



**João Filipe Figueira Fernandes**

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

# **Solução de Controlo passivo de um passadiço pedonal pré-fabricado, submetido a acções sísmicas**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre  
em Engenharia Civil - Perfil Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Filipe Pimentel Amarante dos Santos  
Co-Orientadora: Prof. Dr. Ildi Cismasiu

Júri:

Presidente: Prof. Dr. Nuno Manuel da Costa Guerra  
Arguente: Prof. Dr. Corneliu Cismasiu  
Vogal: Prof. Dr. Filipe Pimentel Amarante dos Santos  
Prof. Dr. Ildi Cismasiu



FACULDADE DE  
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Junho de 2012



“Copyright” João Filipe Figueira Fernandes, FCT/UNL e UNL

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.



# Agradecimentos

Gostaria de expressar o meu sincero agradecimento ao Professor Filipe Pimentel Amarante dos Santos, não só pelo inesgotável apoio, motivação e interesse, mas também por toda a disponibilidade mostrada ao longo do desenvolvimento deste trabalho. Sem a sua valiosa orientação, este trabalho dificilmente estaria com a qualidade pretendida. Quero agradecer também às Estradas de Portugal pela sua cooperação neste projecto. Agradeço ainda ao professor Corneliu Cismasiu por ter disponibilizado o programa que permitiu a geração dos acelerogramas.

Agradeço ainda a todos os meus amigos que, directa ou indirectamente, contribuíram para o desenvolvimento desta dissertação, ou que simplesmente estiveram presentes nos tão necessários momentos de descontração, nomeadamente: Miguel Peres, Filipe Amarante, Filipe Bastos, João Nuno, Diogo Brito, Pedro Serafim, João Ribeiro, Alberto Luque.

Não poderia deixar de agradecer a toda a minha família, pela atenção demonstrada e incansável apoio durante todo o percurso académico. Agradeço em especial ao meu pai, que sempre me manteve na direcção certa; à minha mãe, por todas as preocupações e por todo o apoio dado; ao meu irmão por ter tornado os meus dias mais divertidos, obrigado Fito.



# Resumo

De modo a acompanhar a rápida expansão da rede viária Portuguesa as soluções para o atravessamento de peões evoluíram, tornando-se comum o recurso a soluções pré-fabricadas para as passagens superiores.

Com a evolução do mercado de pré-fabricação e com a necessidade de rápida execução deste tipo de obras, tornou-se muito comum o recurso a soluções de fácil e rápida montagem em obra, como são exemplo as soluções em estrutura metálica ou em betão armado pré-fabricado.

Sendo estruturas com um nível de carga muito reduzido, comparativamente às passagens superiores rodoviárias, é possível a construção de estruturas muito esbeltas, sendo muito sensíveis a fenómenos de vibração. Aquando da ocorrência de uma acção sísmica, o colapso pode ocorrer, tanto pelos deslocamentos excessivos permitidos pela estrutura, como pela deficiente ligação entre os vários elementos pré-fabricados.

O presente trabalho tem como objectivo o estudo da resposta estrutural de um passadiço pedonal em betão armado pré-fabricado durante uma acção sísmica. É efectuado um estudo e uma análise dos deslocamentos relativos entre os pilares e o tabuleiro, de forma a investigar a possibilidade de descaçamento das vigas. Os esforços presentes nas ligações entre os vários elementos pré-fabricados também serão alvo de estudo, dando ênfase no fenómeno chamado de "efeito de ferrolho" no que diz respeito ao comportamento das ligações.

Posteriormente a estrutura será então reforçada com recurso a ligas com memória de forma (*Shape Memory Alloys* - SMA), aproveitando as suas particulares capacidades de dissipação de energia