
	8,073	0,0376	0,0002	0,0000	0,9858

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.57: Características modais dos passadiços com ϕ3 entre viga/laje.

Após sismo - ligação viga/laje com ϕ1.5

	f [Hz]	0,975	1,828	2,845
Intacta	1,901	0,9994	0,1217	0,0004
	2,620	0,0067	0,8726	0,0001
	3,044	0,0005	0,0012	0,9972

(a) PP3141 (1 vão)

Após sismo - ligação viga/laje com ϕ1.5

	f [Hz]	0,947	1,401	3,799	7,409
Intacta	2,243	0,9293	0,0795	0,0012	0,0043
	2,358	0,0740	0,8373	0,0587	0,0373
	3,935	0,0001	0,0369	0,9963	0,0000
	7,666	0,0276	0,0168	0,0000	0,9615

(b) PP2757 (2 vãos)

Após sismo - ligação viga/laje com ϕ1.5

	f [Hz]	0,961	1,453	3,839	7,580
Intacta	1,803	0,9941	0,0114	0,0006	0,0535
	1,962	0,0033	0,9868	0,0003	0,0006
	4,037	0,0001	0,0007	0,9177	0,0000
	8,073	0,0228	0,0002	0,0000	0,9878

(c) PP2787 (3 vãos)

Figura 7.58: Características modais dos passadiços com ϕ1.5 entre viga/laje.

Em suma, apresenta-se na Figura 7.59 a sensibilidade da frequência longitudinal da PP3141, dado que o efeito dos danos na frequência transversal e para os restantes passadiços é semelhante.

Os danos no pré-esforço – ausência de um cabo das vigas principais do tabuleiro e perdas 10% e 20% na força tensionada – traduziram-se em efeitos desprezáveis para a vulnerabilidade sísmica da estrutura. Estes resultados vêm confirmar que o pré-esforço, além de se comportar como uma ação estabilizadora para o nível de perdas aplicadas, não é afetado por um sismo horizontal.

A redução em 50% da elasticidade do betão, para simular a eventual fissuração (até 0,3 mm), afeta principalmente a direção longitudinal das passagens, onde o sismo atua na totalidade . A diminuição das frequências face à estrutura intacta, resulta do passadiço quando solicitado apresentar inicialmente alguma fissuração, sendo a resposta ao sismo para o estado fendilhado das secções.

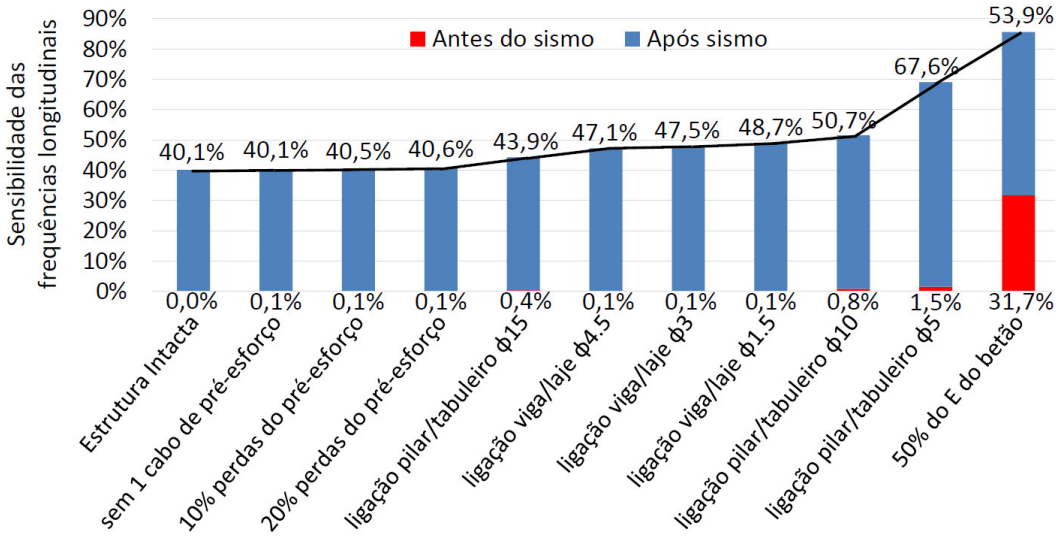


Figura 7.59: Sensibilidade da frequência longitudinal da PP3141.

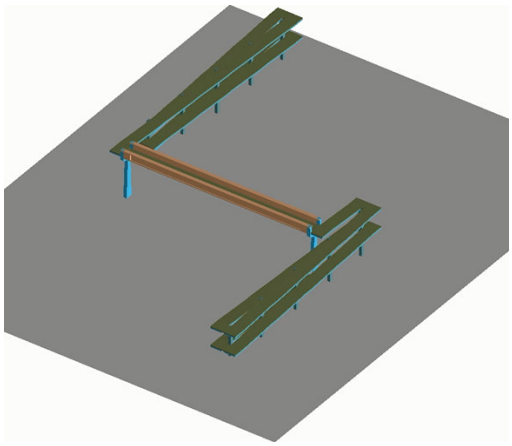
A degradação do diâmetro inicial dos ferrolhos na ligação pilar-tabuleiro, suscita as alterações mais significativas nas frequências de vibração, com maior ênfase na direção principal do sismo e para varões ϕ5. Estes resultados ilustram que os ferrolhos são claramente responsáveis pela transmissão das forças sísmicas na interface, sendo o comportamento global do passadiço afetado pelo seu estado de conservação.

Os danos simulados na ligação vigas-laje do tabuleiro, originam uma diminuição geral das frequências na presença de um sismo, concluindo-se que a interface do conjunto é mais flexível, o que leva a maiores deslocamentos relativos para uma eventual degradação destes varões.

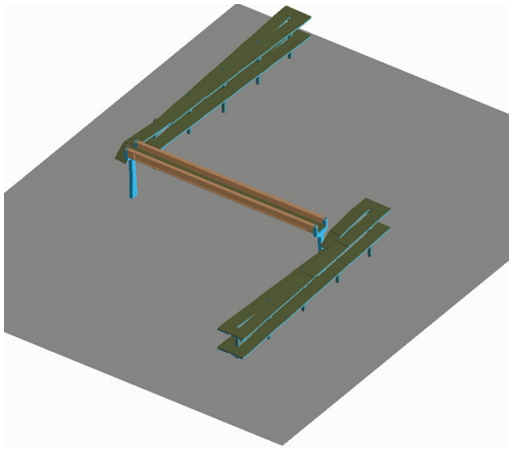
7.6 Mecanismos de colapso dos passadiços

O mecanismo de colapso das estruturas corresponde à sua configuração deformada e aos respetivos danos no instante do colapso. A rotura pode ser local ou global, estando impedido, em qualquer caso, o normal funcionamento da estrutura.

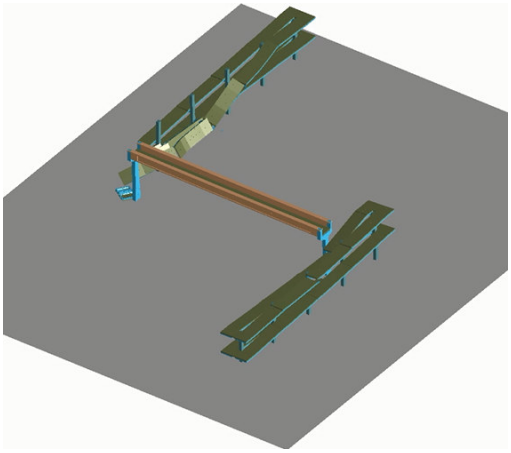
De foram a avaliar e compreender os mecanismos de colapso associados à ação sísmica e estabelecer quais os pontos mais frágeis dos passadiços que condicionam o seu comportamento, apresenta-se os mecanismos de colapso para um sismo regulamentar com o dobro da intensidade, Figuras 7.60, 7.61 e 7.62, e considerando um sismo regulamentar acompanhado de réplicas e sismos preliminares, de igual intensidade ao sismo principal, Figuras 7.63 e 7.64.



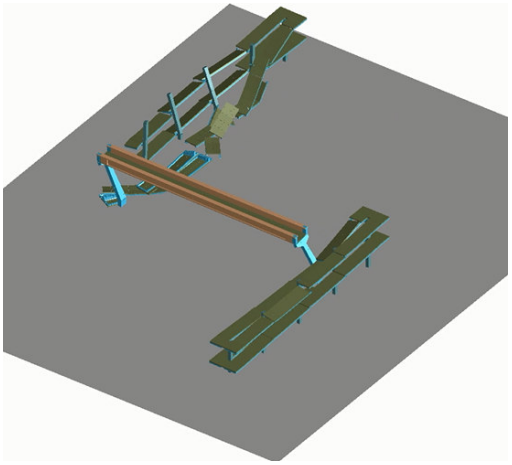
(a) t=0.00 s



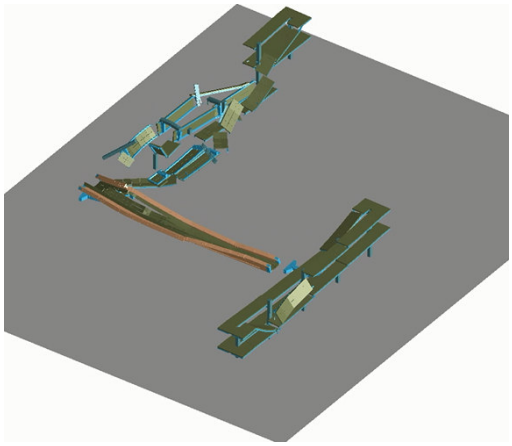
(b) t=9.00 s



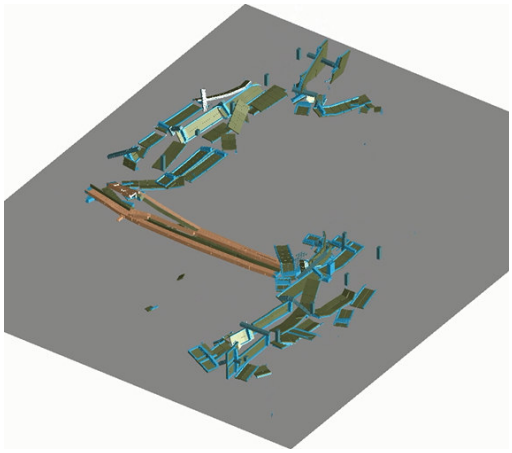
(c) t=12.00 s



(d) t=14.00 s

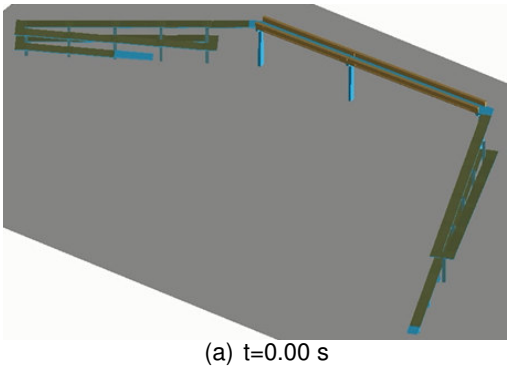


(e) t=16.00 s

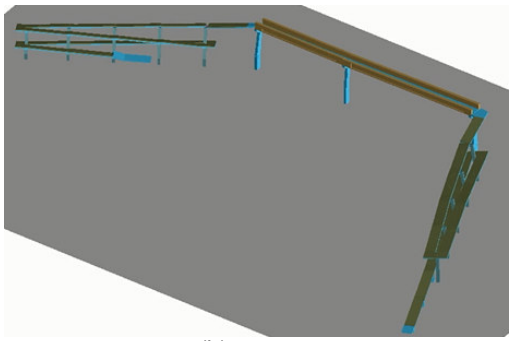


(f) t=21.00 s

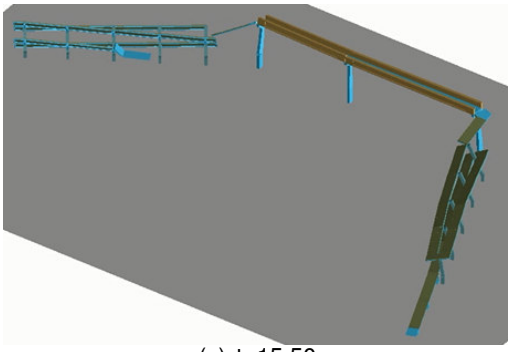
Figura 7.60: Mecanismo de colapso da PP3141 – sismo regulamentar com o dobro da intensidade.



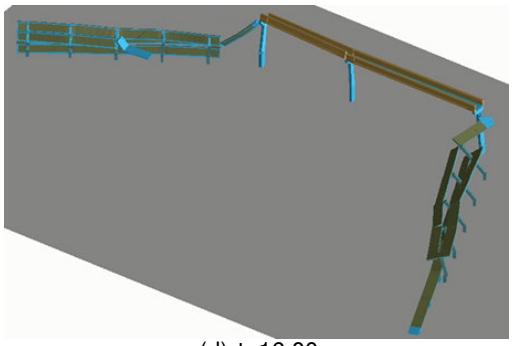
(a) t=0.00 s



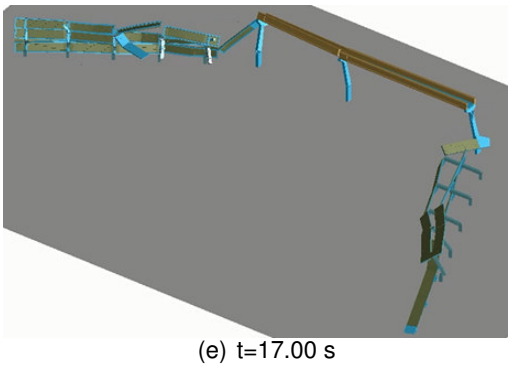
(b) t=14.00 s



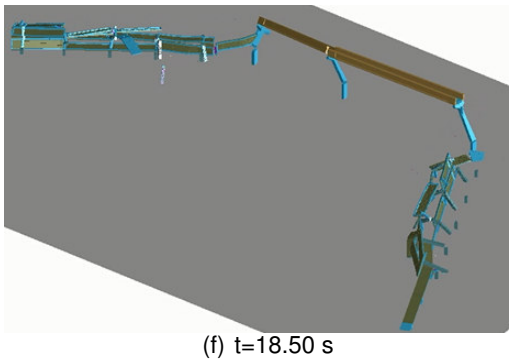
(c) t=15.50 s



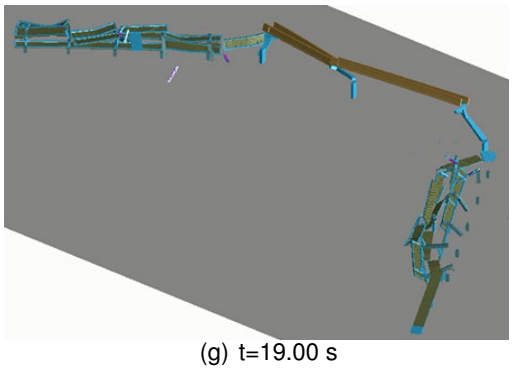
(d) t=16.00 s



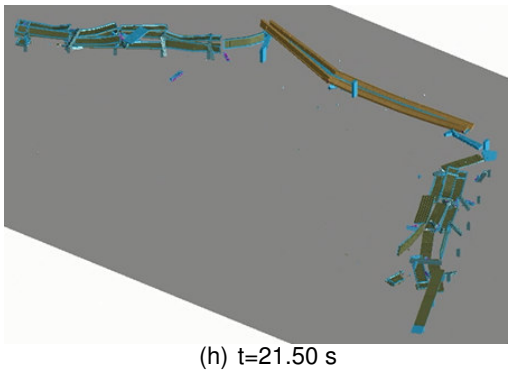
(e) t=17.00 s



(f) t=18.50 s

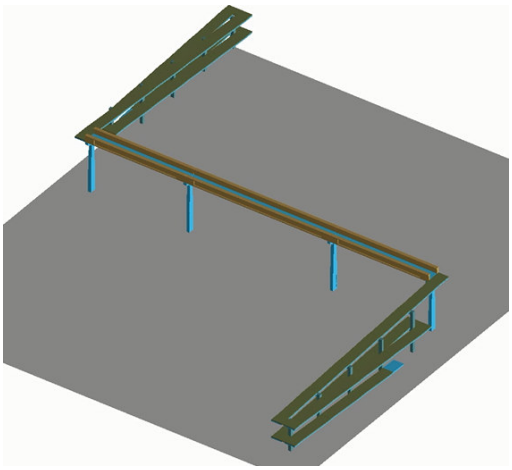


(g) t=19.00 s

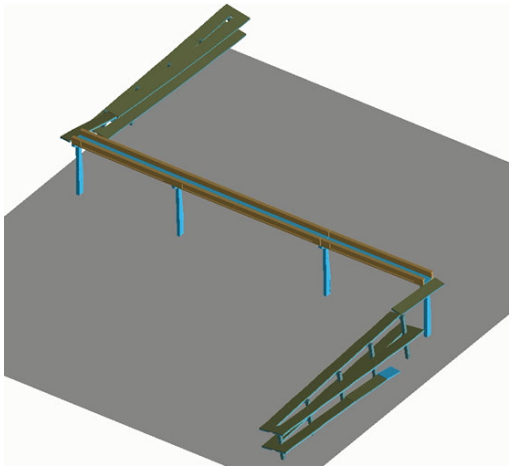


(h) t=21.50 s

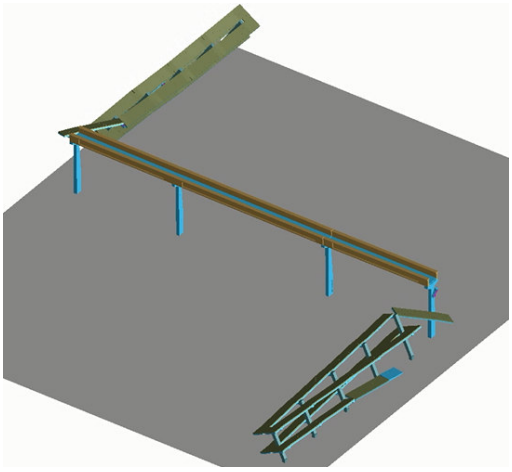
Figura 7.61: Mecanismo de colapso da PP2757 – sismo regulamentar com o dobro da intensidade.



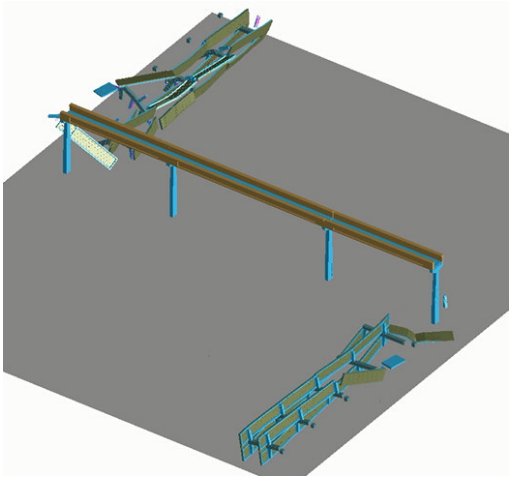
(a) t=0.00 s



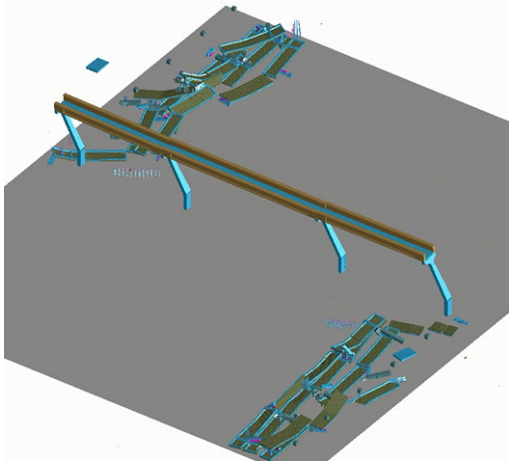
(b) t=14.00 s



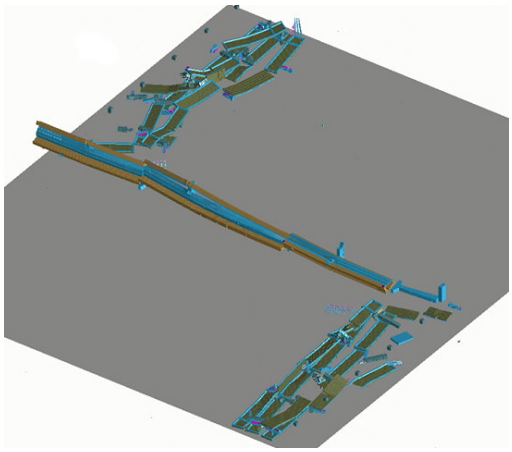
(c) t=15.00 s



(d) t=16.00 s

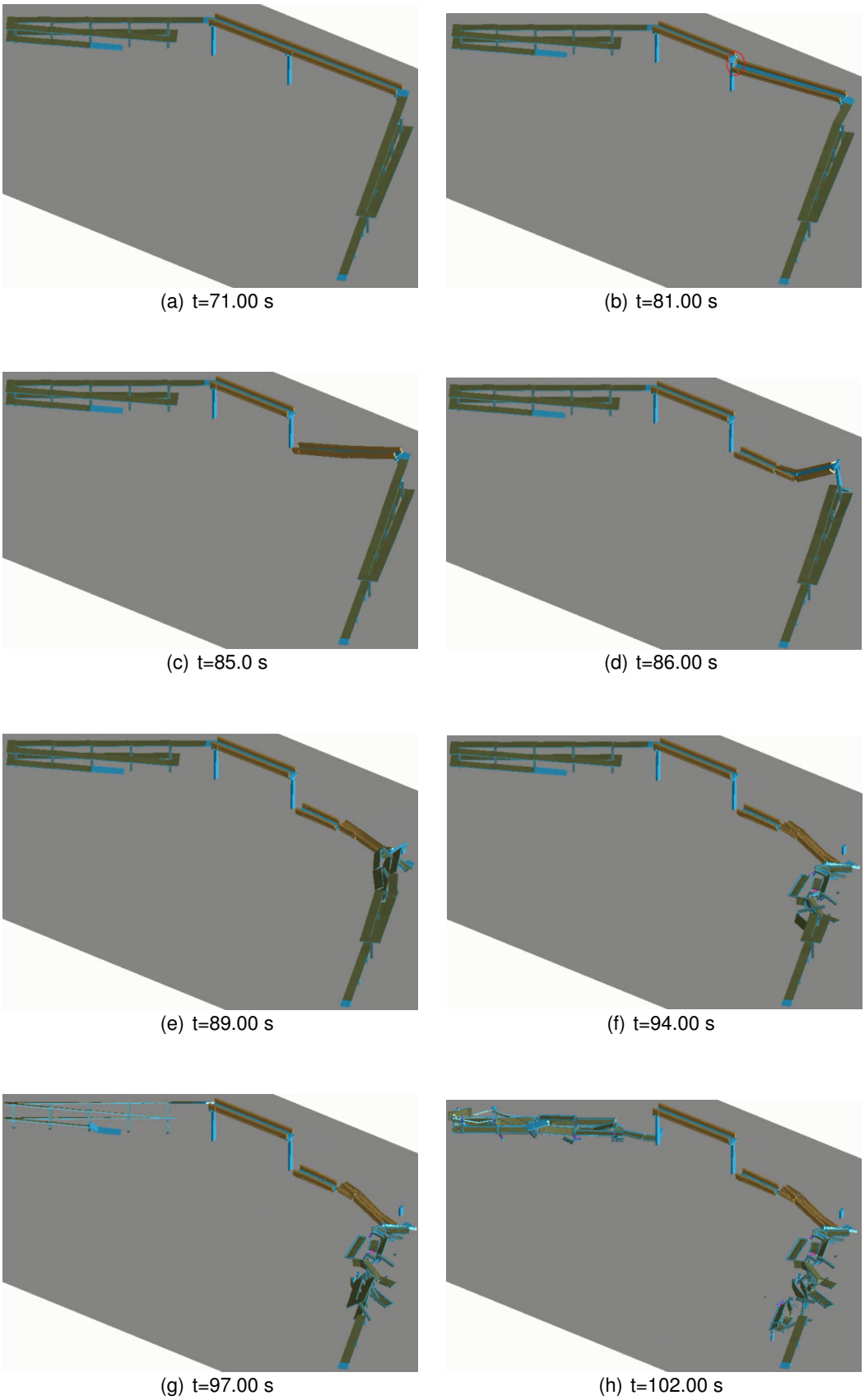


(e) t=17.00 s



(f) t=18.00 s

Figura 7.62: Mecanismo de colapso da PP2787 – sismo regulamentar com o dobro da intensidade.



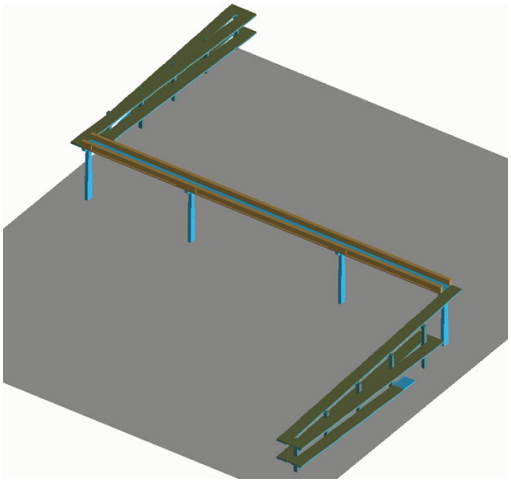
(a) t=71.00 s (b) t=81.00 s

(c) t=85.0 s (d) t=86.00 s

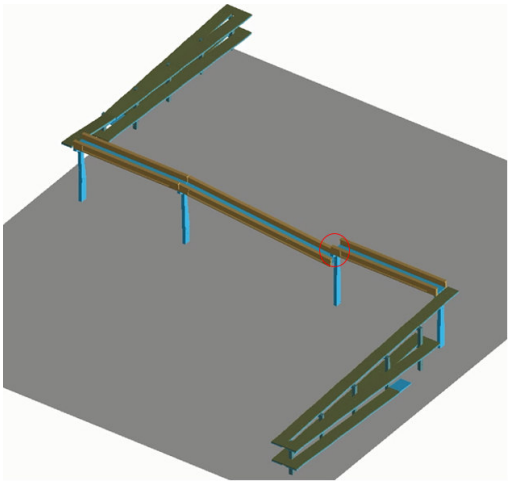
(e) t=89.00 s (f) t=94.00 s

(g) t=97.00 s (h) t=102.00 s

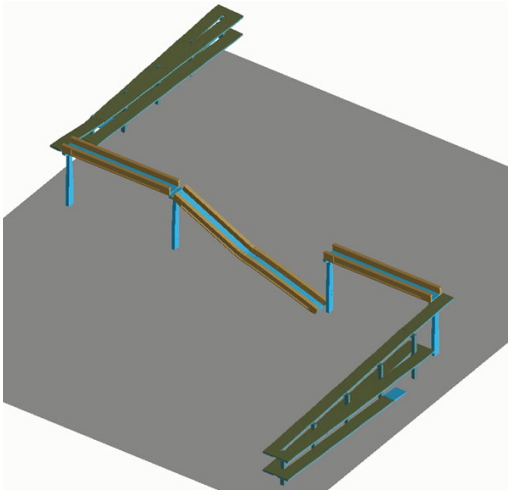
Figura 7.63: Mecanismo de colapso da PP2757 – sismo principal com réplicas.



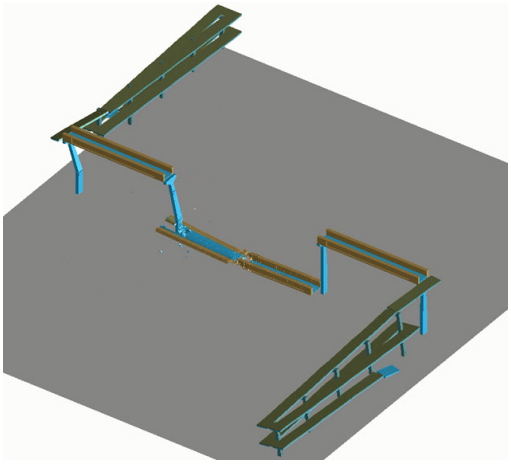
(a) t=40.00 s



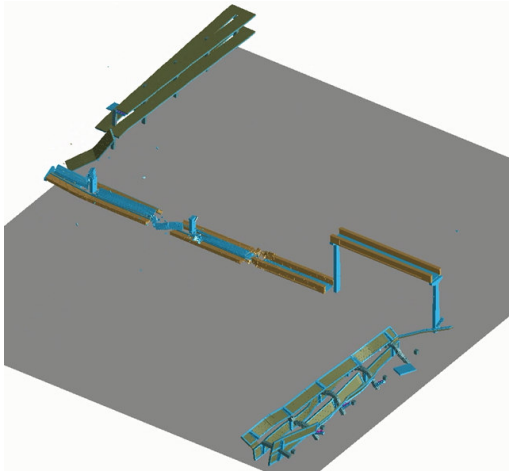
(b) t=63.00 s



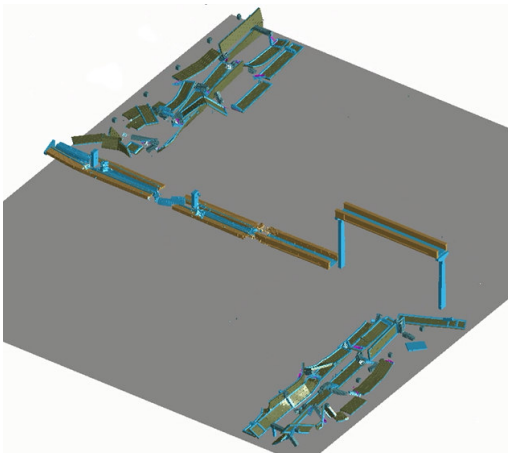
(c) t=64.0 s



(d) t=65.00 s



(e) t=67.00 s



(f) t=70.00 s

Figura 7.64: Mecanismo de colapso da PP2787 – sismo principal com réplicas.

Sismo com intensidade superior ao regulamentar

Observa-se que o mecanismo de colapso dos passadiços é idêntico e tem origem na rotura local da ligação rampa-pilar principal, materializada por $3\phi16$, conforme esquematizado na Figura 5.13. A rotura nesta ligação deve-se não só ao facto das rampas serem mais solicitadas na presença desta ação, como também ao contacto entre estas e o tabuleiro ser mais frequente e de maior intensidade.

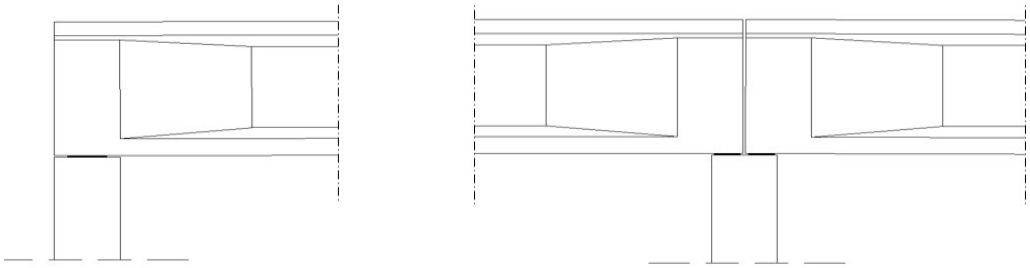
Verifica-se para a PP3141, Figura 7.60, que a rotura da ligação rampa-pilar ocorre primeiramente na rampa a Norte (esquerda), visto que a distância entre o centro de rigidez da rampa e do passadiço é maior, em comparação com a rampa do lado oposto. Por outro lado, no passadiço PP2787, a rotura local desta ligação ocorre aproximadamente em simultâneo nas duas rampas, Figura 7.62(c), devido essencialmente à sua simetria.

A rotura local da ligação rampa-pilar, desencadeia o colapso progressivo das rampas de acesso e do passadiço, pela base dos pilares, uma vez que estas passam a comportar-se como estruturas independentes, sem resistência para auto-suportarem a atividade sísmica imposta.

Sismo preliminar + sismo principal + réplica

Na presença de um sismo com maior duração, o comprimento de entrega do tabuleiro condiciona o tipo de rotura dos passadiços, dado que se desenvolvem maiores deslocamentos residuais na interface pilar-tabuleiro, em comparação com o sismo anterior, originando o descalçamento da superestrutra dos passadiços com dois e três vãos, Figura 7.63(b) e Figura 7.64(b), respetivamente.

O descalçamento do tabuleiro ocorre em tramos que assentam em pilares intermédios, uma vez que a secção em planta do capitel onde apoiam é aproximadamente metade dos pilares de extremidade, Figura 7.65.



(a) Ligação de extremidade (b) Ligação de continuidade

Figura 7.65: Alçado ligação pilar-tabuleiro.

Por outra lado, não se verifica o colapso da passagem pedonal com um vão (PP3141), visto que o tabuleiro apoia em dois pilares extremos, sendo a largura do capitel suficiente para acomodar os deslocamentos relativos que se acumulam na interface, durante um evento sísmico de maior duração.

Capítulo 8

Conclusão e trabalhos futuros

Neste capítulo apresenta-se as conclusões do estudo realizado e sugere-se alguns desenvolvimentos futuros com interesse para a continuação deste trabalho.

8.1 Conclusões

Com a difusão da utilização de programas de cálculo automático, a análise sísmica de estruturas com base em métodos estáticos não lineares tem caído em desuso. Atualmente, podem ser efetuadas análises dinâmicas lineares, com rapidez e eficiência, que mais se adequam na simulação do comportamento sísmico das estruturas. Por outro lado, o avanço do conhecimento dos problemas associados à análise sísmica, em conjunto com o desenvolvimento dos recursos computacionais, adaptados à engenharia de estruturas, têm possibilitado que a análise dinâmica não linear seja cada vez mais uma ferramenta aplicada na avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas, permitindo obter resultados mais realistas.

Como alternativa ao Método dos Elementos Finitos (MEF), apresentou-se uma abordagem diferente à avaliação da vulnerabilidade sísmica de três passadiços em estudo, no âmbito do projeto SUPERB. Devido às limitações do MEF, nomeadamente na modelação de grandes deformações e localização das fendas/separação dos elementos, as ferramentas que se baseiam neste método são por vezes incapazes de simular o comportamento das estruturas, quando estas são fortemente solicitadas e apresentam uma resposta próxima do colapso.

O Método dos Elementos Aplicados (MEA) revelou ser uma ferramenta poderosa face aos problemas anteriores, na medida em que permite aferir, com precisão suficiente, o comportamento não linear das estruturas durante as várias fases de carregamento, início e propagação de fendas, separação dos elementos até ao eventual colapso. O MEA consiste em dividir os elementos estruturais numa malha de elementos virtuais, conectados na interface através de molas, que representam na íntegra as tensões, extensões, deformações e rotura de uma determinada parte da estrutura.

Embora o método possibilite uma análise dinâmica não linear, o processo para a realização de cada etapa, por análise incremental, é aproximadamente 1 h/ 100 passos, considerando uma discretização com 60000 elementos. Tendo em conta que a análise sísmica requer na sua definição acelerogramas com incremento de tempo de 0.005 s, para obter resultados satisfatórios (aproximadamente 10000 passos para uma duração de 50s), devem ser aplicados todos os esforços de modo a minimizar o tempo de processamento.

A dimensão da malha e o número de molas dos elementos, apresentam efeitos significativos sobre o tempo necessário para a conclusão da análise e da precisão dos resultados. De acordo com o estudo realizado por *Meguro e Tagel-Din* [58], o aumento do número de molas acima de cinco, em cada face do elemento, não conduz necessariamente a uma melhoria na precisão da análise, pelo que foi mantido este valor, também pré-definido pelo ELS. Assim, as medidas que se tomaram na otimização dos modelos numéricos, tiveram por base a dimensão/proporção da malha que constitui as peças estruturais.

Na modelação numérica pelo MEA deverá ser dada especial atenção ao refinamento ou a adoção de uma malha de dimensões superiores, com elementos distorcidos, principalmente quando se pretende avaliar zonas específicas da estrutura que são determinantes para o seu comportamento global. Através das análises efetuadas, verificou-se a necessidade em adotar uma malha de proporções reduzidas e geometria regular, na zona da ligação pilar/tabuleiro, uma vez que os elementos de discretização se comportam como corpos rígidos e a utilização de uma malha com maiores dimensões e geometria irregular, pode levar ao aumento substancial da resistência do conjunto.

A campanha experimental realizada à PP2757 permitiu identificar as caraterísticas modais – frequências e modos de vibração – que tiveram na origem da calibração do modelo numérico do passadiço. O ensaio realizou-se à vibração ambiental e consistiu em medir as velocidades, através de geofones, nos pontos instrumentados, devido essencialmente à ação do vento e do tráfego rodoviário sob a passagem. Os resultados experimentais foram processados na plataforma *ARTeMIS*, recorrendo à versão melhorada do método da decomposição modal no domínio da frequência (EFDD) e ao método de identificação estocástica em sub-espaços a partir de séries temporais (SSI-UPC). Ambos os métodos conduziram a frequências naturais e configurações modais semelhantes entre si, verificando-se as suas capacidades em identificar modos de vibração com frequências próximas. Dentro deste contexto, realça-se a importância em confrontar os resultados obtidos através de vários métodos, de modo a validar o ensaio experimental.

Relativamente à análise dos passadiços, no que diz respeito à sensibilidade das caraterísticas modais ao dano, conclui-se o seguinte:

- Os danos induzidos ao pré-esforço do tabuleiro, nomeadamente a ausência de um cabo e 10% e 20% de perdas de tensão, não tiveram impacto no comportamento dinâmico da estrutura;

- Para a ação sísmica regulamentar na direção horizontal, o tabuleiro responde em regime elástico, uma vez que as acelerações impostas pelo sismo à estrutura, na respetiva direção, não excitam as vibrações verticais do mesmo;
- A redução em 50% do módulo de elasticidade do betão, conduziu a variações significativas na resposta global da estrutura. Estes resultados podem ser úteis como referência para detetar o possível estado de fissuração do betão, durante um ensaio experimental de identificação modal. Verifica-se também, após a atividade sísmica, que o comportamento dos passadiços é afetado até 20%. Esta evidência é claramente explicável visto que as secções se encontram fissuradas e portanto apresentam uma resistência inferior quando solicitadas pelo sismo;
- A degradação da ligação pilar-tabuleiro foi simulada considerando 75% (ϕ15), 50% (ϕ10) e 25% (ϕ5) do diâmetro inicial (ϕ20). A resposta modal das estruturas, antes do sismo, não é afetada por estes danos, dado que os ferrolhos são apenas responsáveis pela transmissão de forças horizontais. Por outro lado, após a ação sísmica e à medida que se reduz a secção efetiva dos varões, a resposta dos passadiços é influenciada até 60% e 35% na direção longitudinal e transversal, respetivamente;
- A ligação entre as vigas principais do tabuleiro e a laje é assegurada por varões ϕ6//0.20, pelo que os danos simulados foram idênticos aos anteriores na ligação pilar-tabuleiro. As alterações das propriedades modais não são relevantes antes da ação sísmica, no entanto, regista-se variações na resposta pós sismo de, respetivamente, 15% e 10% para as frequências longitudinais e transversais.

A analise dinâmica dos passadiços permitiu aferir que ambos apresentam uma reposta idêntica no decorrer da ação sísmica regulamentar, concluindo-se que:

- Não ocorre a rotura local da ligação tabuleiro/pilar por “descalçamento do apoio”, uma vez que os deslocamentos relativos, desenvolvidos na interface, são inferiores à secção em planta do capitel;
- O comportamento sísmico da ligação pilar-tabuleiro, materializada por intermédio de quatro ferrolhos ϕ20 – responsáveis pela transmissão de forças horizontais para os pilares – permitiu verificar que no dimensionamento dos varões foi tido em conta a sua capacidade de cedência e formação de rótulas plásticas, impedindo assim que grande parte das deformações sofridas pelo tabuleiro fossem impostas ao pilar. Deste modo, e tal como se observou no Capítulo 7, o pilar apresenta um comportamento aproximadamente elástico, sendo a maioria da energia dissipada pela cedência dos ferrolhos;
- A redução do diâmetro efetivo dos ferrolhos para ϕ15, associada a problemas de degradação, resultou na rotura de alguns destes elementos, tendo-se observado o aumento substancial de deslocamentos na interface;

- A análise das configurações deformadas obtidas nos modelos numéricos, permitiu detetar o contacto entre as rampas e o tabuleiro. Assim, apesar destas ficarem danificadas, restringem os deslocamentos longitudinais do tabuleiro, participando de forma indireta na resistência da ligação.

  Para um sismo acompanhado de réplicas e sismos preliminares, com igual intensidade ao sismo principal, ocorre o descalçamento do tabuleiro para os passadiços com dois e três vãos, uma vez que o comprimento do tabuleiro, sobre os pilares intermédios, é insuficiente para acomodar os deslocamentos residuais que se desenvolvem na interface;

  Na presença de um sismo com intensidade superior ao regulamentar, observou-se primeiramente a rotura pela ligação entre as rampa de acesso e as vigas cachorro do pilar, proporcionando a rotura pela base dos pilares e o consequente colapso progressivo dos passadiços.

Posto isto, colaborei num artigo científico – *Vulnerabilidade e reforço sísmico de uma passagem superior pedonal pré-fabricada* – para as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas 2014, apresentado no Apêndice A.

8.2 Desenvolvimentos futuros

No trabalho realizado cumpriram-se, no essencial, os objetivos propostos, apresentado-se de seguida algumas sugestões para trabalhos futuros.

- Propõe-se que sejam instrumentados os pilares dos passadiços em altura, de modo a aferir com maior precisão o comportamento da interface solo-estrutura;
- Visto que a sensibilidade modal dos passadiços é também suscetível à redução do diâmetro dos varões que estabelecem a ligação entre vigas-laje do tabuleiro, aconselha-se uma análise de resposta sísmica, análoga à realizada na direção principal Y;
- Avaliar a influência no comportamento dos passadiços, considerando a ligação entre as rampas e as vigas cachorro do pilar, Figura 5.13, com varões de diâmetro inferior;
- Brevemente estará disponível no ELS um modelo de comportamento bilinear. Com isto propõe-se a modelação de dois sistemas de reforço, eventualmente com ligas com memória de forma (LMF) e barras de aço de alta resistência, de modo a melhorar o comportamento da ligação: reduzir os deslocamentos relativos entre o tabuleiro e o capitel, e aumentar a contribuição do pilar como elemento dissipador de energia;
- Por fim, recomenda-se a realização de ensaios experimentais à ligação tabuleiro-pilar, de forma a validar os resultados numéricos do Apêndice D.

Referências bibliográficas

[1] A. P. Ramos, V. Lúcio e: *Sebenta de Estruturas de Betão Armado I e II*. FCT-UNL: Faculdade de Ciencias e Tecnologias de Universidade Nova de Lisboa, Setembro 2010.

[2] Adamczevski, T. A.: *Comparação ente métodos de indentificação de sistemas no domínio da frequencia e no domínio do tempo*. Tese de Mestrado, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2011.

[3] Ahmadian, H., G.M.L Gladwell e F. Ismail: *Extracting Real Modes from Complex Measured Modes*. Faculty of Engineering – University of Waterloo, Canada.

[4] Ahmed, M. Yahia T.: *Response of bridges structures subjected to blast loads and protection techniques to mitigate the effect of blast hazards on bridges*. Tese de Doutoramento, Graduate School-New Brunswick Rutgers, The State University of New Jersey, New Brunswick, New Jersey, January 6 2009.

[5] Andrade, M. F. F.: *Impacto da acção sísmica prevista no EC8 no dimensionamento de estruturas*. Tese de Mestrado, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Março 2008.

[6] Applied Science International, P.O. Box 13887 Durham, NC 277709-3887: *Extreme Loading for Structures - Theoretical Manual*, 2013.

[7] Asprone, A., A. Nanni, H. Salem e H. S. Tagel-Din: *Applied Element Method Analysis of Porous GFRP Barrier Subjected to Blast*. Advances in Structural Engineering, 13(1), maio 2010.

[8] Barbosa, F. e C. Cremona: *Determinação dos Parametros Modais de Estruturas Submetidas a Excitações Aleatórias*.

[9] Bergland, G. D.: *A Guided Tour of the Fast Fourier Transform*. IEEE Spectrum, 6:41–52, July 1969.

[10] Bodeaux, J. B. e J. C. Golinval: *Application of ARMAV models to the identification and damage detection of mechanical and civil engineering structures*. Smart materials and structures, 10(479), 2001.

[11] Brincker, R., L. Zhang e P. Andersen: *Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition*. Smart materials and structures, 10(3):441, 2001.

[12] Chatzi, E.: *Identification Methods for Strctural Systems*. Institute of Structural Engineering Zurich, April 2012.

[13] Chopra, A. K.: *Dynamics of structures - theory and applications to earthquake engineering*. Prentice Hall, 1995.

[14] CIVIBRAL, S.A.: *Sistemas de construção: Projeto da passgame superior de peões ao km 000+420, EN 125-10*, Agosto 2003.

[15] CIVIBRAL, S.A.: *Sistemas de construção: Projeto da passgame superior de peões ao km 003+015, EN 125-10*, Agosto 2003.

[16] CIVIBRAL, S.A.: *Sistemas de construção: Projeto da passgame superior de peões ao km 003+654, EN 125-10*, Agosto 2003.

[17] Clough, R. W. e J. Penzien: *Dynamics of structures*. Computers and Structures, Inc., 3ª edição, 1995.

[18] Comité Europeu de Normalização: *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*, November 2005.

[19] Comité Europeu de Normalização: *Eurocódigo 8 - Projeto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1*, Março 2010.

[20] Costa, A. P. N. Campos: *Acção dos sismos e o comportamento das estruturas*. Tese de Doutoramento, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1993.

[21] Cundall, P.A.: *A computer model simulating progressive, large scale movement in blocky rocky system*. Em *Proceedings of the Symposium of the International Society for Rock Mechanics. Rock Fracture*, volume 2, páginas 129–136, Nancy, France, 1971.

[22] Cunha, A. e E. Caetano: *Reanálise dos ensaios dinamicos da ponte Vasco da Gama com base no método de identificacao estocástica por sub-espacos*.

[23] Cunha, A., E. Caetano e F. Magalhaes: *Ensaios dinamicos de viadutos ferroviários: automatização de procedimentos de ensaio e processamento*. Revista da Associação Portuguesa da Análise Experimental de Tensoes, 14(8):1–11, 2007.

[24] Cunha, A. A. M. F.: *Dinamica estrutural estocastica*. Tese de Doutoramento, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1990.

[25] Deacu, D.: *Finite Element of the Two-Dimensional Incompressible Navier-Stokes Equations with Coriolis Force*. Tese de Doutoramento, University of Newfoundland, Newfoundland, January 2002.

[26] Dickinson, B. W. e H. P. Gavin: *A parametric statistical generalization of uniform-hazard earthquake ground motions*.

[27] EL-Kholy, S. A., M. S. Gomaa e A. Y. Akl: *Improved Applied Element Simulation of RC and Composite Structures Under Extreme Loading Conditions*. Arabian Journal for Science and Engineering, March 2012.

[28] EL-Kholy, S. A. e K. Meguro: *Numerical Simulation of High-Rise Steel Buildings Using Improved Applied Element Method*. Em *13th World Conference on Earthquake Enginnering*, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6 2004.

[29] EL-Kholy, S. A., H. S. Tagel-Dim e K. Meguro: *Structural Failure Simulation due to fire by Applied Element Method*. Em *The Fifth Japan Conference on Structural Safety and Reliability*, 2003.

[30] Estevao, J. M.: *Complementos de analise estrutural -Engenharia Sísmica*. Universidade do Algarve, Fevereiro 2006.

[31] Estevao, J. M.: *Efeitos da acção sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento*. Tese de Doutoramento, IST: Instituto Superior Técnico, 2012.

[32] Estevao, J. M. e C. S. Oliveira: *Acelerogramas na análise sísmica de estruturas*. Em *Sísmica 2010 - 8Âº congresso de sismologia e engenharia sísmica*, Lisboa, 2010.

[33] Fajfar, P.: *Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28(9):979–993, 1999.

[34] Frere, B. C. H.: *Anánlise sísmica de Estruturas de Pontes através de uma Anánlise Estática não Linear*. Tese de Mestrado, IST: Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012.

[35] Giovanni, M. T.: *Anánlise de impacto em vigas usando o método de integração explícita no tempo*. Tese de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

[36] Guerreiro, L.: *Acção sísmica - textos sobre engenharia sísmica de pontes*. IST: Instituo Superior Técnico, Fevereiro 2011.

[37] Irvine, T.: *The half power bandwidth method for damping calculation*, January 2005.

[38] Jennings, P. C., G.W. Housner e N. C. Tsai: *Simulated Earthquake Motions*. California Institute of Technology, April 1968.

[39] Karbassi, A.: *Performance-based seismic vulnerability evaluation of existing buildings in old sectors of Quebec*. Tese de Doutoramento, École de Technologie Superieure Université du Québec, Montreal, July 20 2010.

[40] Karbassi, A. e M. J. Nollet: *Application of the Applied Element Method to the Seismic Vulnerability Evaluation of Existing Buildings*. Em *CSCE Annual Conference*, Québec, June 10-13 2008.

[41] Kawai, T.: *Some Considerations on The Finite Element Method.* International Journal for Numerical Methods in Engineering, 16(1):81–120, 1980.

[42] Kikuchi, A., T. Kawai e N. Suzuki: *The Rigid Bodies-Spring Models and Their Applications to Three Dimensional Crack Problems.* Computers & Structures., 44(1-2):469–480, 1992.

[43] Kolias, B.: *Eurocode 8 - PART 2 - Seismic design of bridges*.

[44] Kramer, S. L.: *Geotechnical earthquake engineering*. William J. Hall, 1996.

[45] Kupfer, H., H. K. Hilsdorf e H. Rush: *A Behavior of Concrete under Biaxial Stresses*. ACI Journal, 66(8):656–666, 1969.

[46] Lages, W. F.: *Descricão de Sinais Aleatórios*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Outubro 2004.

[47] Lapa, J. A. M.: *Ananlise de dinâmica linear e não linear de estrutras*. Tese de Mestrado, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1987.

[48] Ledesma, M. F.: *Modelação e monitorização do comportamento dinamico da cobertura do Pavilhão Atlantico*. Tese de Mestrado, IST: Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.

[49] Lopes, H.: *ComparaÃ§Ã£o do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP, Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado*. Tese de Mestrado, IST: Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

[50] Lopes, M.: *Sismo de edifícios*. Edições Orion, 1ª edição, Julho 2008.

[51] Lupoae, M., C. Baciu, D. Constantin e H.Puscau: *Aspects Concerning Progressive Collapse of a Reinforced Concrete Frame Structure with Infill Walls*. Em *Proceedings of the World Congress on Engineering*, London, U.k., July 6-8 2011.

[52] Lupoae, M. e C. Bucur: *Building Demolation – Positive Aspect of Progressive Collapse*. MTA REVIEW, XIX(4), December 2009.

[53] Macindoe, G.: *Hybrid Algorithms for Efficient Cholesky Decomposition and Matrix Inverse Using Multicore CPUs with GPU accelerators*. Tese de Doutoramento, University College London, Gower St., London, 2013.

[54] Magalhaes, F. M.: *Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos*. Tese de Mestrado, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012.

[55] Meguro, K. e M. Hakuno: *Fracture Analyses of Concrete Structures by the Modified Distinct Element Method*. Structural Engineering/Earthquake Eng. JSCE, 6(2):283–294, 1989.

[56] Meguro, K. e H. S. Tagel-Dim: *Applied Element Simulation for Collapse Analysis of Structures*. Bull. ERS, 32, 1999.

[57] Meguro, K. e H. S. Tagel-Dim: *Simulation of Buckling and Post-Buckling Behavior of Structures Using Applied Element Method*. Bull. ERS, 32, 1999.

[58] Meguro, K. e H. S. Tagel-Dim: *Applied Element Method for Dynamic Large Deformation Analysis of Structures*. Structural Engineering/Earthquake Eng. JSCE, 17(2):215–224, October 2000.

[59] Meguro, K. e H. S. Tagel-Dim: *Applied Element Method for Simulation of Nonlinear Materials: Theory and Application for RC Structures.* Structural Engineering/Earthquake Eng. JSCE, 17(2):137–148, October 2000.

[60] Meguro, K. e H. S. Tagel-Dim: *Applied Element Method for Structural Analysis: Theory and Application for Linear Materials.* Structural Engineering/Earthquake Eng. JSCE, 17(1):21–35, April 2000.

[61] Meguro, K. e H. S. Tagel-Dim: *Applied Element Simulation of RC Structures under Cyclic Loading*. Journal of Structural Engineering ASCE, 127(11):1295–1305, 2001.

[62] Meguro, K. e H. S. Tagel-Dim: *Applied Element Method used for Large Displacement Structural Analysis*. Journal of Natural Disaster Science, 24(1):25–34, June 2002.

[63] Narciso, A.: *Identificação modal e actualização de modelos de elementos finitos*. Tese de Mestrado, FCT-UNL: Faculdade de Ciencias e Tecnologias de Universidade Nova de Lisboa, Caparica, 2013.

[64] Neves, A. T.: *Aplicação dos modelos paramétricos ARMAV e ARV na identificação modal de sistemas mecânicos*. Engenheiria Mecânica, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, Dezembro 2006.

[65] Okamura, H. e K. Maekawa: *Nonlinear Analysis and Constitutive Models of Reinforced Concrete*. Computers and Structures, 1991.

[66] Oliveira, R.: *Análise Sísmica de uma Ponte Pedonal em Betão Armado*. Tese de Mestrado, IST: Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.

[67] Piedade, M.: *Funções de transferência*. IST: Instituto Superior Técnico, Março 2002.

[68] Pimentel, R. M.: *Caracterização do Tráfego Ferroviário e dos seus Efeitos em Pontes de Pequeno Vão*. Tese de Mestrado, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.

[69] Portugal, Estradas de: *Relatório de inventário EN125 ao km 000+420*, Março 2012.

[70] Rencher, A. C.: *Matrix Algebra*. Em *Linear Models in Statistics*. John Wiley and Sons, New York, 2000.

[71] Ristic, D., Y. Yamada e H. Iemura: *Stress-strain Based Modeling of Hysteretic Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, Research Report*. School of Civil Engineering, 1(86), 1986.

[72] Rodrigues, A.: *Modelação e Análise Não-Linear do Comportamento Dinamico de um Passadiço Pedonal*. Tese de Mestrado, FCT-UNL: Faculdade de Ciencias e Tecnologias de Universidade Nova de Lisboa, Caparica, 2014.

[73] Rodrigues, J.: *Identificação Modal Estocástica - Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Tese de Doutoramento, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.

[74] RSA: *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. Decreto de Lei 235/83, Maio 1983.

[75] Santos, F. P. A. dos e C. Cismasiu: *Unseating prevention of bridge superstructure using sma based restraining systems*. Earthquake Engineering, 14, January 2012.

[76] Santos, T. S. P.: *Reforço Sísmico de Pontes*. Tese de Mestrado, IST: Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

[77] Seismosoft Ltd.: *SeismoArtif's help system v1.0.0*, 2012.

[78] Serra, C. L.: *Metodologias de Avaliação do Desempenho Sísmico de Obras de Arte Correntes*. Tese de Mestrado, IST: Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.

[79] Silva, J. M. R.: *Anánlise sísmica de pontes ferroviárias de alta velocidade*. Tese de Mestrado, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Julho 2008.

[80] Software for Operational Modal Analysis, Denmark: *SVS Structural Vibration Solutions ARTeMIS Extractor Handy*.

[81] SYSCOM Instruments SA, Switzerland: *User Manuel MR2002-CE*.

[82] Tavares, M. A.: *Identificação modal e monitorização dinamcia de uma ponte de arco*. Tese de Mestrado, FEUP: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2013.

[83] Teughels, A., G. Roeck e J. Suykens: *Global optimization by coupled local minimizers and its application to FE model updating*. Computers and Structures, 81, 2003.

[84] Ueda, M. e A. Kambayashi: *Size effect Analysis using RBSM with Vornori Elements*. Em *Proceedings of the Japan Concrete Institute International Workshop on Size Effect in Concrete Structures*, páginas 199–210, Sendai, Japan, 1993.

[85] Valentim, N.: *Análise do Comportamento Dinâmico em Pontes Pedonais*. Tese de Mestrado, FCT-UNL: Faculdade de Ciencias e Tecnologias de Universidade Nova de Lisboa, Caparica, 2012.

[86] Vallejo, L. I. G.: . Em *Ingeniería geológica*. Prentice Hall, Madrid, 2002.

[87] Wibowo, H. e D. T. Lau: *Seismic Progressive Collapse: Qualitative Point of View*. Civil Engineering Dimension, 11(1):8–14, April 2009.

[88] Wibowo, H., S. S. Reshotkina e D. T. Lau: *Modelling Progressive Collapse of RC Bridges during Earthquakes*. Em *CSCE Annual General Conference*, St. John's, Newfoundland and Labrador, June 11-15 2009.

[89] Yang, Y. e Y. Chen: *A new direct method for updating structural models based on measured modal data*. Engineering Structures, 31, 2009.

Apêndice A

“Vulnerabilidade e reforço sísmico de uma passagem superior pedonal pré-fabricada”

Vulnerabilidade e reforço sísmico de uma passagem superior pedonal pré-fabricada




Vasco Bernardo	André Oliveira	Filipe Santos	Corneliu Cismasiu
Estudante de Mestrado FCT/UNL Caparica v.bernardo@campus.fct.unl.pt	Bolseiro de Investigação FCT/UNL Caparica oliveirahoalbo@gmail.com	Professor Auxiliar FCT/UNL Caparica fpas@fct.unl.pt	Professor Associado FCT/UNL Caparica cornel@fct.unl.pt

SUMÁRIO

Os sismos constituem uma das manifestações mais destrutivas e violentas da natureza, sendo responsáveis por inúmeras tragédias humanas, às quais estão associadas perdas económicas significativas. É possível estabelecer, a partir de experiências associadas a sismos já ocorridos, que os danos sísmicos podem assumir uma grande multiplicidade de formas, dependendo, entre outros fatores, da solução preconizada para a estrutura em causa.

O presente estudo pretende avaliar a resposta da ligação pilar-tabuleiro de um passadiço pedonal pré-fabricado, face a um cenário sísmico, propondo medidas de reforço que permitam melhorar o seu comportamento estrutural. O principal problema abordado no estudo prende-se com o descalçamento ao nível dos apoios, que pode conduzir a um modo particularmente severo de colapso estrutural. O estudo é baseado na análise sísmica de um modelo de EF, devidamente calibrado através de ensaios dinâmicos experimentais, sendo propostas duas soluções de reforço: uma com barras de aço e outra com ligas com memória de forma.

Palavras-chave: Descalçamento dos apoios, efeito ferrolho, análise e reforço sísmico.

1. INTRODUÇÃO

As passagens superiores pedonais são estruturas normalmente sujeitas a um tráfego reduzido, sendo portanto relativamente baixa a probabilidade de ocorrência de um sismo associada à presença significativa de pessoas no tabuleiro. No entanto, quando localizadas sob vias de comunicação importantes, a ocorrência de uma ação sísmica não pode, conduzir ao colapso da obra, sob pena de comprometer a circulação do tráfego sob a passagem e a segurança dos automobilistas.

O "descalçamento" dos apoios, normalmente associado a pontes e viadutos com tramos simplesmente apoiados, conduz a uma forma potencialmente perigosa de colapso estrutural, em que ocorre o derrube do tabuleiro devido a problemas na sua interface com a mesoestrutura. Os principais problemas que podem estar na origem deste tipo de colapso estão geralmente relacionados com comprimentos de entrega insuficientes na zona dos aparelhos de apoio ou associados à degradação dos elementos estruturais responsáveis pela transmissão das cargas sísmicas nesta interface.

No caso específico das estruturas de pontes e viadutos pré-fabricados, a transmissão das forças sísmicas horizontais na interface pilar-tabuleiro é geralmente materializada por um conjunto de varões de aço (ferrolhos), colocados perpendicularmente à superfície da junta, em conjunto com placas de neoprene simples. Estes varões estão devidamente ancorados no pilar e no tabuleiro sendo que o seu posicionamento se enquadra numa zona da estrutura particularmente sensível no que diz respeito a problemas de degradação. Tratam-se, geralmente, de espaços bastante confinados, com difícil acesso e de manutenção complicada, suscetíveis à acumulação de água e ao desenvolvimento de corrosão.

O comportamento dos varões de ligação, face a solicitações horizontais, é sobretudo controlado pelo efeito de "ferrolho", que surge principalmente da existência de um espaço que medeia a base do tabuleiro e o topo do pilar, ou viga estribo.

Pretende-se neste trabalho, através da caracterização dinâmica e da modelação de um passadiço pré-fabricado, atualmente em serviço, demonstrar técnicas de reforço capazes de melhorar o desempenho e resposta sísmica da estrutura. Para o efeito, vão ser estudadas dois tipos de soluções: uma baseada em barras de aço e outra baseada em ligas com memória de forma.

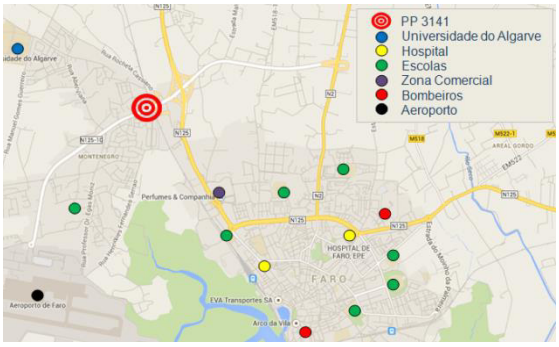
2. LOCALIZAÇÃO

A obra de arte em estudo - PP3141- situa-se na Estrada Nacional 125 (EN125) ao km 000+420 no concelho de Faro (Fig. 1). A estrutura insere-se numa zona de risco sísmico elevado, pelo que o seu desempenho durante uma ação deste tipo deve garantir a normal circulação dos veículos sob a passagem.

O funcionamento e segurança estrutural do passadiço durante a sua vida útil é, efetivamente, de importância fulcral, uma vez que sob este é assegurada a ligação entre o

centro de Faro e várias infraestruturas prioritárias tais como a Unidade Hospitalar de Santa Maria de Faro, a Universidade do Algarve, o Aeroporto Internacional de Faro entre outras (Fig. 1b).

a) Vista em planta da estrutura



b) Vista da envolvente

c) Vista geral do alçado NE

d) Vista geral da viga SO

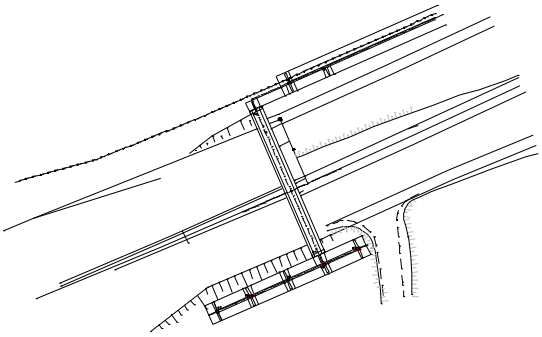
Figura 1 – Localização e vista geral da PP 3141

3. GEOMETRIA DA ESTRUTURA

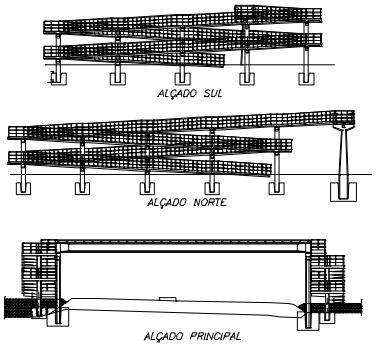
A estrutura do passadiço é constituída maioritariamente por elementos pré-fabricados à exceção das fundações, executadas pelo método tradicional *in situ*. O tabuleiro tem um único vão, com 29,00 m de comprimento, sendo simplesmente apoiado em dois pilares principais, com secção retangular variável e dotados de capitel (Fig. 2e). A PP3141 possui 2,55 m de largura, sendo 1,75 m para circulação de peões, e é constituída por duas vigas pré-fabricadas "I" em betão armado pré-esforçado, sobre as quais foi colocada a laje do tabuleiro, materializada por pré-lajes de 5 cm, com uma lâmina de betão adicional de 10 cm (Fig. 2c). A ligação tabuleiro-pilar é materializada por quatro ferrolhos ϕ20 e uma lâmina de neoprene simples com 300 mm de espessura. Os ferrolhos, ancorados ao capitel do pilar, perfuram a placa de neoprene e ficam instalados no negativo das vigas (Fig. 2d), que é colmatado com argamassa de alta resistência.

O acesso à superestrutura realiza-se por intermédio de duas rampas, apoiadas em vigas cachorro, que, por sua vez, descarregam em pilares de secção retangular 0,5 x 0,4 m^2 (Fig. 2f e Fig. 2g).

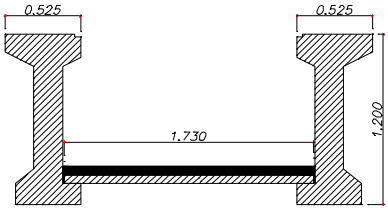
As fundações são diretas, materializadas por sapatas, em todos os elementos de suporte da obra de arte.



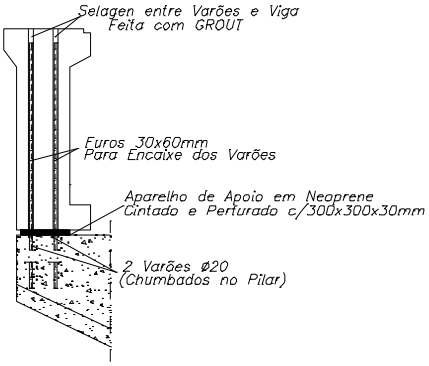
a)Planta da PP3141



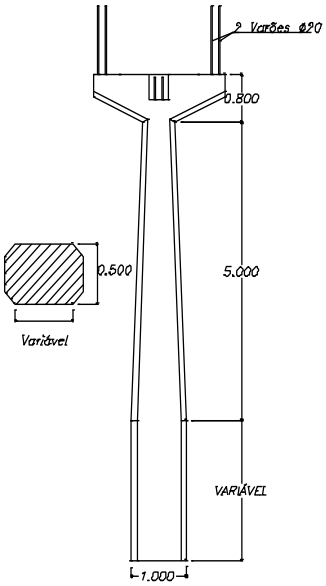
b)Alçados da PP3141



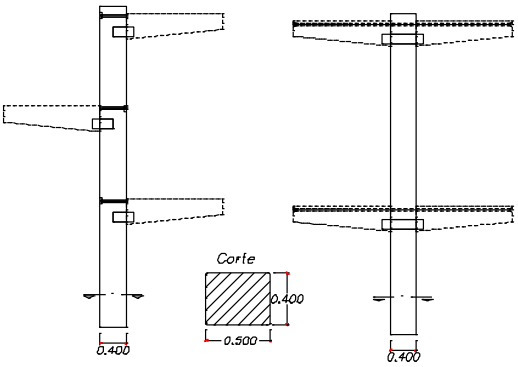
c)Secção transversal tipo da plataforma



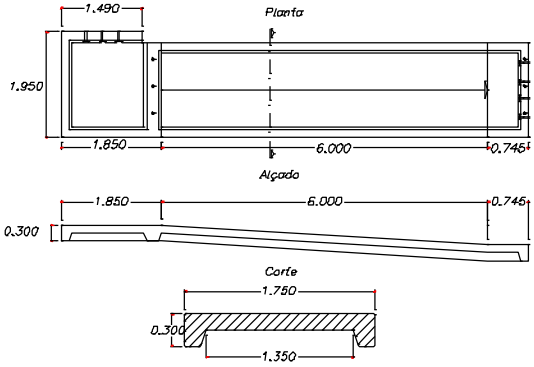
d)Secção transversal da ligação viga-pilar



e)Secção transversal do pilar principal



f)Pilares das rampas de acesso



g)Rampas de acesso

Figura 2 – Características geométricas da PP3141

4. IDENTIFICAÇÃO DOS PARÂMETROS MODAIS

A identificação das propriedades modais do passadiço em termos de frequências, modos de vibração e amortecimento, efetuou-se com base num ensaio de caracterização dinâmica baseado na excitação ambiental, realizado no dia 24 de Julho de 2012, no âmbito da Dissertação de Mestrado de Ana Ferreira [1].

4.1 Descrição do ensaio

O ensaio de vibração ambiental realizou-se com recurso a três unidades de equipamento da marca SYSCOM Instruments, cada uma constituída por um sensor de velocidade (MS2003+), uma unidade de aquisição de dados (MR2002) e respetivas antenas GPS. Na Fig. 3 são visiveis os equipamentos utilizados (a, b e c) e uma estação de medição (d).

a) Sensor de velocidade

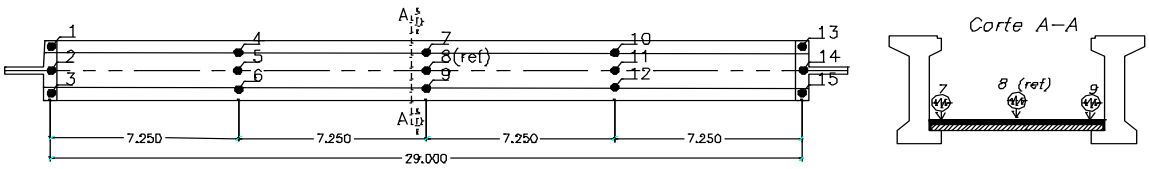
b) Aquisição de dados

c) Antena GPS

d) Sistema de monitorização da Syscom.

Figura 3 - Equipamento utilizado na campanha experimental

A resposta ambiental da estrutura foi avaliada em termos de velocidades nas direções longitudinal, transversal e vertical para os 15 pontos instrumentados, conforme Fig. 4a. Durante a realização dos ensaios (Fig. 4b), foi mantido um sensor na posição de referência (8), alterando os restantes sensores de localização. Os registos de velocidades teve uma duração de 15 minutos e foram adquiridos a frequências de amostragem de 100 Hz.



a) Pontos instrumentados sobre o tabuleiro

b) Instrumentos de medição

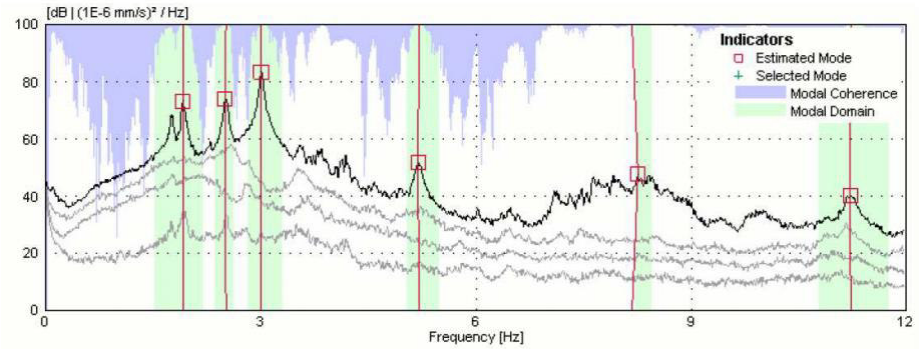
Figura 4 - Posicionamento dos instrumentos de medição durante o ensaio

4.2 Resultados experimentais

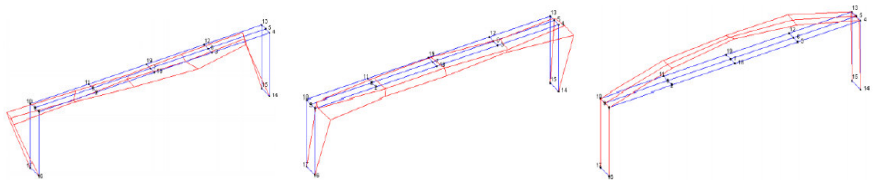
A análise da informação recolhida durante a campanha experimental foi tratada no software comercial ARTeMIS [2], por aplicação da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD). Este método baseia-se na decomposição em valores singulares da matriz dos espectros de resposta da estrutura para cada frequência. Nesta técnica, a identificação das frequências naturais é realizada com base na avaliação da abcissa em correspondência com os picos dos valores singulares, sendo as configurações modais determinadas a partir da informação dos vetores singulares correspondentes.

A Fig. 5a apresenta os valores singulares médios e normalizados da matriz de espetros, por aplicação da técnica de análise modal EFDD. Observa-se que este método foi eficiente ao determinar modos de vibração muito próximos entre si.

Na Fig. 5b observam-se os modos de vibração longitudinal, transversal e vertical, bem como as respetivas frequências identificadas experimentalmente.



a) Espectros de resposta pelo método EFDD



Longitudinal f=1.933 Hz Transversal f=2.522 Hz Vertical f=3.016 Hz

b) Modos de vibração experimentais do tabuleiro

Figura 5 - Modos de vibração e frequências experimentais do tabuleiro

5. MODELO NUMÉRICO

O modelo numérico tridimensional do passadiço, desenvolveu-se com recurso ao programa de cálculo não linear de estruturas SismoStruct [3]. Este programa considera os efeitos da não linearidade física e geométrica, permitindo analisar o comportamento das estruturas durante a fase elástica e inelástica. A modelação do passadiço foi efetuada utilizando elementos finitos de barra, de acordo com os elementos geométricos constantes no projeto.

Foram considerados encastramentos ao nível da base dos pilares à cota correspondente à face superior das sapatas.

O modelo numérico global da estrutura do passadiço ilustra-se na Fig. 6.

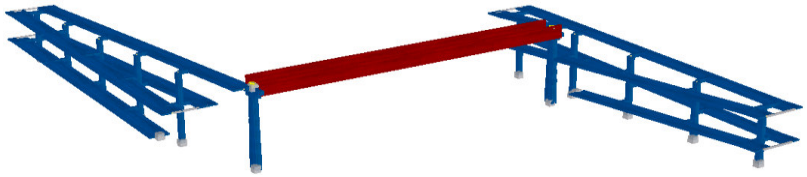
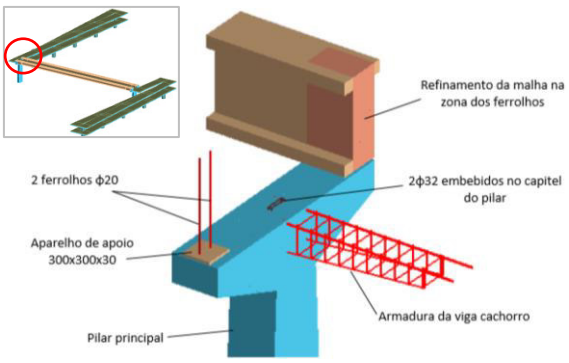


Figura 6- Modelo tridimensional do passadiço em SismoStruct

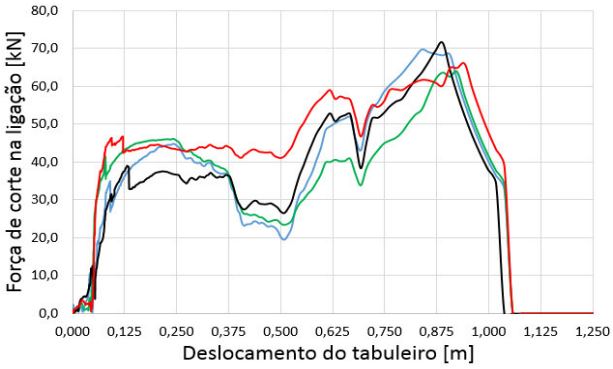
O tabuleiro é pré-esforçado, com cabos de traçado reto ao longo do vão, dispostos no banzo inferior das vigas principais. Esta ação foi simulada através da aplicação de forças estáticas equivalentes, aplicadas no centro de gravidade da secção do tabuleiro.

O comportamento não linear do betão baseou-se no modelo constitutivo de Mander *et al.* [4] e o das armaduras num modelo bi-linear. A classe de betão utilizada foi de C35/45, para os elementos pré-esforçados, e C25/30 nos restantes. No que diz respeito às armaduras foi considerado um aço do tipo A500NR. Os parâmetros de resistência e propriedades dos materiais estão de acordo a NP EN 1992-1:2010 [5].

A ligação entre o tabuleiro e os pilares principais foi modelada através de molas axiais na direção longitudinal e transversal. A rigidez das molas foi obtida com recurso ao programa comercial de cálculo não linear de estruturas *Extreme Loading for Structures (ELS)* [6], a partir de uma análise do tipo *pushover* (Fig. 7). Deste modo, foi possível quantificar a resistência total do nó de ligação, na interface pilar-tabuleiro, bem como obter uma descrição mais detalhada do comportamento estrutural associado ao "efeito de ferrolho". Na Fig. 7b está representada a curva de capacidade da ligação pilar-tabuleiro obtida, em termos da relação força de corte na ligação – deslocamento relativo. Esta lei de comportamento foi implementada no modelo global do passadiço, para descrever o comportamento da ligação pilar-tabuleiro, tendo sido aproximada por um modelo constitutivo bi-linear.



a) Pormenor da ligação pilar-tabuleiro

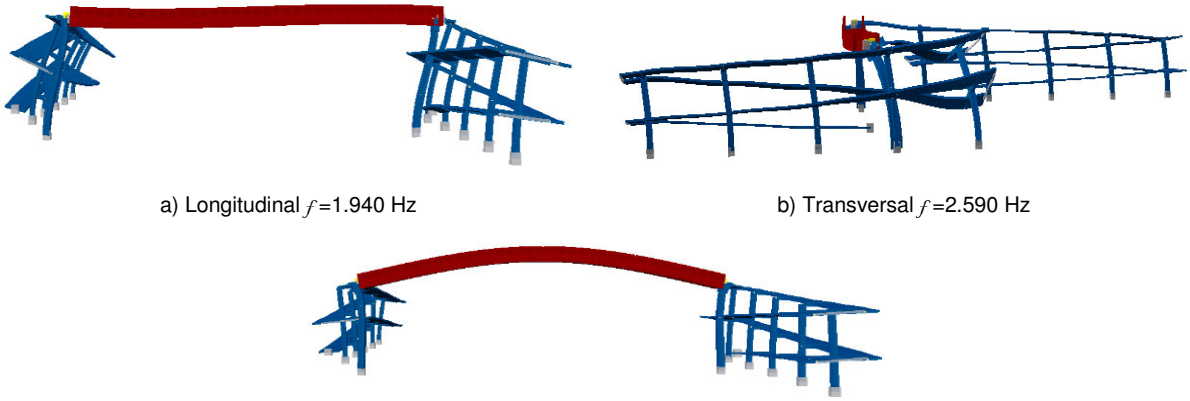


b) Curva de capacidade da ligação pilar-tabuleiro

Figura 7 - Modelo tridimensional do passadiço em *Extreme Loading for Stuctures*

Verifica-se que a ligação atinge o patamar de cedência para um deslocamento relativo médio (para os 4 ferrolhos) de 20 mm e uma força média de 40 kN. A rigidez adotada para a mola foi calculada em conformidade, tendo-se obtido um valor de rigidez total para a ligação, para o domínio elástico, de 25000 kN/m.

Na Fig. 8 representam-se as configurações modais obtidas com o modelo de EF bem como as frequências correspondentes.



a) Longitudinal f=1.940 Hz

b) Transversal f=2.590 Hz

c) Transversal f=3.002 Hz

Figura 8 - Modos de vibração e frequências do modelo numérico tridimensional

A análise dos valores das frequências naturais de vibração, presentes na Fig. 8 e no Quadro 1, evidenciam uma boa correlação relativamente aos valores obtidos por via experimental, apresentando erros inferiores a 5%. A avaliação da correlação entre os modos de vibração experimentais e numéricos foi efetuada através dos coeficientes MAC (Modal Assurance Criterion), observando-se coeficientes da diagonal principal iguais ou superiores a 90%. Desta forma, verifica-se uma boa correspondência entre as configurações modais obtidas com o modelo numérico e as experimentais.

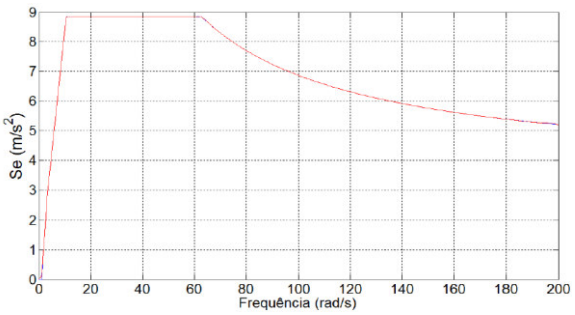
Quadro 1 - MAC - correlação entre os valores experimentais e numéricos

	Modelo numérico (SismoStruct)				% erro
EFDD (ARTeMIS)	**f [Hz]**	**1,940**	**2,590**	**3,002**	
	1,933	0,9570	0,0523	0,0019	**1,91**
	2,522	0,0418	0,8999	0,0439	**4,65**
	3,016	0,0018	0,0231	0,9716	**1,25**

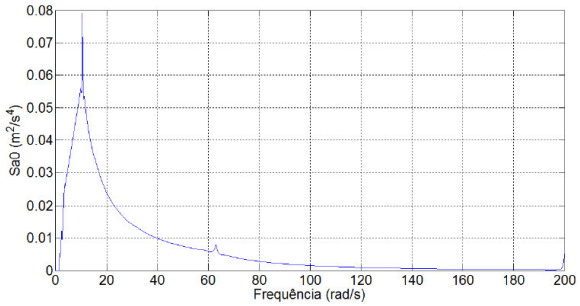
6. AÇÃO SÍSMICA

A análise sísmica da estrutura, em regime não linear, teve como base a aplicação de um conjunto de acelerações sísmicas, geradas artificialmente a partir do espetro de resposta elástico regulamentar do EC8 [7]. A geração dos acelerogramas foi efetuada com base nos espetros de resposta regulamentares [8].

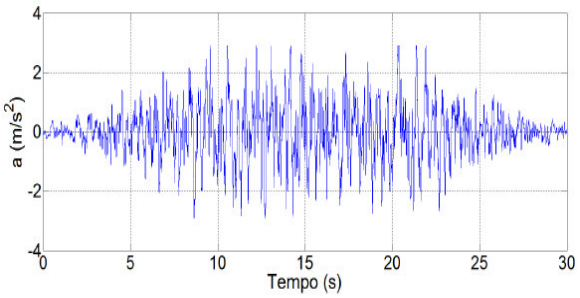
O estudo dos passadiços teve como base a ação sísmica horizontal tipo 1 (magnitude elevada e maior distância focal), com duração de 30 s, em virtude de ser a mais desfavorável para estruturas de baixas frequências. O espetro de resposta elástico que serviu de base à geração dos acelerogramas utilizados, Fig. 9a, foi definido considerando a sismicidade adequada à região de Faro, para um terreno de fundação tipo C [9] e aceleração máxima de referência do solo de 2,0 m/s², considerando uma classe III de importância. O espetro de potência associado, Fig. 9b, foi definido para uma frequência máxima de 200 rad/s com um incremento de 0,2 rad/s.



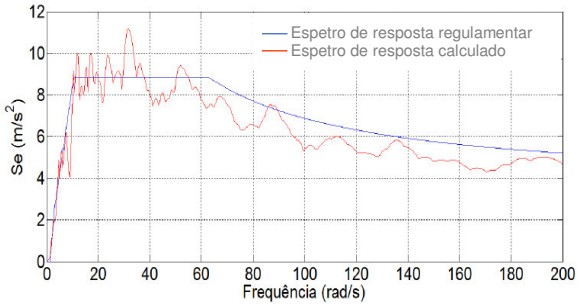
a) Espetro de resposta elástico regulamentar para sismo tipo1



b) Espetro de potência de acelerações



c) Acelerograma compatível para sismo tipo 1



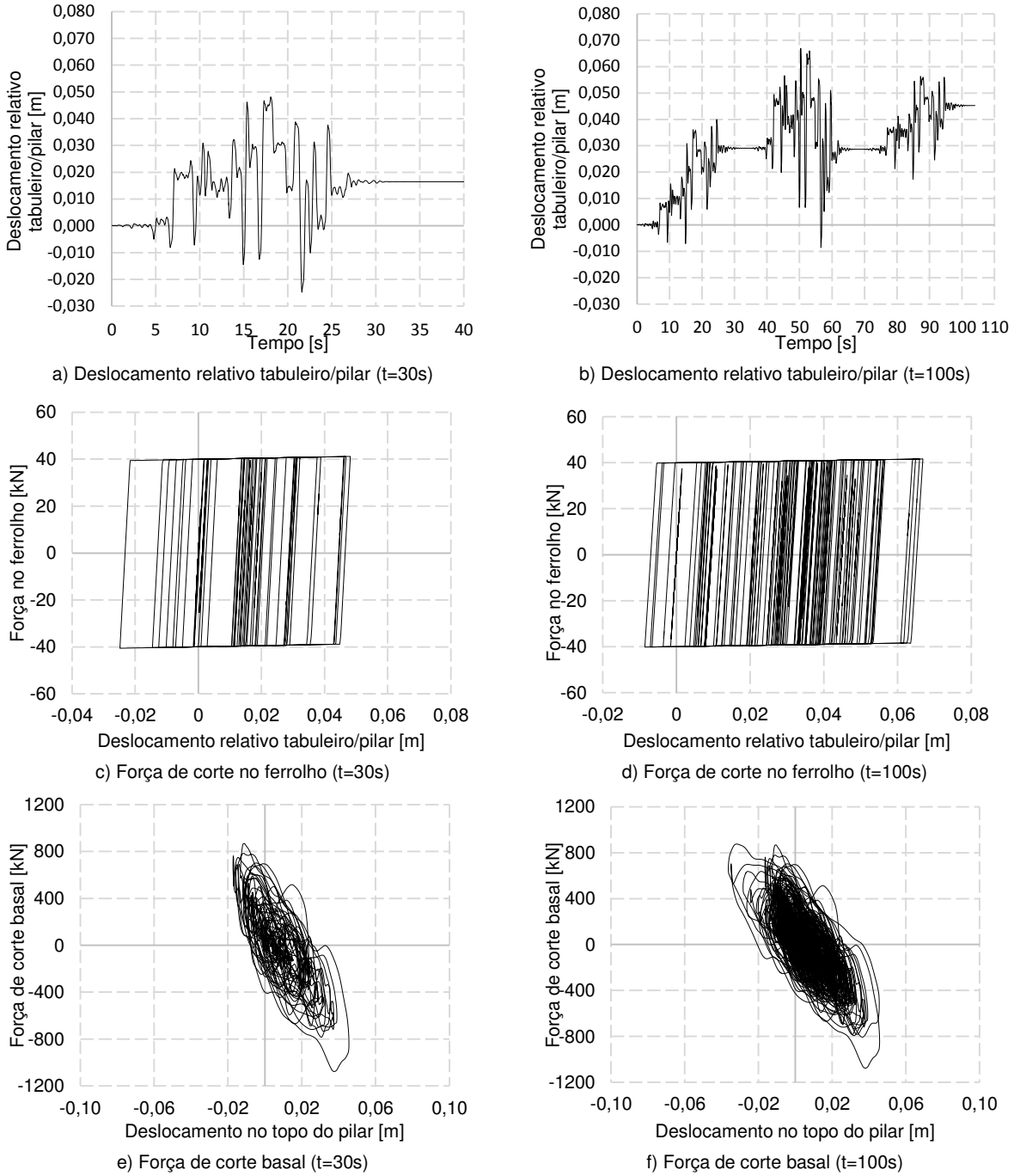
d) Verificação do acelerograma gerado artificialmente

Figura 9 – Geração de acelerogramas artificiais através do espetro de resposta elástico

Como ilustrado na Fig. 9d, o espectro de resposta calculado a partir do acelerograma considerado é compatível com o espectro de resposta regulamentar, confirmando a adequação do acelerograma gerado. No estudo do passadiço foram geradas cinco séries de acelerações.

7. RESPOSTA SÍSMICA DA LIGAÇÃO TABULEIRO/PILAR

A vulnerabilidade sísmica do passadiço, associada à ligação pilar-tabuleiro, está patente na na Fig. 10, onde está sintetizada a resposta desta ligação durante uma acção sísmica. Os eventuais efeitos das réplicas e abalos premonitórios foram também avaliados, considerando o percentil de 60% do sismo principal e uma duração total da ação de 100s.



a) Deslocamento relativo tabuleiro/pilar (t=30s)

b) Deslocamento relativo tabuleiro/pilar (t=100s)

c) Força de corte no ferrolho (t=30s)

d) Força de corte no ferrolho (t=100s)

e) Força de corte basal (t=30s)

f) Força de corte basal (t=100s)

Figura 10 - Resposta sísmica da ligação tabuleiro/pilar

A análise ao comportamento sísmico da ligação pilar-tabuleiro, permite verificar que a cedência dos ferrolhos que materializam esta ligação, Fig. 10c e Fig. 10d, associada à formação de rótulas plásticas no topo dos pilares, impede que grande parte das deformações, sofridas pelo tabuleiro, sejam impostas ao pilar. Deste modo, e tal como se observa na Fig. 10e e Fig. 10f, o pilar apresenta um comportamento essencialmente elástico, sendo a maioria da energia dissipada pela cedência dos ferrolhos.

Durante um sismo regulamentar, constata-se através da observação da Fig. 10a, que os deslocamentos relativos entre o tabuleiro e o pilar não colocam em risco a ligação, em termos do "descalçamento" dos apoios, tendo em conta que o capitel do pilar apresenta, em planta, uma área suficiente para acomodar deslocamentos desta ordem de grandeza.

Contudo, a formação de rótulas plásticas nos elementos de ligação, durante a eventual possibilidade da ocorrência de réplicas e de sismos preliminares, pode comprometer a resposta da estrutura, uma vez que se desenvolvem deslocamentos relativos de alguma relevância. Estes deslocamentos podem por em causa a segurança do passadiço, nomeadamente devido à rotura local por "descalçamento" dos apoios, Fig. 10b.

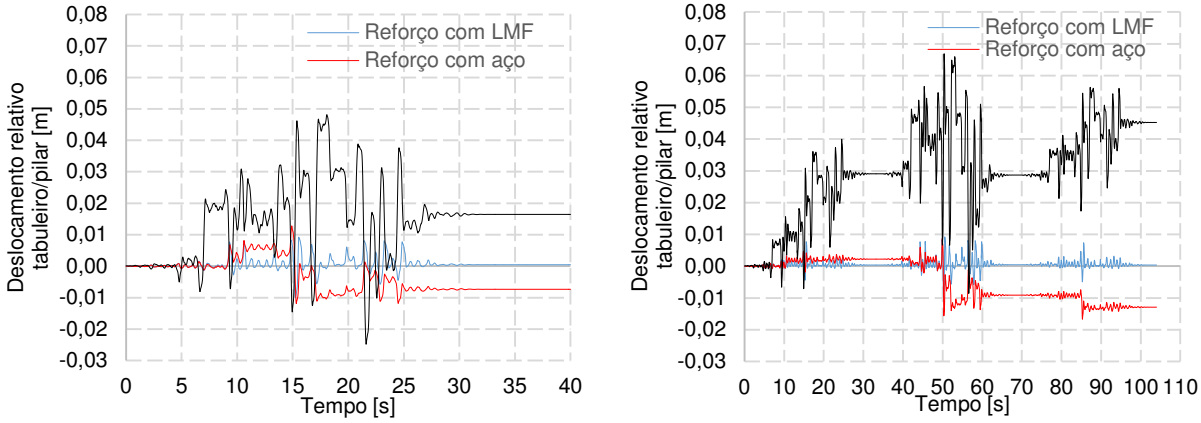
8. REFORÇO SÍSMICO DA LIGAÇÃO TABULEIRO/PILAR

De forma a reduzir a vulnerabilidade da estrutura, perante eventuais sismos, propõe-se a utilização de duas técnicas de reforço distintas: A aplicação de um sistema composto por barras de aço, com diâmetro nominal ϕ10, vastamente utilizado como técnica de reforço, e outro composto por ligas de memórias de forma (LMF) de secção efetiva ϕ11, na sua fase austenítica.

As LMF na fase austenítica caracterizam-se pelo seu comportamento superelástico, i.e., pela sua capacidade de suportar grandes deformações (até cerca de 8%) sem deslocamentos residuais, desenvolvendo, durante um ciclo mecânico de carga-descarga, uma histerese. Este ciclo histerético traduz-se na capacidade do material dissipar energia, o que, aliado à sua elevada capacidade de reposicionamento, estabilidade e resistência à corrosão, faz com que as LMF sejam, cada vez mais, utilizadas em soluções de reforço sísmico.

A aplicação de ambos os sistemas de reforço, revelaram uma melhoria no comportamento da ligação, cuja resposta sísmica se encontra sintetizada nas Fig. 11, Fig. 12 e Fig. 13. Os elementos de reforço adicionais permitem tirar partido da ductilidade do pilar, como se verifica na Fig. 13, sendo que os pilares passam a ser responsáveis pela dissipação de parte da energia. Assim, consegue-se reduzir substancialmente o deslocamento relativo da ligação pilar/tabuleiro, conforme se pode verificar na Fig. 11.

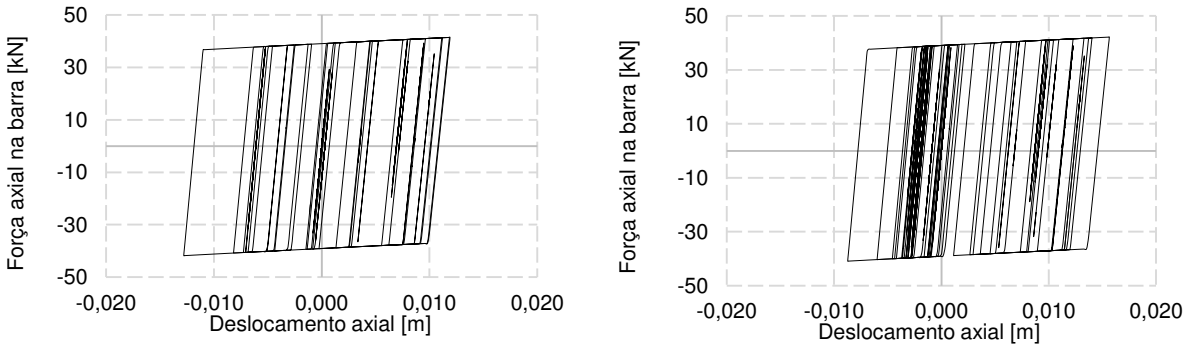
A diferença entre as soluções de reforço propostas está essencialmente presente ao nível dos deslocamentos residuais da ligação, verificando-se valores superiores para aplicação de barras de aço. De facto, ao entrarem em cedência, na Fig. 12a e Fig. 12b, as barras de aço conduzem à inevitável acumulação de deslocamentos residuais. As propriedades superelásticas das LMF permitem uma boa resposta do elemento face a ações cíclicas, evitando assim deformações irreversíveis, Fig. 12c e Fig. 12d.



a) Deslocamento relativo tabuleiro/pilar (t=30s)

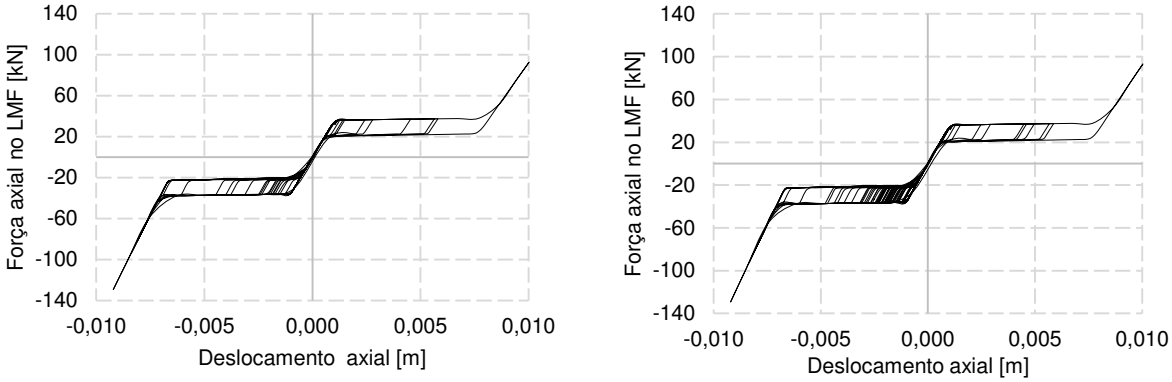
b) Deslocamento relativo tabuleiro/pilar (t=100s)

Figura 11 - Resposta sísmica da ligação tabuleiro/pilar – Pré e Pós Reforço
Deslocamentos Relativos



a) Força de axial no reforço - **Aço** (t=30s)

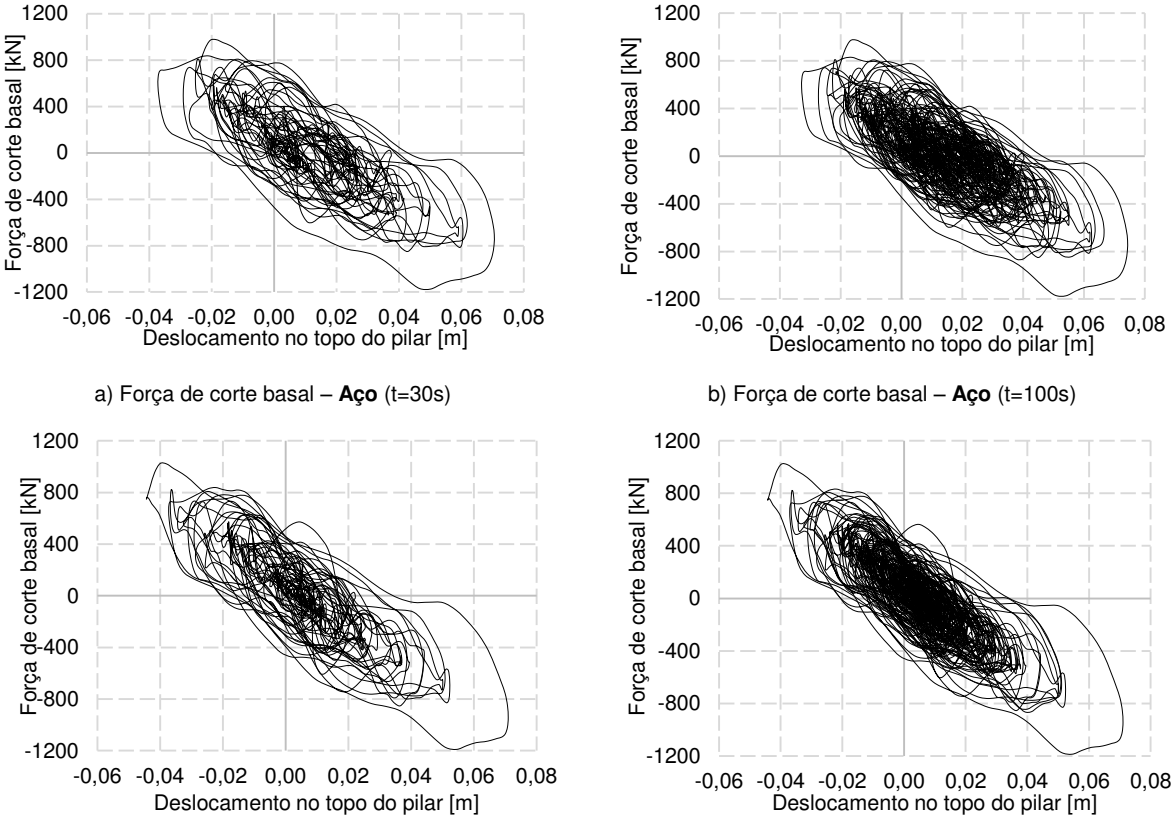
b) Força de axial no reforço - **Aço** (t=100s)



c) Força de axial no reforço - **LMF** (t=30s)

d) Força de axial no reforço - **LMF** (t=100s)

Figura 12 - Resposta sísmica da ligação tabuleiro/pilar – Após Reforço
Força Axial no Reforço



a) Força de corte basal – **Aço** (t=30s)

b) Força de corte basal – **Aço** (t=100s)

c) Força de corte basal – **LMF** (t=30s)

d) Força de corte basal – **LMF** (t=100s)

Figura 13 - Resposta sísmica da ligação tabuleiro/pilar – Após Reforço
Força de Corte Basal

9. CONCLUSÕES

A análise dos resultados obtidos através das simulações efetuadas para o passadiço, permitiu identificar que durante um evento sísmico regulamentar, não ocorre a rotura local da ligação tabuleiro/pilar por "descalçamento do apoio", uma vez que os deslocamentos relativos, desenvolvidos na interface, são relativamente limitados. Contudo, verificou-se, nos elementos de ligação – ferrolhos, responsáveis pela transmissão de forças horizontais para os pilares, a formação de rótulas plásticas e elevados ciclos de carga/descarga, associados à dissipação da maior parte da energia sísmica. Isto traduz-se num comportamento aproximadamente elástico do pilar.

Com o objetivo de tirar partido da ductilidade do pilar e reduzir as forças sísmicas nos ferrolhos, foram implementados dois sistemas de proteção/reforço sísmico: barras de aço e aplicação de ligas com memória de forma. Ambos os sistemas conduziram a uma melhoria no comportamento da ligação, nomeadamente na redução substancial dos deslocamentos relativos entre tabuleiro e o capitel, e no aumento da contribuição do pilar como elemento dissipador de energia.

O sistema de reforço composto por ligas com memória de forma, demonstrou ser uma solução mais eficiente, na medida em que a sua resposta superlástica, permite obter, após uma ação sísmica, deslocamentos residuais próximos de zero, sendo portanto uma alternativa interessante a adotar no ponto de vista do reforço sísmico do passadiço.

AGRADECIMENTOS

Este trabalho faz parte do projeto de investigação financiado pela Fundação para Ciência e Tecnologia (FCT), PTDC/ECM/117618/2010 SUPERB – Prevenção do descalçamento devido à ação sísmica – Elementos de reforço para pontes.

REFERÊNCIAS

[1] Ferreira, A. N.: "Identificação Modal e Actualização de Modelos de Elementos Finitos", Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2013;

[2] SVS, Structural Vibration Solutions, Denmark: ARTeMIS software – www.svibs.com;

[3] SeismoSoft LTD, Italy, SeismoStruct: User Manual – www.seismosoft.com;

[4] Mander J, B, Priestleu J. N., Park, R.: *Theoretical stress-strain model for confined concrete,* ASCE, 1988;

[5] CEN, Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2004;

[6] Applied Science International, Advanced Nonlinear Dynamic Analysis Simplified for Everyday Engineers, Extreme Loading for Structures, 2010 - www.extremeloading.com;

[7] CEN, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges, November 2005;

[8] Hudson, D. E.: *Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology* – 1ª Conferência Mundial de Eng. Sísmica, Berkeley, 1956;

[9] Lopes, H.: "Comparação do Eurocódigo 8 com o RSA/REBAP, Dimensionamento Sísmico de Estruturas de Betão Armado". Tese de Mestrado, IST: Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2007.

Apêndice B

Aplicação do MEA em *Extreme Loading for Structures*

O *Extreme Loading for Structures* (ELS) é um programa de análise estrutural não linear, desenvolvido pela *Applied Science International*, que se baseia na formulação do MEA. No presente capítulo apresenta-se as caraterísticas e pressupostos da modelação associados ao ELS.

B.1 Tipos de elementos

No ELS os elementos utilizados para modelar a geometria da estrutura têm aspeto físico tridimensional, constituídos por elementos prismáticos. A configuração geométrica dos elementos pode ser adquirida a partir da construção de linhas que posteriormente são convertidas para sólidos ou utilizando os elementos prismáticos pré-definidos de oito nós, ilustrados na Figura B.1. Salienta-se ainda que os GDL localizam-se no centroide do elemento e que estes nós aqui referidos têm apenas a utilidade de atribuir forma geométrica aos elementos.

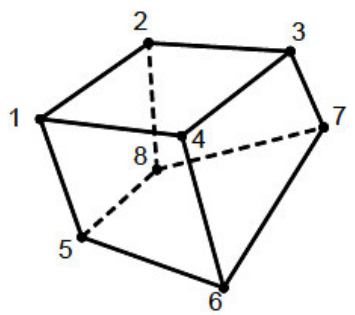


Figura B.1: Elementos prismáticos pré-definidos pelo programas [56].

A interação e agrupamento dos elementos no ELS é concedida através de conjuntos de três molas – uma axial e duas tangenciais – dispostos na interface, como ilustrado na Figura B.2, que representam na íntegra as tensões e deformações associados a um determinado volume de material.

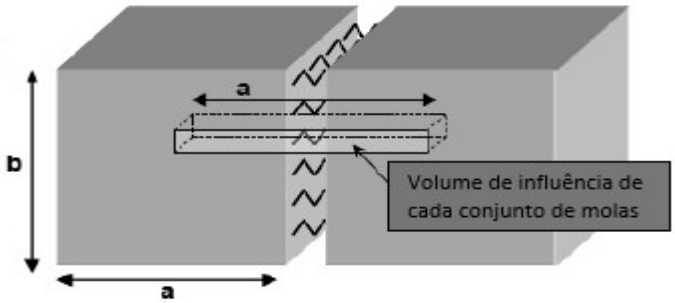


Figura B.2: Distribuição das molas e respetivo volume de influência [6].

No ELS os elementos são compostos por seis GDL – três translações e três rotações – aplicados no centro de gravidade do elemento, conforme ilustrado na Figura B.3.

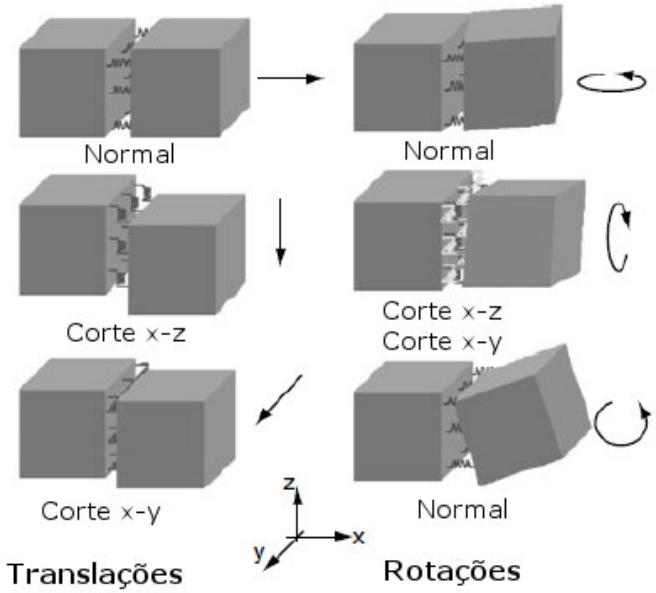


Figura B.3: Rotações e translações dos elementos [7].

Este tipo de ligação permite aos elementos, desde que se situem no mesmo plano, estarem parcialmente conectados durante a análise, até mesmo quando as superfícies permanecem desalinhadas. No caso de alguma mola atingir a capacidade máxima, esta será removida, mantendo as restantes ativas.

Esta possibilidade de modelação é principalmente vantajosa quando se pretende analisar um problema de colapso progressivo em que a primeira cedência é local. Deste modo, evita-se problemas de singularidade que impeçam o progresso da análise após a separação. No MEF convencionais, tendo em conta que os elementos se encontram conectados pelos nós, a não continuidade entre estes deixa de existir no caso da ligação ser parcial, Figura B.4, sendo necessário adotar medidas de correção que passam por exemplo em adicionar GDL a essas zonas.

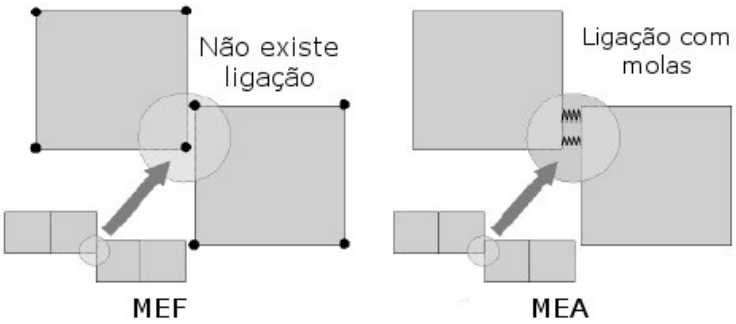


Figura B.4: Ligação parcial dos elementos [6].

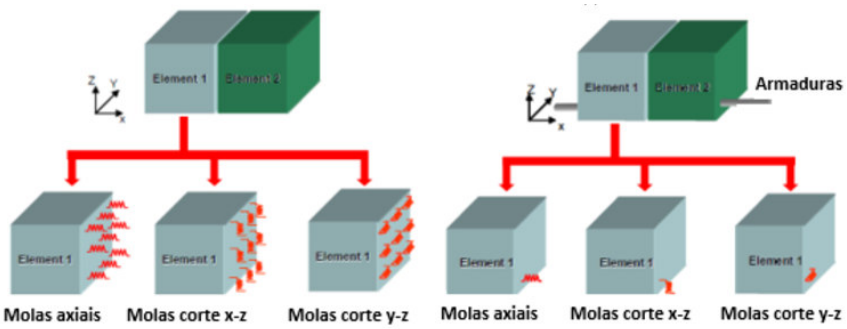
É prática corrente “refinar a malha” em determinadas zonas da estrutura quando se pretende obter maior precisão de análise; ou porque é suscetível a maior concentração de tensões ou para obter maior detalhe na propagação de fendas. No MEF este processo envolve uma transição gradual de elementos de maiores dimensões para outros de menores proporções. Na formulação do MEA, aplicado ao ELS, os elementos prismáticos são também alvos deste refinamento, sendo necessário ter alguma atenção na transição dos elementos para não afetar a precisão dos resultados.

B.2 Molas de interface

As molas que permitem agrupar os elementos e determinar o estado de tensão/extensão associado a cada um, são geradas automaticamente pelo programa. No ambiente em ELS podem ser classificadas em dois grupos: “matrix springs” e “reinforcement (RFT) springs”, como se observa na Figura B.5. As primeiras referem-se ao material principal que constitui a estrutura, enquanto que as RFT pretendem simular as caraterísticas e propriedades das armaduras.

Para simular as armaduras são geradas três molas, com localização exata das mesmas e as respetivas caraterísticas. A mola axial tem a direção longitudinal dos varões, independentemente da superfície do elemento. Para as molas RFT estabelece-se o seguinte critério de rotura no ELS:

- A tensão normal de tração instalada é superior ou igual à tensão última do material. Salienta-se ainda que as RFT trabalham apenas à tração, não sendo consideradas forças de corte em molas à compressão.
- A extensão de separação das molas “matrix” é alcançada. Esta extensão pode ser definida como a distância necessária, entre elementos, para que as molas continuem ligadas.



(a) Molas “Matrix” (b) Molas “RFT”

Figura B.5: Classificação das molas em ELS [6]

B.3 Parâmetros de contacto

Quando a tensão/extensão média entre duas faces adjacentes atinge o limite especificado para o material, as molas são removidas e o elemento assume um comportamento de corpo rígido. No entanto, se estes elementos se voltarem a encontrar são geradas molas lineares de contacto. Estas têm o objetivo de transferir energia durante a colisão e portanto a sua rigidez deve ser devidamente determinada para se obter resultados realistas: rigidez elevada conduz a maiores forças durante o impacto, enquanto que para uma rigidez menor as forças transmitidas são também inferiores.

Para definir a rigidez a adotar nas molas de contacto os parâmetros seguintes devem ser tidos em conta:

1. **Fator para a rigidez normal de contacto – F$^*_N$:**

   Para elementos em contacto a equação (2.1) pode ser escrita da forma:

   $$K_n^* = \frac{E \cdot A}{d} \tag{B.1}$$

   onde K_n^* é a rigidez axial da mola de contacto, E é o valor mínimo do módulo de elasticidade dos elementos, A a área média de contacto entre os elementos e d a distância entre centróides, conforme ilustrado na Figura B.6.

   Na análise pelo ELS o utilizador não tem controlo direto sobre d, uma vez que este é assumido como sendo a razão entre a área média das faces, resultando em:

   $$A = F_N^* \cdot d^2 \tag{B.2}$$

   Substituindo a equação (B.2) na equação (B.1) obtêm-se a rigidez axial da mola de contacto:

   $$K_n^* = E \cdot F_N^* \cdot d \tag{B.3}$$

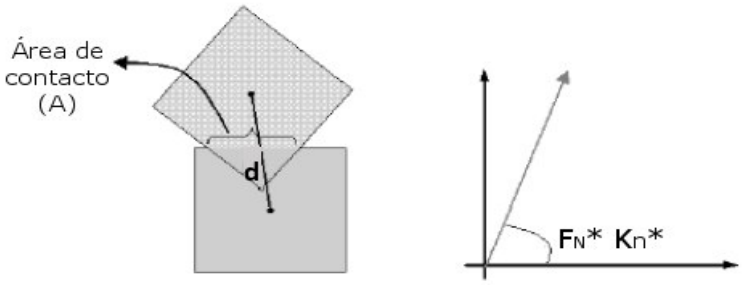


Figura B.6: Fator para a rigidez normal de contacto [6].

2. **Fator para a rigidez de corte de contacto – F$^*_S$:**

   Para elementos em contacto a rigidez de corte transmitida é inferior à axial. A rigidez ao corte das molas de contacto depende principalmente das propriedades de atrito entre os elementos:

$$K_s^* = G \cdot F_S^* \cdot d \quad \text{se} \quad F_c < \mu N \tag{B.4}$$

$$K_s^* = \frac{G \cdot F_S^* \cdot d}{1000} \quad \text{se} \quad F_c > \mu N \tag{B.5}$$

   onde K_S^* é a rigidez de corte da mola de contacto, G é o valor mínimo do módulo de distorção dos elementos, d a distância entre centróides, Figura B.7, F_c a força de corte, μ o coeficiente de atrito e N a força normal. Para forças de corte elevadas e/ou coeficiente de atrito reduzido, equação (B.5), a rigidez transmitida é minimizada de modo a simular o deslizamento entre elementos.

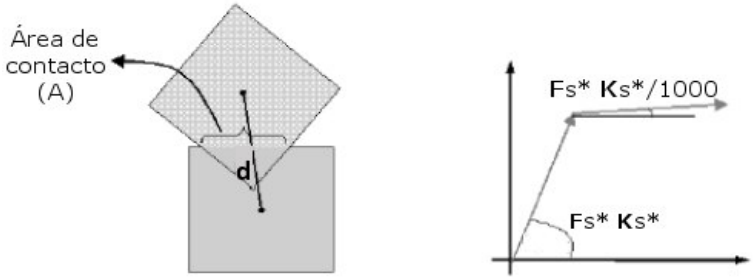


Figura B.7: Fator para a rigidez de corte no contacto [6].

3. **Fator de carga-descarga no contacto, n:**

   Durante o contacto, parte da energia armazenada nos elementos é dissipada, conforme se observa na Figura B.8. O fator n tem em conta esta ocorrência durante a análise. Para $n = 1$ nenhuma energia é dissipada, sendo a velocidade do elemento igual antes e após o contacto. Com $n > 1$ significa que durante a colisão parte da energia foi dissipada.

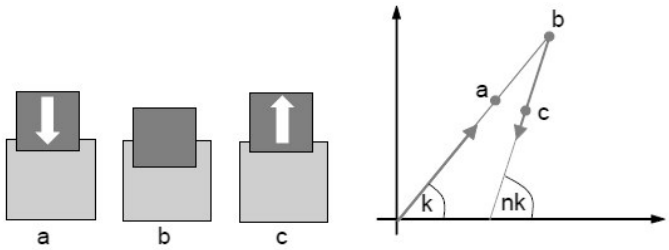


Figura B.8: Fator de carga-descarga no contacto [6].

B.4 Opções de carregamento

O ELS possibilita a execução de análises estáticas e dinâmicas com controle de carga ou deslocamento. As solicitações impostas à estrutura são definidas em estágios independentes e podem ser do seguinte tipo:

1. Carregamento estático
    - Peso próprio
    - Peso adicional
2. Carregamento dinâmico
    - Simulação de sismos
    - Explosões e Impactos
    - Remoção de elementos estruturais
    - Cargas móveis
    - Pressões dinâmicas

Apêndice C

Ação Sísmica

C.1 Definição da Ação Sísmica Regulamentar

A caraterização e definição da ação sísmica regulamentar depende de diversos fatores que serão abordados nesta secção. No presente trabalho será feita referência à Norma Portuguesa NP EN 1998-1:2010 e EN 1998-2:2005 (EC8).

Zonamento sísmico

De acordo com o anexo nacional do EC8, o zonamento sísmico de Portugal Continental está identificado em termos de aceleração máxima de referência, a_{gR}, para dois cenários de ação sísmica: Tipo 1 (interplaca) e Tipo 2 (intraplaca). O primeiro corresponde a um sismo com grande distância focal e de magnitude elevada, superior a seis na escala de Richter, enquanto que a ação tipo 2 está associada a um sismo com distancia focal próxima e magnitude moderada, entre cinco e seis da mesma graduação.

Para diferenciar a sismicidade das várias regiões, Portugal Continental encontra-se dividido em seis zonas para uma ação sísmica do tipo 1 e três para o tipo 2, como ilustrado na Figura C.1. A escala numérica de 1 a 5 distingue, respetivamente, os municípios mais e menos suscetíveis a este tipo de ação.

Classificação do terreno

A definição das ações sísmicas referidas anteriormente são preconizadas pelo EC8 assumindo a presença de um terreno rochoso. Contudo, as caraterísticas geotécnicas do terreno introduzem efeitos de amplificação na própria ação sísmica que podem alterar as caraterísticas mecânicas dos solos durante a excitação, nomeadamente a deformabilidade e amortecimento. No geral, para cenários de menor excitação os terrenos respondem sem comportamento não linear relevante e apresentam menores amortecimentos. Deste modo se justifica que, o efeito da amplificação é mais notório entre o *bed-rock* e a superfície do terreno, registando-se assim coeficientes de solo, S, superiores nas zonas de menor sismicidade.

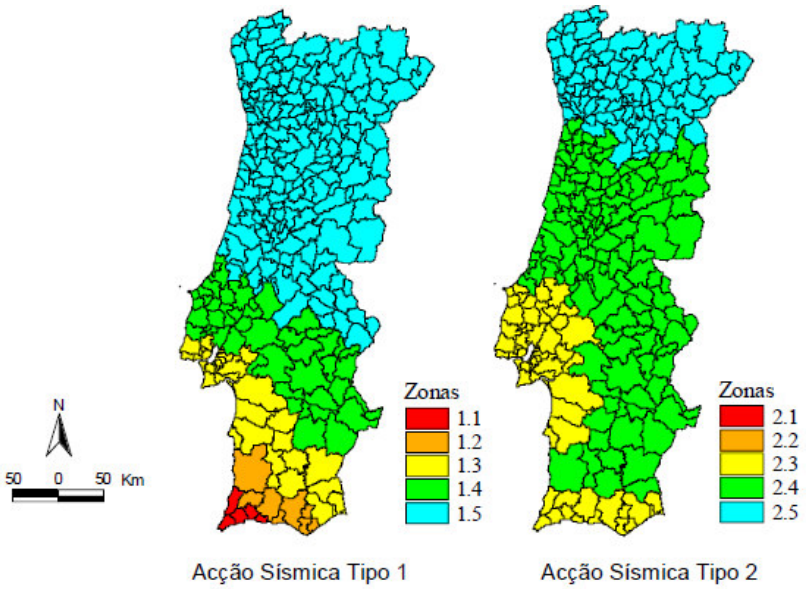


Figura C.1: Zonamento sísmico em Portugal Continental [19].

De acordo com o EC8 os terrenos são classificados da seguinte forma: A, B, C, D, E, S_1 e S_2. A classificação do solo está de acordo com as suas características mecânicas que devem ser obtidas, sempre que possível, através de ensaios sísmicos geotécnicos (e.g. ensaio Cross-Hole, Down-Hole e MASW). A caraterização geotectónica do terreno, recorrendo a estes ensaios, permite assim obter a velocidade de propagação das ondas transversais, V_s, e aferir as caraterísticas elásticas e massa especifica do solo. Na ausência de ensaios sísmicos ao terreno ou na impossibilidade de realizar os mesmos, a caraterização do solo tem como base ensaios de penetração destrutivos SPT e de coesão não drenada, C_u, (e.g. CPT/CPTu, pressiómetro de Ménard, etc.).

Os terrenos tipo A e B pertencem ao grupo dos maciços rochosos e rijos, os do tipo C e D aos de média e baixa compacidade e os do tipo E correspondem a solos brandos sobre formações rochosas, em que existe grande contraste de rigidez. As classes S_1 e S_2 estão associadas à categoria de solos argilosos moles. Estes, são dois tipos especiais de solo que requerem estudos específicos para a definição da ação sísmica, nomeadamente a suscetibilidade à rotura quando sujeitos a este fenómeno.

Para identificar o tipo de terreno devem ser realizadas prospeções geológicas-geotécnicas com o objetivo de identificar o risco de rotura e instabilidade do maciço associado a fenómenos de liquefação e consolidação durante a ação sísmica.

Classe de Ductilidade

A conceção estrutural é um aspeto fundamental que se reflete no comportamento da estrutura durante uma ação sísmica. Por fatores económicos, a maior parte das

estruturas não pode apresentar rigidez suficiente para acomodar toda a energia resultante de um abalo sísmico, sem apresentar deformações plásticas.

Durante a vida útil de uma estrutura e em função do seu desempenho é tolerado um certo nível de dano, desde que estas apresentem um nível de ductilidade suficiente para dissipar energia, sem comprometer a integridade e estabilidade do sistema estrutural. A ductilidade é definida como a capacidade que a estrutura ou parte desta tem de ficar sujeita a grandes deformações, sem romper, para além do regime elástico.

De acordo com o EC8 definem-se três classes de ductilidade:

- Ductilidade baixa (DCL) – a resposta da estrutura é principalmente em regime elástico, uma vez que o seu baixo nível de ductilidade não permite tirar partido do comportamento após cedência dos materiais. Como tal, a segurança às ações depende maioritariamente da resistência dos elementos estruturais e não da sua capacidade de dissipação de energia. O dimensionamento sísmico para DCL é apenas recomendado em zonas de baixa sismicidade.

- Ductilidade média (DCM) – as estruturas pertencentes a esta classe apresentam boa resposta inelástica e dissipação de energia. O comportamento dúctil dos elementos é assegurado pelo cumprimento dos requisitos de dimensionamento.

- Ductilidade alta (DCH) – a estrutura apresenta um alto nível de dissipação de energia e elevada capacidade de se comportar em regime plástico. Os elementos estruturais seguem um maior nível de exigências face às classes anteriores.

Tendo em conta o nível de sismicidade que se verifica em Portugal Continental e Açores, a classe de ductilidade baixa não deve, em geral, ser implementada. Por outro lado, a classe de ductilidade elevada apresenta maiores complicações em dimensionamento e execução, optando-se a maioria das vezes, no nosso país, pela classe de ductilidade média [5].

Período de Retorno

Na ocorrência de um sismo o projeto estrutural deve assegurar principalmente que as vidas humanas se encontrem fora de perigo, os danos sejam limitados e as instalações de proteção civil se mantenham operacionais.

O EC8 define a ação sísmica como um acontecimento probabilístico, com período de retorno T, associado à necessidade de funcionamento operacional das estruturas após um terramoto – classe de importância. Para classes superiores está implícito um período de retorno maior.

A probabilidade de um sismo regulamentar de dimensionamento não ser excedido em n anos é dada por:

$$\overline{P}_n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \tag{C.1}$$

Deste modo, a probabilidade da ação sísmica ser excedida mo mesmo intervalo é:

$$P_n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \tag{C.2}$$

Para o dimensionamento estrutural o EC8 estabelece exigências de desempenho relacionadas com o não-colapso e limitação de danos. Relativamente às primeiras, no caso de um sismo raro, com probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos (período de retorno de 475 anos), as estruturas não devem colapsar e a resistência residual após o sismo deve estar garantida. No que consta à exigência de limitação de danos, a ação sísmica é dimensionada para uma probabilidade de ocorrência de 10% em 50 anos (período de retorno de 95 anos), devendo abrigar danos estruturais e limitar os não estruturais de forma a que o custo de reparação não seja em demasia face ao custo global da estrutura.

Classe de Importância

A classe de importância surge com a necessidade de diferenciar a fiabilidade do comportamento sísmico de diferentes tipos de estruturas, refletindo a importância e operacionalidade das mesmas após a ocorrência de um sismo.

O coeficiente de importância, γ_I, afeta diretamente o valor da aceleração de pico no solo e consequentemente a aceleração de projeto, a_g, dada por:

$$a_g = a_{gr} \cdot \gamma_I \tag{C.3}$$

De acordo com o EC8- parte 2, os coeficientes de importância a adotar em pontes são os indicados na Tabela C.1.

Tabela C.1: Classes de Importância [18]

Classe	Descrição	γ_I
I	Pontes cuja a importância não é critica à manutenção das comunicações, sobretudo após um sismo, e em que não se justifica economicamente adotar o período de vida útil habitual mas sim menor.	0,85
II	Classe intermédia	0,85 a 1,30
III	Pontes de grande importância e essenciais à manutenção das comunicações sobretudo após um sismo e que são concebidas para um período de vida útil maior que o habitual.	1,30

Coeficiente de Comportamento

O dimensionamento sísmico de estruturas que durante a vida útil podem estar sujeitas a ações sísmicas de elevada intensidade, não deve ser feito tendo por base uma análise em regime linear. Quando uma estrutura é sujeita a uma ação sísmica intensa, pode experimentar valores de deslocamentos elevados, ultrapassando assim a fase elástica e adquirindo comportamento não linear.

Quando se pretende ter em conta o comportamento não linear de uma estrutura durante uma análise em regime linear, é necessário ajustar os resultados da análise através do fator de redução da resposta sísmica, denominado normalmente por coeficiente de comportamento, q. O valor de q pode ser obtido pela seguinte expressão [31]:

$$q = \frac{F_e}{F_d} = \frac{F_e}{F_y} \cdot \frac{F_y}{F_d} = q_\mu \cdot q_s \tag{C.4}$$

em que F_e é o valor das forças obtidas da analise sísmica linear, F_y está associado à resistência à plastificação da estrutura, F_d a força sísmica regulamentar, q_μ é um fator que depende essencialmente da ductilidade da estrutura e q_s tem em conta a sobrerresistência da mesma, Figura C.2.

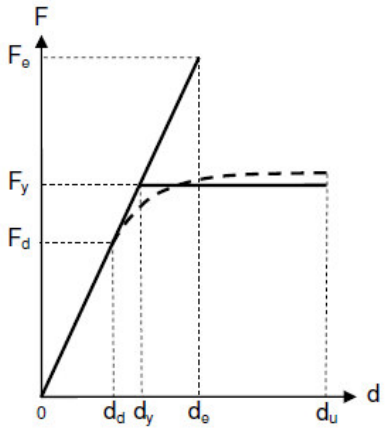


Figura C.2: Relação força-deslocamento [33].

A definição do coeficiente de comportamento que consta no RSAEEP é equivalente a q_μ. No entanto, o EC8 permite adaptar esse valor tendo em conta possíveis sobrerresistências da estrutura que são expressas em função dos coeficientes α_1 e α_u associados, respetivamente, ao inicio das formação de rótulas plásticas e formação do mecanismo de colapso da estrutura, Figura C.3.

Para estruturas em betão armado e na presença de ações sísmicas horizontais, o EC8 define q da seguinte forma:

$$q = q_o \cdot K_w \geq 1,5 \tag{C.5}$$

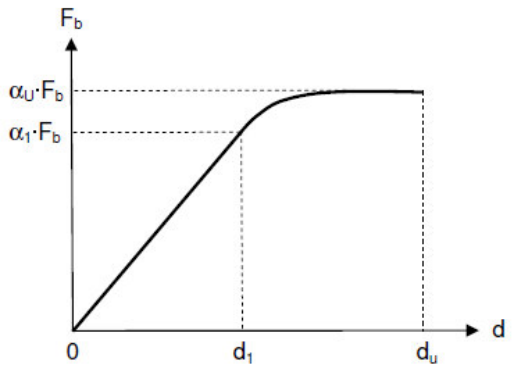


Figura C.3: Parâmetros α_1 e α_u em função da força basal, F_b [33].

onde, q_o é o valor básico do coeficiente de comportamento que tem em conta a ductilidade e tipo de estrutura e K_w é um parâmetro que reflete o modo de rotura preponderante para sistemas de paredes, cujos valores são também expostos pelo regulamento e dependem do tipo de sistema estrutural.

Espetro de resposta regulamentar

Os espetros de resposta regulamentares que caraterizam a ação sísmica resultam da envolvente de vários espetros associados a uma vasta gama de acelerogramas, não representando, a resposta dos osciladores a nenhuma ação sísmica especifica.

O objetivo dos espetros regulamentares de dimensionamento é estabelecer os valores mínimos de resistência que as estruturas de uma dada região devem apresentar de acordo com a sismicidade desse local. Assim, a ordenada do espetro de resposta de dimensionamento indica, em função da frequência própria do oscilador, o valor de determinada grandeza (aceleração, deslocamento, etc.) que o oscilador deverá ter capacidade de suportar [36].

O EC8 define o movimento sísmico à superfície a partir de um espetro elástico de acelerações $S_e(T)$, com grafismo genérico ilustrado na Figura C.4, permitindo obter a resposta máxima da estrutura face a uma ação sísmica qualquer.

No âmbito do EC8 a ação sísmica é definida por duas componentes horizontais, caracterizadas pelo mesmo espetro, e uma componente vertical qualificada de forma diferente.

O espetro de resposta elástico da ação sísmica com direção horizontal, $S_e(T)$, é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right] \tag{C.6}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S\eta \cdot 2,5 \tag{C.7}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \tag{C.8}$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \tag{C.9}$$

em que,

T é o período de vibração de um sistema de um GDL; a_g é a aceleração de projeto para terrenos rochosos (tipo A); T_B o limite inferior do ramo espetral de aceleração constante; T_C o limite superior do ramo espetral de aceleração constante; T_D é o valor que define o inicio do ramo de deslocamento constante; S é o fator de terreno; η é o fator de correção do amortecimento.

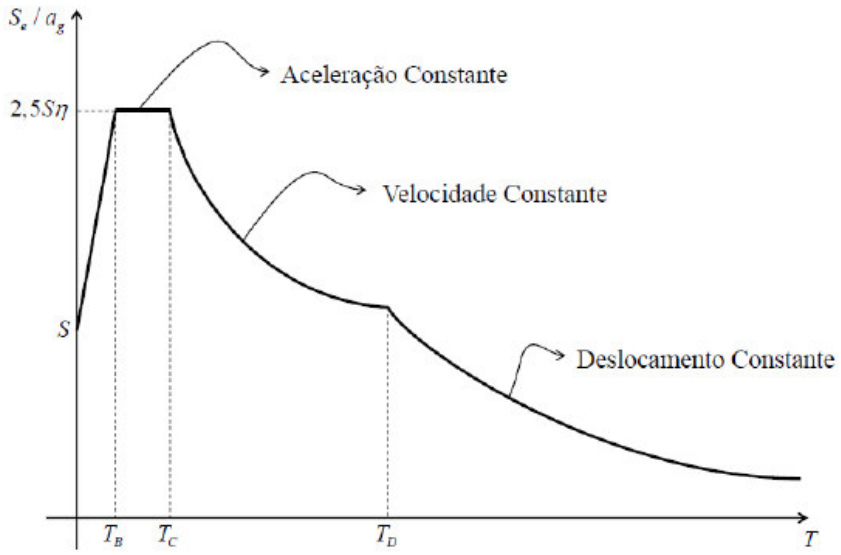


Figura C.4: Forma genérica do espetro de resposta elástica [19].

O valor do fator de correção do amortecimento pode ser determinado com base na expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0,55 \tag{C.10}$$

onde ξ é a percentagem de amortecimento viscoso da estrutura.

Em Portugal o fator de terreno, S, é determinado atendendo ao valor de cálculo da aceleração à superfície, a_g, para um solo tipo A, da seguinte forma:

$$S = S_{max} \qquad \text{se} \qquad a_g \leq 1m/s^2 \tag{C.11}$$

$$S = S_{max} - \frac{S_{max} - 1}{3} \cdot (a_g - 1) \qquad \text{se} \qquad a_g < 1m/s^2 \leq 4m/s^2 \tag{C.12}$$

$$S = 1,0 \qquad \text{se} \qquad a_g \geq 4m/s^2 \tag{C.13}$$

Na Tabela C.2 apresenta-se os valores dos períodos T_B, T_C e T_D e o parâmetro, S_{max}, em função do tipo de solo e ação sísmica, que descrevem a configuração do espetro elástico horizontal.

Tabela C.2: Parâmetros definidores dos espetros de respostas elásticos horizontais

	Ação sísmica Tipo 1				Ação sísmica Tipo 2			
Tipo de terreno	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$	S_{max}	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,1	0,6	2,0	1,0	0,1	0,25	2,0
B	1,35	0,1	0,6	2,0	1,35	0,1	0,25	2,0
C	1,6	0,1	0,6	2,0	1,6	0,1	0,25	2,0
D	2,0	0,1	0,8	2,0	2,0	0,1	0,3	2,0
E	1,8	0,1	0,6	2,0	1,8	0,1	0,25	2,0

Para a ação sísmica vertical, o espetro de resposta elástico, $S_{ve}(T)$, é definido pelas seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1)\right] \tag{C.14}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 2,5 \tag{C.15}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right] \tag{C.16}$$

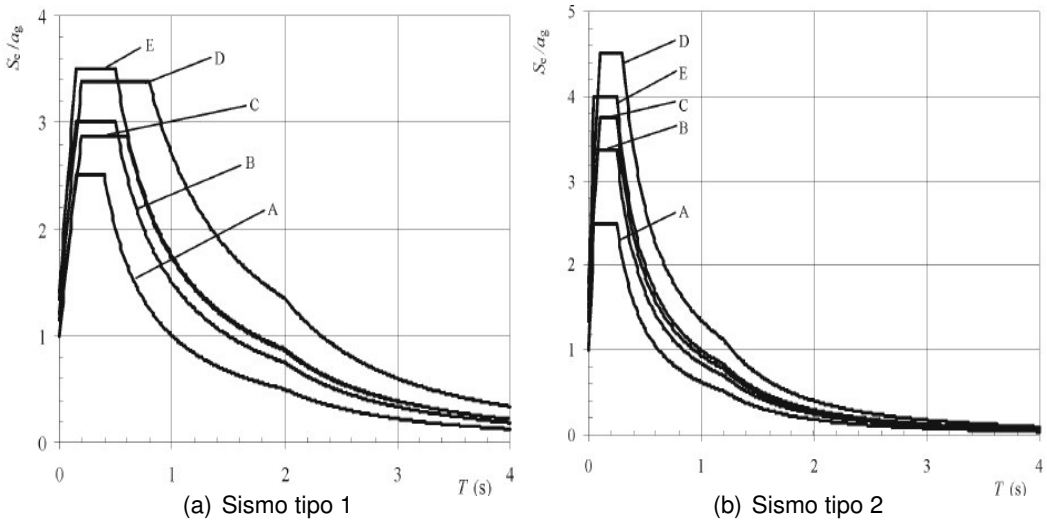
$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right] \tag{C.17}$$

A Tabela C.3 estabelece os parâmetros necessários que descrevem a forma do espetro elástico para a componente vertical da ação sísmica.

Tabela C.3: Parâmetros definidores dos espetros de respostas elásticos verticais

Ação sísmica	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tipo 1	0,75	0,05	0,25	1,0
Tipo 2	0,95	0,05	0,15	1,0

A partir da Figura C.5 é possível comparar os espetros de resposta elástica preconizados pelo EC8, para os vários tipos de terreno.



(a) Sismo tipo 1 (b) Sismo tipo 2

Figura C.5: Espetros de resposta elástica para terrenos do tipo A a E (5% amortecimento) [19]

A partir da análise da Figura C.5 constata-se que os solos moles e pouco coesivos aumentam a resposta da estrutura. Na realidade, estes tipos de solo são os mais suscetíveis de sofrer liquefação por excitação sísmica, uma vez que esta ação quando atua densifica a própria estrutura do solo, dificultando a drenagem do excesso de pressão intersticial e obrigando o solo a comportar-se como um fluído.

A capacidade dos sistemas estruturais resistirem à ação sísmica em regime não-linear permite que estes sejam dimensionados para forças sísmicas inferiores às correspondentes em regime linear elástico.

De modo a simplificar a análise e evitar o cálculo estrutural em regime inelástico, o EC8 propõe a consideração da capacidade de dissipação de energia da estrutura, através do comportamento dúctil dos seus elementos, realizando uma análise elástica baseada num espetro de resposta reduzido em relação ao elástico, designado por espetro de cálculo. Essa redução é concretizada pela utilização do coeficiente de comportamento q.

Apesar de tudo, na abordagem espetral está associado o inconveniente de avaliar apenas o módulo dos valores máximos da resposta da estrutura, perdendo-se informação do instante em que eles ocorrem e do seu significado físico.

Combinação das componentes da ação sísmica

De acordo com o EC8, as componentes horizontais da ação sísmica podem ser combinadas da seguinte forma:

$$E_{Edx} \text{“}+\text{''}\ 0.30E_{Edy} \text{“}+\text{''}\ 0.30E_{Edz} \tag{C.18}$$

$$0.3E_{Edx} \text{“}+\text{''}\ E_{Edy} \text{“}+\text{''}\ 0.30E_{Edz} \tag{C.19}$$

$$0.3E_{Edx} \text{“}+\text{''}\ 0.30E_{Edy} \text{“}+\text{''}\ E_{Edz} \tag{C.20}$$

em que:

“$+$'' significa “combinar com”;

E_{Edx} representa a ação sísmica horizontal segundo um referencial x;

E_{Edy} representa a ação sísmica horizontal segundo um referencial y;

E_{Edz} representa a ação sísmica vertical segundo um referencial z.

Contudo, o EC8 restringe o efeito da componente vertical da ação sísmica apenas para os seguintes elementos e caso a aceleração vertical, a_{vg}, seja superior a 2,5 m/s^2.

- elementos estruturais parcial/totalmente horizontais e com vãos superiores ou iguais a 20m;
- consolas horizontais com mais de 5m de comprimento;
- elementos pré-esforçados horizontais;
- vigas que suportam pilares;
- estruturas com isolamento de base.

C.2 Espetros de resposta

Os métodos de análise sísmica de estruturas expostos na subsecção 3.2, à exceção da análise dinâmica não linear, recorrem a espetros de resposta para simular o movimento sísmico à superfície.

De acordo com *Clough e Penzien* [17], a equação fundamental do movimento dinâmica de um sistema com um GDL sujeito a uma aceleração na base, é escrita da forma:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \tag{C.21}$$

em que m é a massa do sistema, c o amortecimento e k a rigidez. As grandezas $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$ e $u(t)$ são, respetivamente, a aceleração, velocidade e deslocamento do sistema, em coordenadas relativas. Por fim, $\ddot{u}_g$ corresponde à aceleração do solo.

Dividindo todos os termos pela massa, a equação (C.21) pode ser escrita da forma:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\dot{u}(t) + \omega_n^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \tag{C.22}$$

onde ξ e ω_n são, respetivamente, o coeficiente de amortecimento crítico do sistema e a frequência natural, dado por:

$$\xi = \frac{c}{2m} \tag{C.23}$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \tag{C.24}$$

Constata-se da equação (C.22), para uma aceleração de base qualquer, a resposta do sistema depende exclusivamente da frequência natural e do coeficiente de amortecimento. A resposta da estrutura, em termos de deslocamentos relativos pode ser obtida, por exemplo, pelo integral de *Duhamel* para regimes amortecidos:

$$u(t) = -\frac{1}{m\omega_a}\int_0^\tau m\ddot{u}_g(\tau)e^{-\xi\omega(t-\tau)}\sin(\omega(t-\tau))d\tau \tag{C.25}$$

onde ω_a é a frequência amortecida do sistema:

$$\omega_a = \omega\sqrt{1-\xi^2} \tag{C.26}$$

Assim, pode definir-se o espetro de resposta em deslocamentos, S_d, ilustrado na Figura C.6, como sendo a resposta máxima de vários sistema de um GDL, em função da sua frequência natural, amortecimento e da excitação de base:

$$S_d(\omega, \xi) \equiv u_{max}(t) \tag{C.27}$$

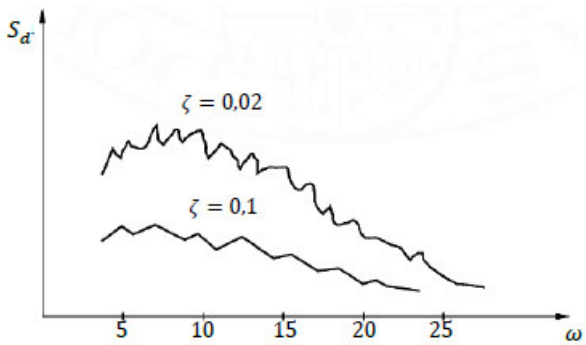


Figura C.6: Espetro de resposta em deslocamentos [30].

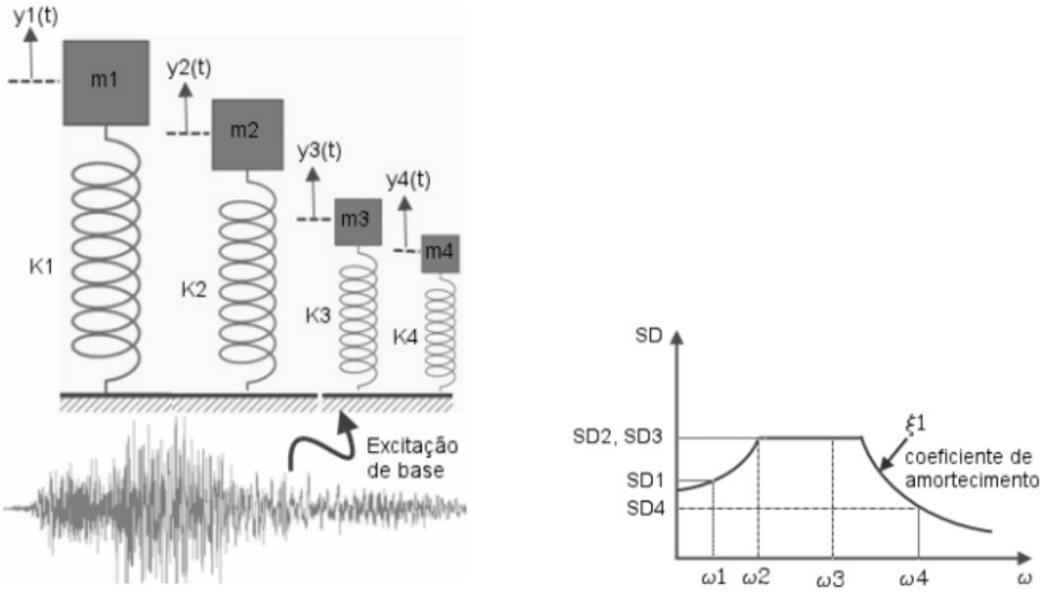
A caracterização da ação sísmica através de espetros de Resposta não é uma representação direta da ação, através de grandezas medidas diretamente ou através dos seus registos, mas sim uma representação dos seus efeitos sobre um conjunto de osciladores lineares de um grau de liberdade [86].

Para um melhor entendimento do conceito físico de espetro de resposta, observa-se na Figura C.7(a) um conjunto de osciladores lineares de um GDL, caraterizados pela sua frequência própria e coeficiente de amortecimento. O espetro de resposta de deslocamentos, Figura C.7(b), não é mais do que a representação gráfica das amplitudes máximas de cada oscilador, em função das suas caraterísticas dinâmicas, para uma dada excitação de base.

No contexto de espetro de resposta podem ainda ser definidas duas grandezas fictícias: pseudo-velocidade espetral, S_v, e pseudo-aceleração espetral, S_a. Estas são assim designadas pois a relação entre elas e o espetro de deslocamento só é válida para pequenos valores de amortecimento, caso contrario, pode existir algum desfasamento entre a resposta em deslocamento, velocidade e acelerações.

$$S_v(\omega, \xi) = \omega S_d(\omega, \xi) \tag{C.28}$$

$$S_a(\omega, \xi) = \omega^2 S_d(\omega, \xi) \tag{C.29}$$



(a) Osciladores de 1 GDL com excitação de base

(b) Espetro de resposta em deslocamentos

Figura C.7: Conceito de espetro de resposta

C.3 Geração de acelerogramas sísmicos artificiais

C.3.1 Espetros de potência

A utilização de processos estocásticos para construir modelos representativos das ações sísmicas e da correspondente resposta das estruturas apresenta inúmeras vantagens, nomeadamente a possibilidade de inferir propriedades estatísticas em todo o processo. Em síntese,pode afirmar-se que sendo um processo estocástico um conjunto de funções convenientemente probabilizado, a sua utilização elimina o problema da representatividade das vibrações sísmicas ”determinísticas” a utilizar nas análises [36].

A análise por processos estocásticos pode ser utilizada para representar grandezas relacionadas com a resposta estrutural, nomeadamente as vibrações sísmicas. Estas podem ser descritas dentro de um contexto estocástico e probabilístico, por uma função $S_x(\omega)$ que define o espetro de potência.

O espetro de potência é definido como a transformada de Fourier da função de auto-correlação de um dado sinal que indica quanto é que este é correlacionado com ele próprio em dois instantes de tempo diferente. Contudo, como o sinal é estacionário depende apenas da diferença de tempo.

No âmbito dos processos estocásticos associados ao espetro de potência e com particular interesse para a verificação da segurança das estruturas, o valor médio máximo das grandezas aleatórias é dado por:

$$Max(X) = \sqrt{2\lambda_0 \left[\ln\left(\frac{s}{2\pi}\sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} \right) - \ln(\ln 2) \right]} \tag{C.30}$$

em que s é a duração da amostra e λ_0, λ_2 são os momentos espetrais do espetro de potência de definidos por:

$$\lambda_0 = \int_0^\infty S_x(\omega) d\omega \tag{C.31}$$

$$\lambda_2 = \int_0^\infty \omega^2 S_x(\omega) d\omega \tag{C.32}$$

C.3.2 Acelerogramas gerados a partir do espetro de potência

Partindo do pressuposto que qualquer função periódica pode ser expandida para uma série harmónica, o mesmo se aplica para qualquer processo estacionário. Deste modo, um acelerograma sísmico artificial pode ser representado através de várias séries harmónicas corrigidas:

$$X(t) = F(t) \sum_{k=1}^{N} A_k \cos(\omega_k t + \phi_k) \tag{C.33}$$

em que

- $X(t)$ é o histórico de acelerações do solo para um sismo artificial gerado em função do tempo;
- $F(t)$ é uma função envolvente que confere ao acelerograma caráter não estacionário;
- A_k é a amplitude de cada termo da série harmónica;
- ω_k é a frequência central da banda de largura, $\Delta\omega$;
- ϕ_k são os ângulos de fase, entre 0 e 2π, das várias series harmónicas.

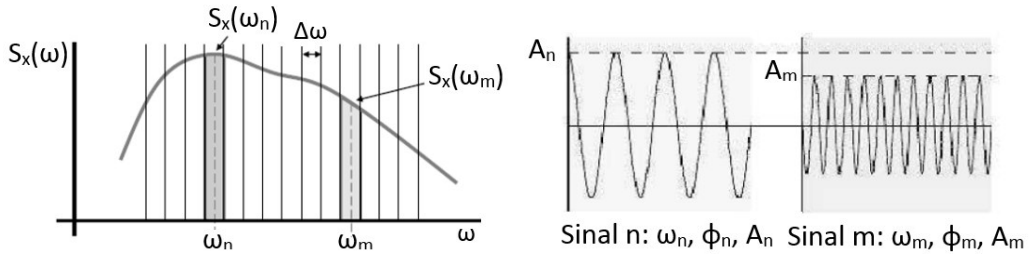
O processo para gerar um sinal artificial e estacionário consiste em dividir o espetro de potência em várias bandas de largura $\Delta\omega$ e associar a cada uma o valor do espetro que corresponde à frequência central da banda, $S_x(\omega_k)$, conforme ilustrado na Figura C.8(a).

O espetro de potência ou função de densidade espetral, está inerente ao conteúdo energético de um processo estocástico, sendo o produto $S_x(\omega)\Delta\omega$ uma medida energética contida numa banda de frequência de largura infinitesimal e centrada na frequência ω [36]. Assim, esta medida energética pode ser quantificada pela expressão:

$$E[X^2(t)] = \int_{-\infty}^{\infty} S_x(\omega)d\omega = \frac{1}{2}\sum_{k=1}^{N} A_k^2 \tag{C.34}$$

Com isto, admite-se que o caráter aleatório do acelerograma é resultado da sobreposição de um elevado número de componentes harmónicas com amplitudes obtidas pela discretização do integral da equação C.34. Assim, a amplitude de cada série harmónica, Figura C.8(b), é dada por:

$$A_k^2 = 2S_x\omega_k\Delta\omega \tag{C.35}$$



(a) Divisão do espetro de potência em bandas (b) Séries harmónicas associada a cada banda

Figura C.8: Geração do sinal harmónico [36]

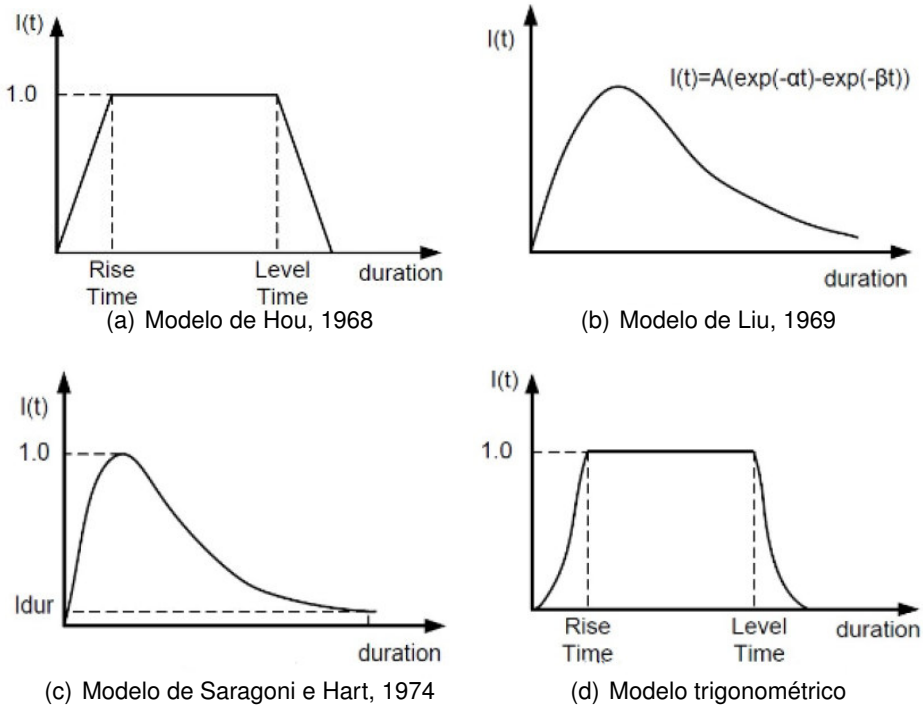
Substituindo a equação (C.34) em (C.33), a série de funções harmónicas que definem o acelerograma estacionário, $\frac{X(t)}{F(t)}$, pode ser escrita da forma:

$$\frac{X(t)}{F(t)} = \sum_{k=1}^{N} \sqrt{2S_x\omega_k\Delta\omega}\cos(\omega_k t + \phi_k) \tag{C.36}$$

O processo para gerar o sinal estacionário, exemplificado na Figura C.11(a), já contém só por si muitas das caraterísticas inerentes ao acelerograma simulado, no entanto, falta determinar a variação da intensidade do sinal com o tempo. Como tal, recorrem-se a funções envolventes, $F(t)$, para corrigir a amplitude do conjunto de funções harmónicas.

Independentemente do tipo de função envolvente adotada, deve estar intrínseca na sua constituição as fases que correspondem aos sismos reais: crescimento inicial a partir do repouso; patamar onde se atinge a intensidade máxima do movimento; e, por último, o decrescimento da intensidade. Assim, qualquer função no tempo que apresente estas caraterísticas pode em principio corrigir a aceleração do acelerograma estacionário.

Até à data foram propostas várias abordagens para a função envolvente, com vários níveis de complexidade, como por exemplo; a função quadrática (Hou, 1968), o modelo exponencial (Liu,1969), o modelo trigonométrico, entre outros, que se podem observar na Figura C.9.



(a) Modelo de Hou, 1968 (b) Modelo de Liu, 1969

(c) Modelo de Saragoni e Hart, 1974 (d) Modelo trigonométrico

Figura C.9: Exemplos de funções de envolvente [77]

A função envolvente, $F(t)$, considerada para a correção do sinal estacionário, Figura C.10, é uma função composta por crescimento e decaimento exponencial. Como se observa, o valor unitário no eixo das ordenadas atribui ao acelerograma a amplitude máxima do regime estacionário.

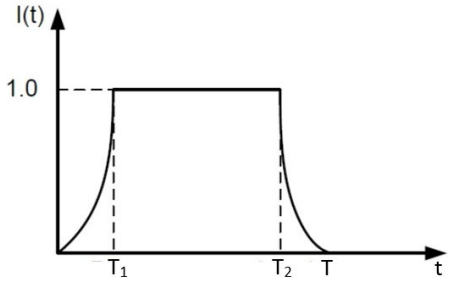
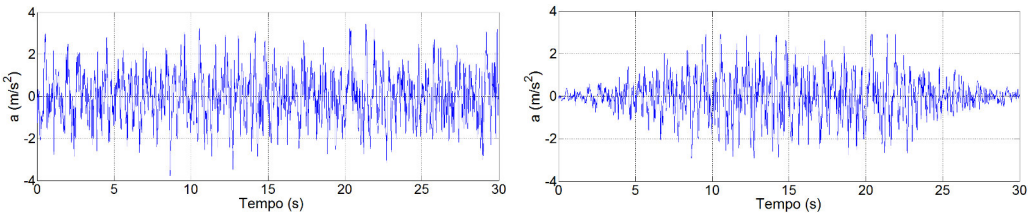


Figura C.10: Função envolvente adotada na correção do sinal estacionário.

$$\mathrm{F}(t) = \begin{cases} e^{\alpha(T_1 - t)} & \text{se} \quad 0 \leq t < T_1 \\ 1 & \text{se} \quad T_1 \leq t \leq T_2 \\ e^{-\alpha(t - T_2)} & \text{se} \quad T_2 < t \leq T \end{cases}$$

Em que $T_1 = 10s$ é o instante de tempo que corresponde ao fim da fase de crescimento e $T_2 \in [20; 30]s$ é o instante em que se regista o inicio da fase de atenuação.

Assim, por aplicação da função envolvente, $F(t)$, ao sinal estacionário da Figura C.11(a), obtém-se o acelerograma corrigido, Figura C.11(b).



(a) Sinal estacionário (b) Sinal corrigido

Figura C.11: Acelerograma artificial.

C.3.3 Espetro de resposta gerado a partir de espetro de potência

Para além das diversas variáveis associadas à resposta da estrutura que o espetro de potência permite medir, pode também ser utilizado na correlação das mesmas. A expressão (C.37) estabelece a relação entre o espetro de potência da excitação com o espetro de resposta.

$$S_{ri}(\omega) = |H(\omega)|^2 S_a(\omega) \tag{C.37}$$

em que $S_{ri}(\omega)$ define o espetro de potência para um oscilador i, com frequência própria ω_{in}; $S_a(\omega)$ o espetro de potência da ação sísmica. $H(\omega)$ é a função de transferência que estabelece a relação entre acelerações na base e as acelerações absolutas da resposta, definida por:

$$H(\omega) = \frac{\omega_{in}^2 + 2i\xi\omega\omega_n}{\omega_{in}^2 - \omega^2 + 2i\xi\omega\omega_n} \tag{C.38}$$

onde ξ e ω_{in} é, respetivamente, o coeficiente de amortecimento e a frequência própria do oscilador.

Deste modo, é possível obter o espetro de potência de acelerações absolutas para cada oscilador. Por aplicação da equação (C.30) ao problema obtêm-se os valores médios da máxima resposta de cada oscilador, definindo-se assim o espetro de resposta, E_R:

$$E_R(\omega_n, \xi) = \sqrt{2\lambda_0 \left[\ln\left(\frac{s}{2\pi}\sqrt{\frac{\lambda_2}{\lambda_0}} \right) - \ln(\ln 2) \right]} \tag{C.39}$$

Ao contrário do que foi visto anteriormente, não existe nenhum método direto que permita calcular o espetro de potência a partir dos espetros de resposta. No entanto, o problema é solúvel iterativamente.

O processo consiste em arbitrar um espetro de potência inicial, S_i^*, e obter a partir deste uma estimativa do espetro de resposta associado, E_R. Este último é confrontado com o espetro de resposta representativo da ação sísmica de referência, E_R^{REF}. Por simplificação, considera-se normalmente um espetro de potência inicial uniforme em toda a gama de frequências.

A razão entre os dois espetros, $R(\omega_{in})$, define uma aproximação inicial da função de transferência:

$$R(\omega_{in}) = \frac{E_R^{REF}(\omega_{in})}{E_R(\omega_{in})} \tag{C.40}$$

Se a relação entre os dois espetros não for satisfatória é obtida, com esse resultado, uma nova estimativa do espetro de potência, S_{i+1}^*, para cada frequência, que, de acordo com a equação C.37, pode ser escrito da forma:

$$S_{i+1}^*(\omega_{in}) = R(\omega_{in})^2 S_i^* \tag{C.41}$$

Este processo é repetido até se considerar que a diferença entre os espetros é suficiente para a precisão de cálculo.

Apêndice D

Simulações numéricas da ligação pilar-tabuleiro

O presente capítulo foi desenvolvido no âmbito do projeto SUPERB "Prevenção do descalçamento devido à ação sísmica. Elementos para pontes", com referência PTDC/ECM/117618/2010. Este visa avaliar com base em modelos computacionais, o comportamento e desempenho da ligação tipo pilar-tabuleiro, presente nos dezassete passadiços em investigação, do quais fazem parte a PP3141, PP2757 e PP2787.

D.1 Estudo paramétrico da ligação pilar-tabuleiro

D.1.1 Objetivos e descrição da estrutura

O estudo numérico desenvolvido pretende simular a rotura local da ligação pilar-tabuleiro, assegurada por um conjunto de ferrolhos, e determinar os esforços máximos que surgem na base do pilar, resultantes da aplicação de um deslocamento de 20.0 cm, de acordo com a Figura D.1.

As vigas adotadas têm um comprimento máximo de 7.50 m, apoiadas num pilar central e fixas nas extremidades, conforme esquematizado na Figura D.1. O tipo de ligação pilar-vigas do tabuleiro segue o prescrito anteriormente na secção 5.1.3, Figura 5.5.

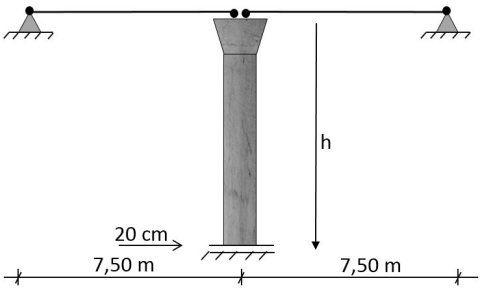


Figura D.1: Esquematização do problema.

De forma a averiguar a resistência da ligação atualmente em serviço, efetuou-se um estudo paramétrico à altura mínima do pilar que levasse os ferrolhos à rotura, e à redução da área efetiva destes, associado a um eventual estado de degradação da ligação.

Posto isto, apresenta-se na Tabela D.1 o diâmetro dos ferrolhos analisados no modelo numérico, para cada altura do pilar.

Tabela D.1: Testes ao diâmetro do ferrolho e altura do pilar

Altura do pilar [m]	Diâmetro dos Ferrolhos [mm]
2	10 15 20
3	10 15 20
4	10 15 20
5	10 15 20

D.1.2 Modelação numérica

O modelo numérico do problema, ilustrado na Figura D.2, foi desenvolvido com recurso ao programa de cálculo ELS, onde se realizou uma análise tridimensional, considerando os efeitos da não linearidade física e geométrica.

Durante a fase de modelação incluiu-se o processo construtivo intrínseco à ligação do tabuleiro-pilar, tendo-se definido dois estágios de análise. No primeiro ocorre exclusivamente o peso próprio e no segundo adicionou-se os ferrolhos à ligação, evitando assim, que estes fossem solicitados pela deformação inicial do tabuleiro.

A imposição do deslocamento horizontal de 20.0 cm à estrutura, adicionado no segundo estágio, foi aplicado ao nível do tabuleiro, permitindo assim obter efeitos idênticos aos requeridos.

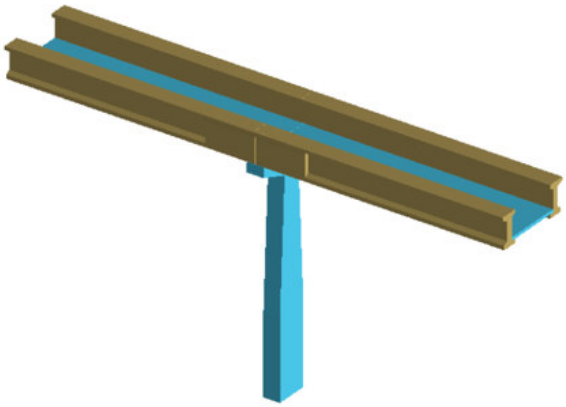


Figura D.2: Modelo numérico final.

Como se pode observar na Figura D.3, procedeu-se ao refinamento da malha estrutural na zona de ligação capitel do pilar-vigas do tabuleiro, permitindo aferir com maior precisão, os resultados numéricos e diminuir os erros associados à resistência excessiva da ligação, oferecida pela desproporcionalidade entre elementos adjacentes de maiores dimensões.

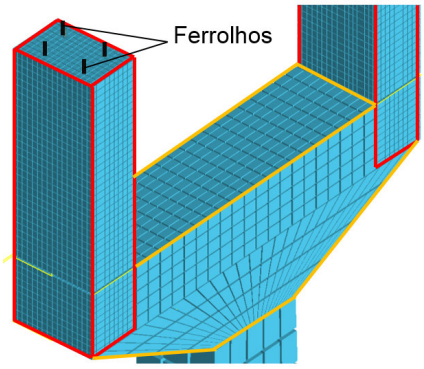


Figura D.3: Pormenor da ligação capitel-vigas do tabuleiro.

D.1.3 Resultados numéricos

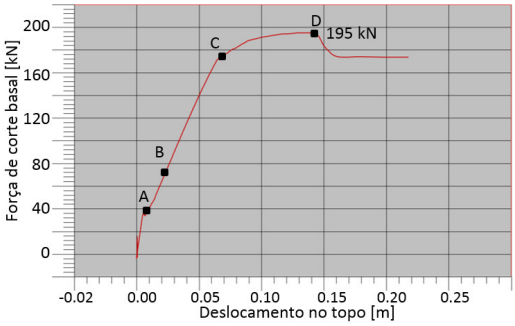
Para a combinação de ensaios indicados na Tabela D.1, apresenta-se de seguida a curva de capacidade do esforço de corte e do momento fletor na base do pilar, bem como a respetiva força de corte nos ferrolhos.

Ensaio com h=5.0 m

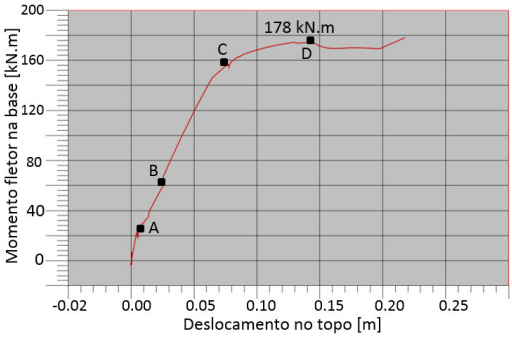
Apreciando os pontos notáveis da Figura D.4, D.5 e D.6, é possível identificar o comportamento em regime elástico até (A), seguindo-se o início e propagação de fendas na base do pilar (B), ilustrado na Figura D.7(a). Observa-se ainda na Figura D.7(b), os sinais de esmagamento do betão na zona dos ferrolhos (C).

Verifica-se a partir da análise da Figura D.4(c) e D.5(c) que, independentemente da redução do diâmetro efetivo dos ferrolhos, a estrutura comporta-se de forma semelhante, não ocorrendo a rotura da ligação pilar-tabuleiro. Este facto deve-se essencialmente à altura do pilar, que garante à estrutura flexibilidade suficiente para acomodar o deslocamento imposto. Contudo, constata-se o comportamento em cedência dos ferrolhos, sendo este atingido posteriormente nos elementos ϕ=20 mm, como é de esperar.

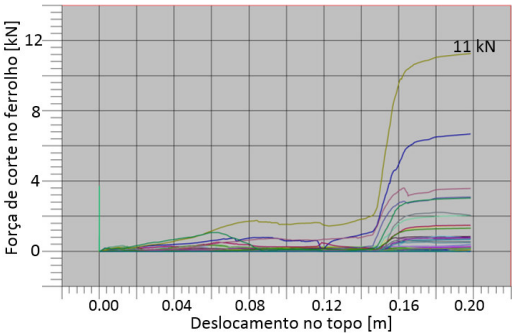
Por outro lado, verifica-se através da redução do diâmetro efetivo dos ferrolhos para ϕ=10 mm, a rotura de alguns dos seus elementos, Figura D.6(c) e D.8, ocorrendo a redistribuição de forças para os restantes, sem se verificar a rotura global da ligação.



(a) Força de corte na base

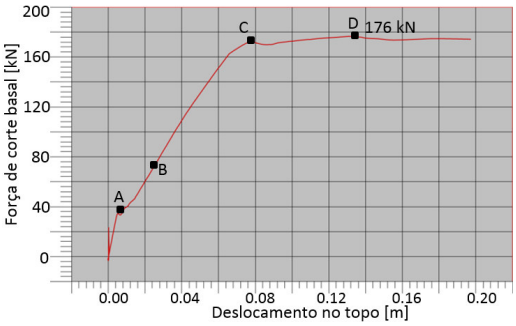


(b) Momento fletor na base

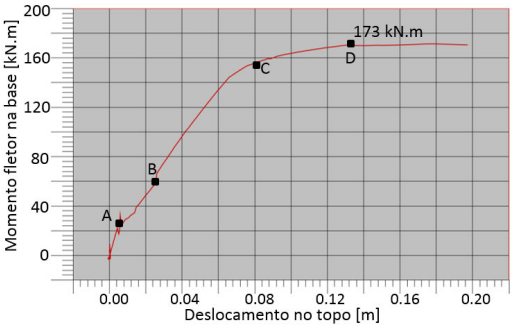


(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

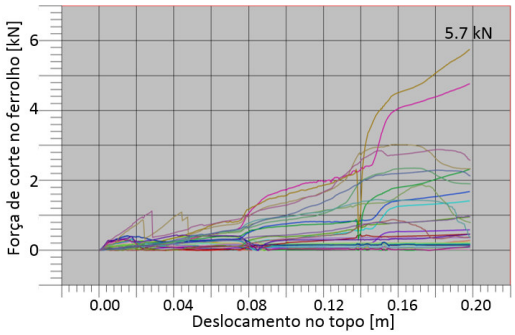
Figura D.4: Resultados numéricos para h=5.0 m e ϕ=20 mm.



(a) Força de corte na base

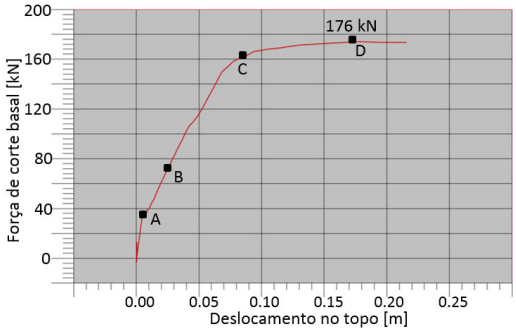


(b) Momento fletor na base

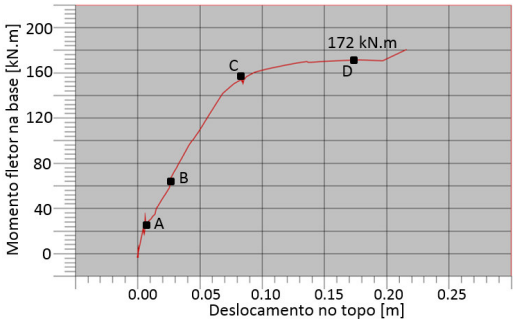


(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

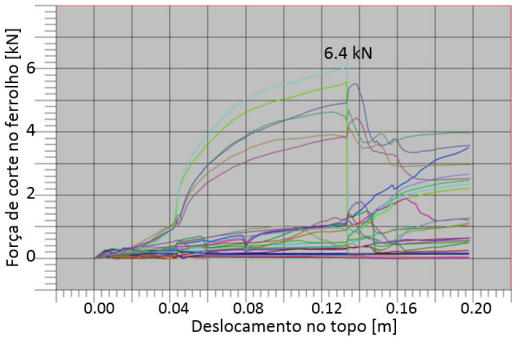
Figura D.5: Resultados numéricos para h=5.0 m e ϕ=15 mm.



(a) Força de corte na base

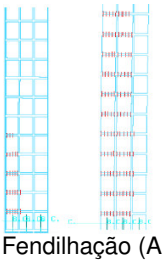


(b) Momento fletor na base

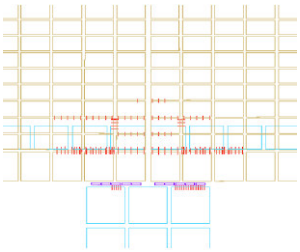


(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

Figura D.6: Resultados numéricos para h=5.0 m e ϕ=10 mm.



(a) Fendilhação (A e B)



(b) Esmagamento (C)

Figura D.7: Ilustração geral do comportamento do modelo nos pontos notáveis.

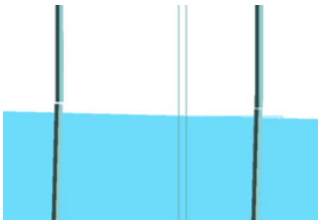


Figura D.8: Ilustração do comportamento dos ferrolhos para ϕ=10 mm (D).

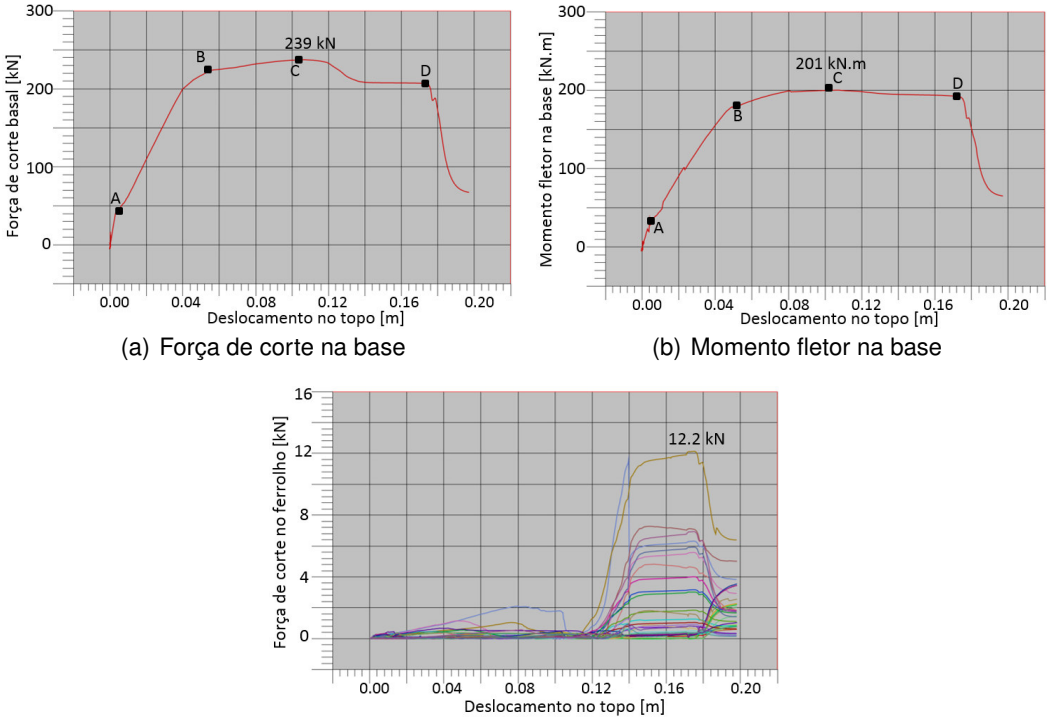
Ensaio com h=4.0 m

Em geral, o comportamento é elástico até ao ponto notável (A), passando a estrutura a responder de forma inelástica a partir daí, formando-se as primeiras fendas na base do pilar e a respetiva propagação ao longo do fuste. Em (B), para além do betão esmagado na periferia dos ferrolhos, deteta-se também alguns danos nos mesmos.

Analisando a Figura D.9 verifica-se que a rotura (D) ocorre pela base do pilar. Isto deve-se não só pela altura do fuste ser menor e o pilar ser mais rígido, como também os ferrolhos ϕ=20 mm têm capacidade suficiente para transmitir a maior parte das forças de corte ao pilar, sem romperem antes.

Verifica-se para os resultados numéricos com diâmetro efetivo de ϕ=15 mm, Figura D.10, um maior dano nos ferrolhos causado pela imposição do deslocamento. No entanto, apesar de estarem deteriorados (D), Figura D.12(a), ainda transmitem força suficiente para a rotura se dar pelo pilar (E), Figura D.12(b).

Por outro lado, constata-se para a análise com ϕ=10 mm, Figura D.11, que a rotura ocorre pelos ferrolhos e é praticamente global (D), havendo apenas uma escassa parcela de força de corte transmitida ao pilar.

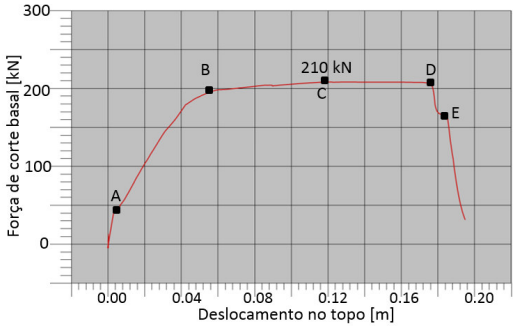


(a) Força de corte na base

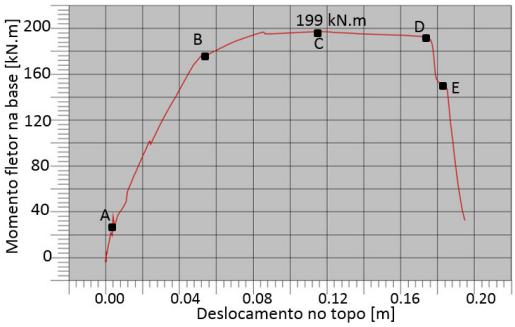
(b) Momento fletor na base

(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

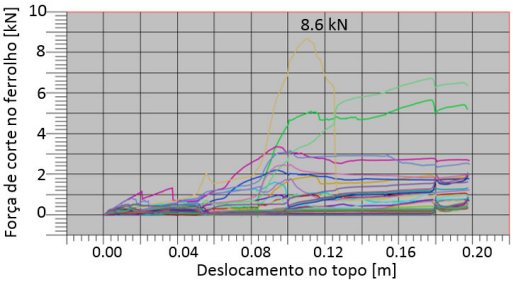
Figura D.9: Resultados numéricos para h=4.0 m e ϕ=20 mm.



(a) Força de corte na base

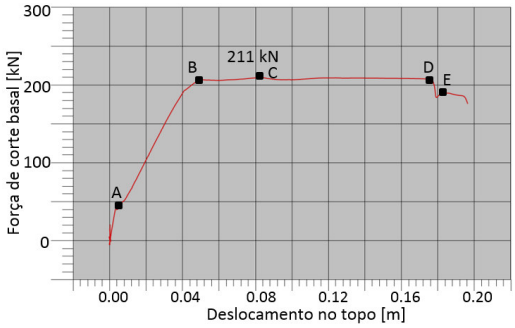


(b) Momento fletor na base

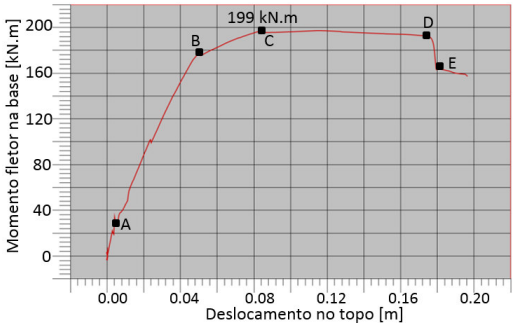


(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

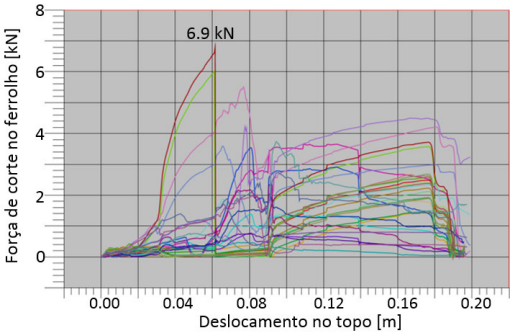
Figura D.10: Resultados numéricos para h=4.0 m e ϕ=15 mm.



(a) Força de corte na base



(b) Momento fletor na base



(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

Figura D.11: Resultados numéricos para h=4.0 m e ϕ=10 mm.

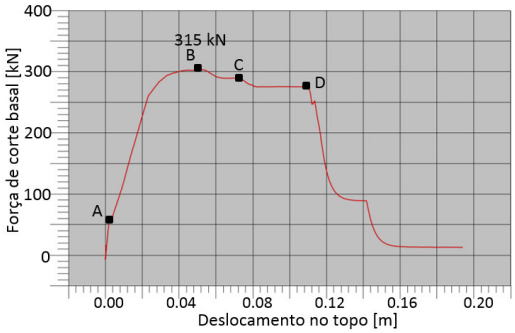
(a) Danos no ferrolho (D) (b) Rotura do pilar (E)

Figura D.12: Ilustração dos ferrolhos danificados e rotura do pilar ϕ=15 mm.

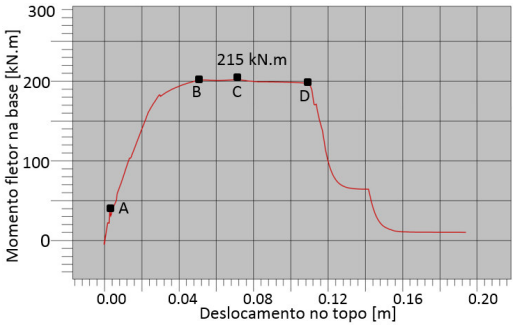
Ensaio com h=3.0 m

Pela análise à Figura D.13(c), identifica-se, a partir de um deslocamento no topo de aproximadamente 0,08 m, a redução das forças de corte transmitidas na interface pelos ferrolhos ϕ20. No entanto, as forças impostas pelo tabuleiro são distribuídas pelos restantes ferrolhos assegurando, por sua vez, a transmissão das mesmas para o pilar, onde ocorre a rotura (D).

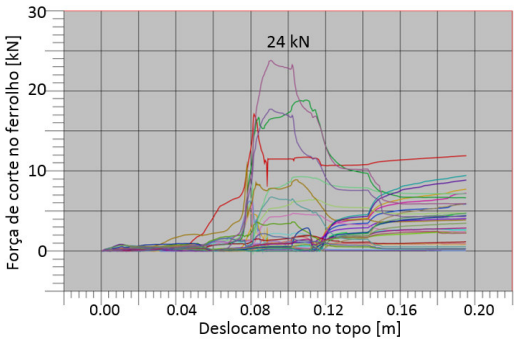
Constata-se pela análise das Figura D.14(c) e D.15(c), após a redução do diâmetro efetivo dos ferrolhos, a capacidade diminuta que estes apresentam para transmitir as forças de corte ao pilar, uma vez que se encontram extremamente danificados. Contudo, a fração de esforço de corte transmitida ao pilar, e pelo facto deste apresentar uma flexibilidade reduzida, é suficiente para originar a rotura pela base do fuste, Figura D.16 e D.17.



(a) Força de corte na base

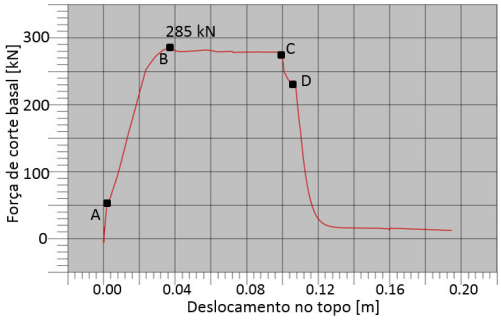


(b) Momento fletor na base

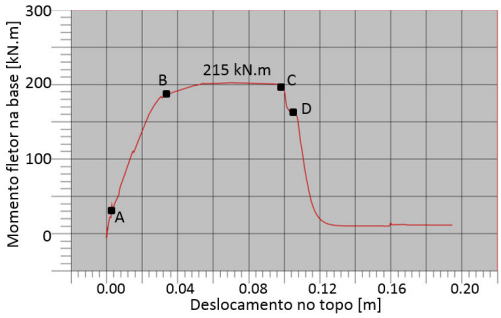


(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

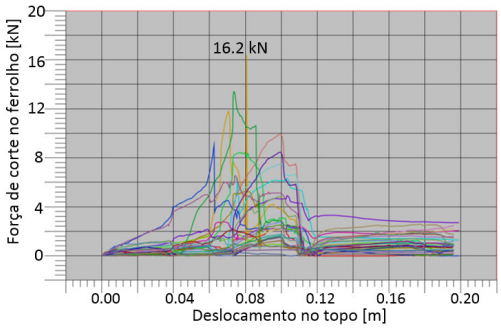
Figura D.13: Resultados numéricos para h=3.0 m e ϕ=20 mm.



(a) Força de corte na base

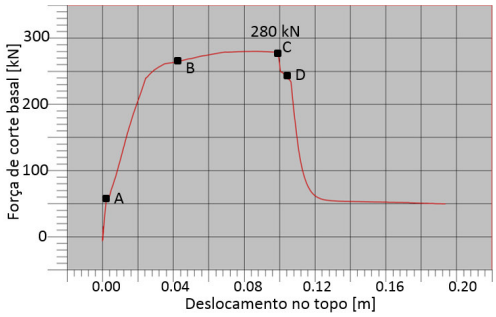


(b) Momento fletor na base

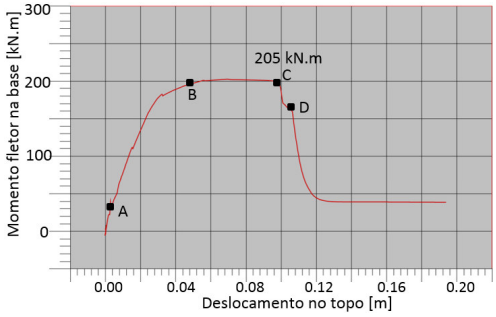


(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

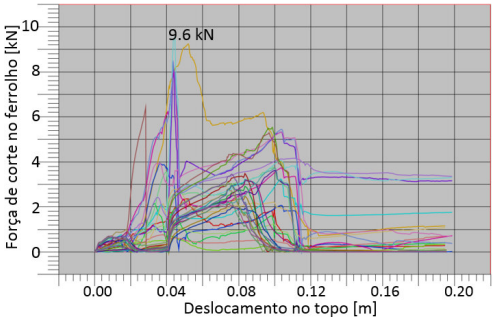
Figura D.14: Resultados numéricos para h=3.0 m e ϕ=15 mm.



(a) Força de corte na base



(b) Momento fletor na base



(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

Figura D.15: Resultados numéricos para h=3.0 m e ϕ=10 mm.

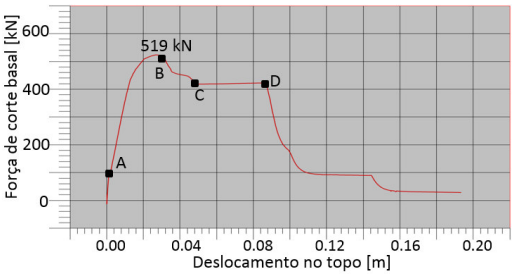
(a) Danos no ferrolho (C) (b) Rotura do pilar (D)

Figura D.16: Ilustração dos ferrolhos danificados e rotura do pilar ϕ=15 mm.

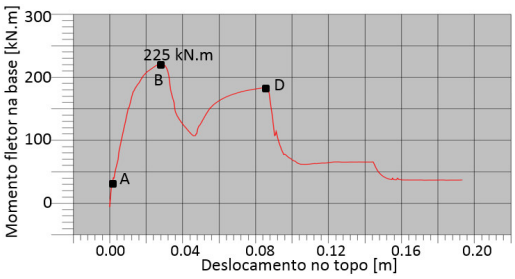
(a) Danos no ferrolho (C) (b) Rotura do pilar (D)

Figura D.17: Ilustração dos ferrolhos danificados e rotura do pilar ϕ=10 mm.

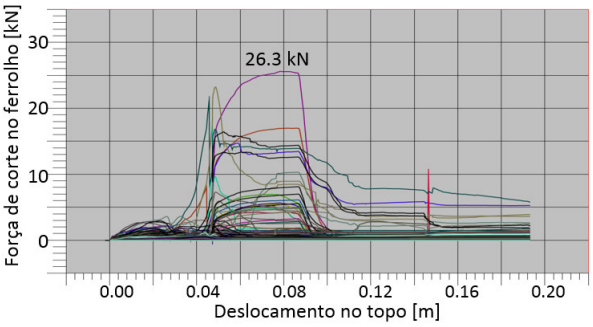
Ensaio com h=2.0 m



(a) Força de corte na base

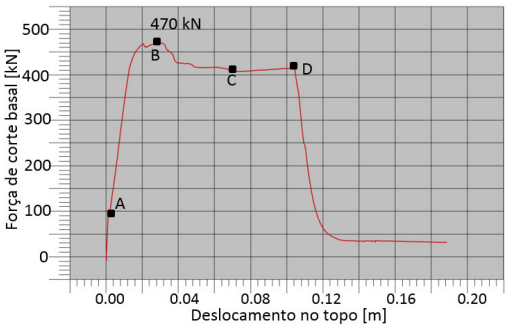


(b) Momento fletor na base

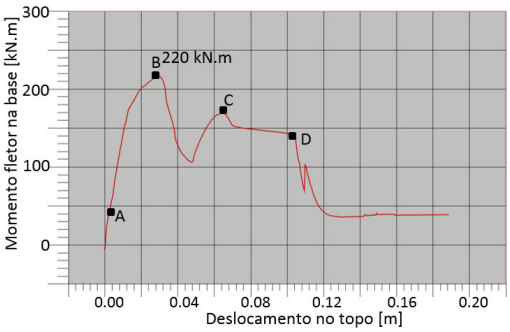


(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

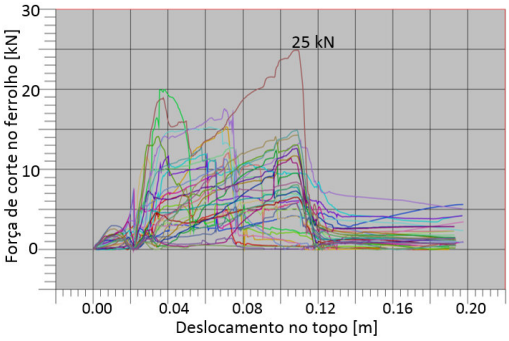
Figura D.18: Resultados numéricos para h=2.0 m e ϕ=20 mm.



(a) Força de corte na base

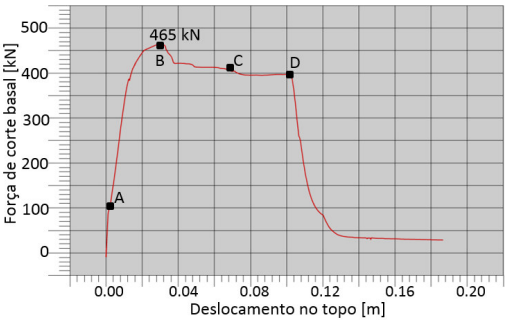


(b) Momento fletor na base

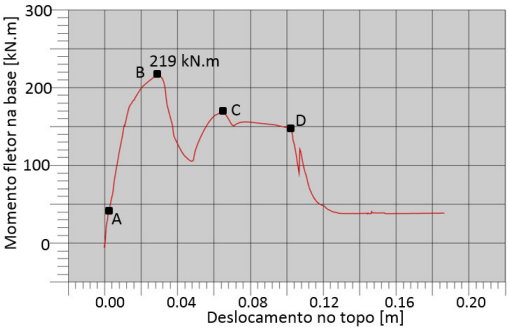


(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

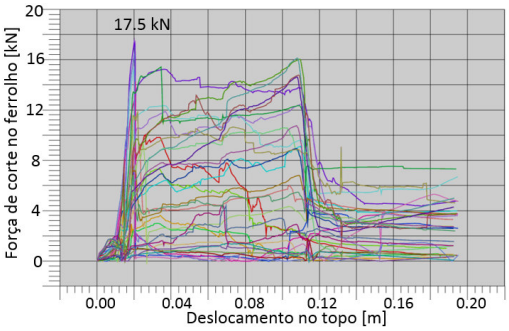
Figura D.19: Resultados numéricos para h=2.0 m e ϕ=15 mm.



(a) Força de corte na base



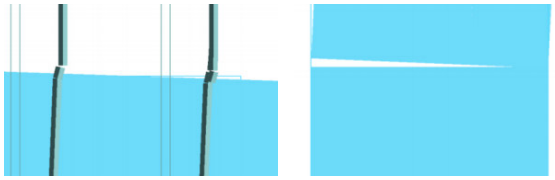
(b) Momento fletor na base



(c) Força de corte nos elementos do ferrolho

Figura D.20: Resultados numéricos para h=2.0 m e ϕ=10 mm.

Observando a Figura D.18, D.19 e D.20 constata-se o início da rotura de alguns ferrolhos (B), juntamente com o esmagamento do betão na sua periferia. Em (C) é possível identificar um maior dano nos ferrolhos, como se exemplifica na Figura D.21(a) e D.22(a). Contudo, verifica-se na Figura D.18(c), D.19(c) e D.20(c) que alguns elementos do ferrolho permitem ainda a transferência de forças para o pilar, originando o seu colapso pela base, Figura D.21(b) e D.22(b).



(a) Rotura do ferrolho (C) (b) Rotura do pilar (D)

Figura D.21: Ilustração dos ferrolhos danificados e rotura do pilar ϕ=15 mm.

(a) Rotura do ferrolho (C) (b) Rotura do pilar (D)

Figura D.22: Ilustração dos ferrolhos danificados e rotura do pilar ϕ=10 mm.

D.2 Ensaio cíclico

A definição do ensaio cíclico teve como objetivo aferir a aceleração mínima a que os ferrolhos (ϕ20 mm), da ligação entre o tabuleiro e capitel do pilar, possam estar sujeitos de forma a atingirem a rotura.

D.2.1 Modelo numérico

O modelo numérico do ensaio, ilustrado na Figura D.23, teve como base o vão de extremidade e o vão central da PP2787. O tabuleiro é simplesmente apoiado nos capitéis, sendo a ligação entre o conjunto materializada por quatro ferrolhos e placas neoprene simples, conforme a descrição estrutural dos passadiços, prescrito na secção 6.1.2.

Com o intuito de aprimorar apenas a resistência dos ferrolhos, desprezou-se qualquer rotação que possa surgir ao nível dos pilares e que torne a estrutura mais flexível. Assim sendo, os capitéis foram encastrados na base e restringiu-se os deslocamentos segundo a direção perpendicular ao plano do tabuleiro, bem como as rotações segundo a direção longitudinal e vertical.

Figura D.23: Modelo numérico do ensaio cíclico.

D.2.2 Movimento harmónico de base

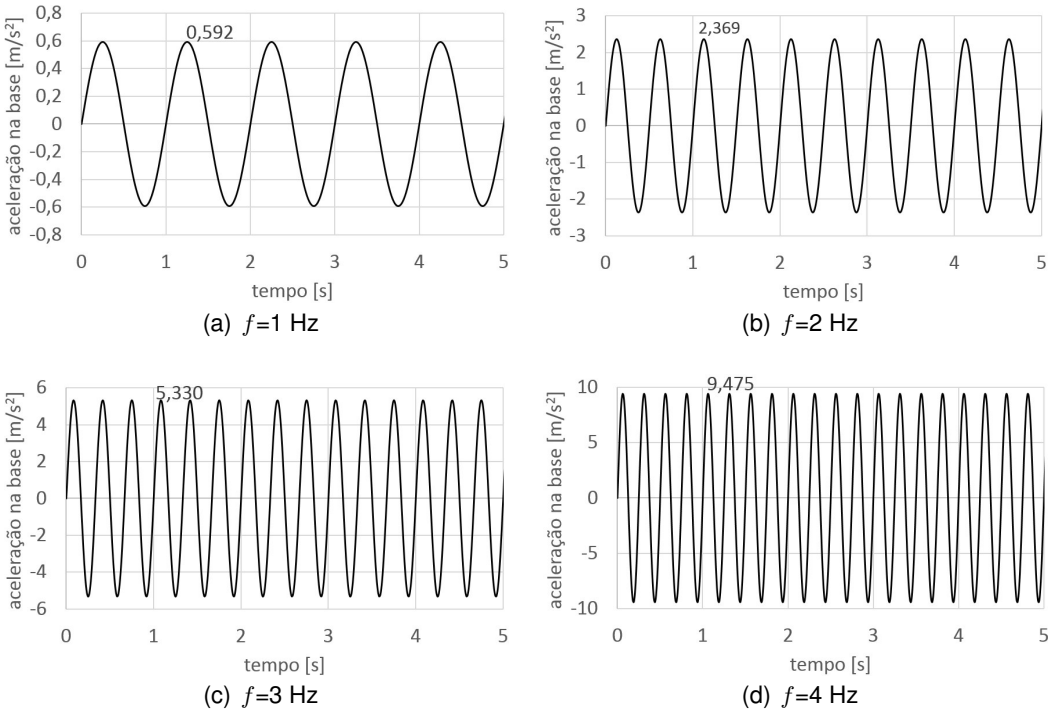
A resposta da estrutura foi avaliada para uma excitação harmónica de base imposta com duração t=5 s e passo de cálculo Δt=0.005 s. As funções sinusoidais utilizadas têm frequências de 1, 2, 3 e 4 Hz e amplitude máxima de deslocamentos de 0.015 m.

Posto isto, a função que rege o deslocamento de base imposto ao sistema é dada pela equação (D.1), com frequência angular ω em rad/s.

$$u(t) = u_0 \sin(\omega t) \tag{D.1}$$

Derivando duas vezes a equação anterior obtêm-se as acelerações de base, equação (D.2), a que a estrutura se encontra sujeita. Na Figura D.24, apresenta-se as acelerações harmónicas horizontais impostas e os respetivos valores máximos.

$$\ddot{u}(t) = u_0 \omega^2 \sin(\omega t) \tag{D.2}$$



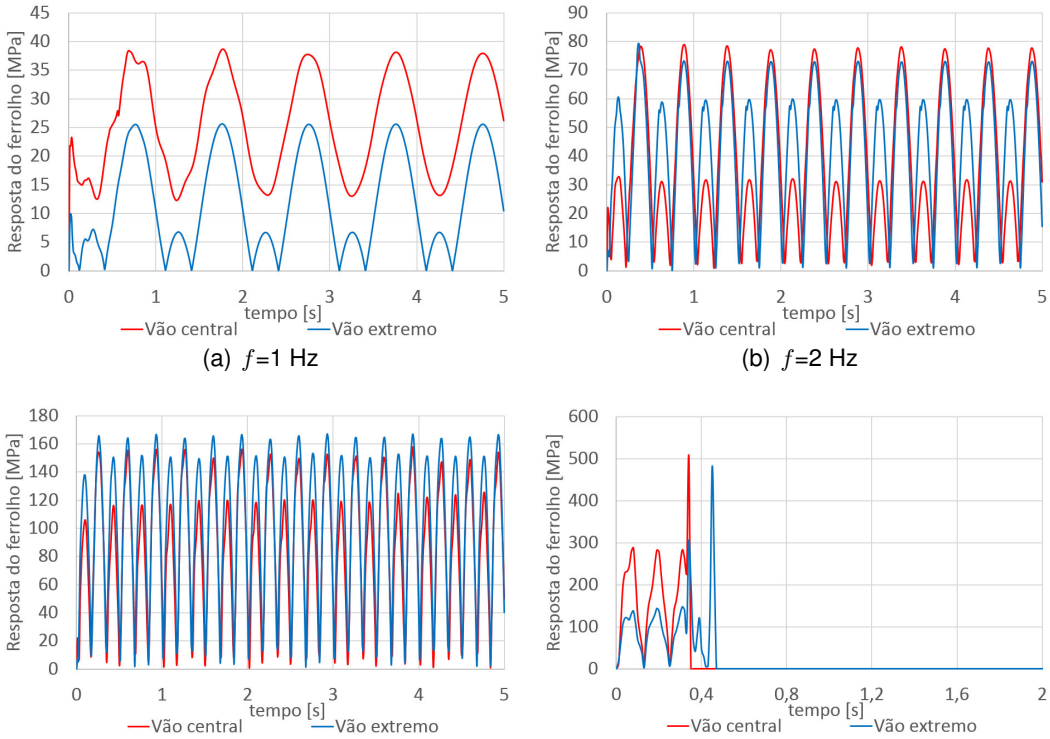
(a) f=1 Hz (b) f=2 Hz

(c) f=3 Hz (d) f=4 Hz

Figura D.24: Aceleração harmónica de base.

D.2.3 Resultados numéricos

Observando o comportamento dos ferrolhos na Figura D.25, constata-se que a rotura dos elementos mais esforçados, tanto na ligação intermédia do vão como na extremidade, acontece para a excitação sinusoidal com frequência de 4 Hz, de amplitude máxima 9,475 m/s^2. Este resultado permite concluir que os ferrolhos se encontram corretamente dimensionados para o estado limite último de rotura, uma vez que os valores de acelerações do solo provocadas por um sismo regulamentar são inferiores.



(a) f=1 Hz (b) f=2 Hz (c) f=3 Hz (d) f=4 Hz

Figura D.25: Tensão de corte dos ferrolhos mais solicitados.

D.3 Apreciação final

Os ensaios anteriores permitiram averiguar o comportamento em cedência dos ferrolhos da ligação tabuleiro-pilar, materializada com varões ϕ20 mm e para um pilar com altura de 5.0 m, podendo-se afirmar que esta se encontra corretamente dimensionada.

Os ensaios efetuados à redução do diâmetro efetivo dos varões, visam identificar falhas no comportamento do ferrolho atual, agregados normalmente à falta de manutenção. Assim sendo, constata-se para a mesma altura de pilar, a perda de resistência dos ferrolhos com a diminuição da sua secção, refletindo-se numa

maior deterioração dos mesmos e numa redução da força efetivamente transmitida ao pilar.

A diminuição da altura do pilar permitiu tirar conclusões relativamente ao tipo de rotura que ocorre na estrutura. Verifica-se, à exceção do pilar com h=5.0m que apresenta flexibilidade suficiente para acomodar o deslocamento imposto, a rotura parcial de alguns ferrolhos e a consequente redistribuição de esforços para os restantes, originando a rotura pela base do pilar.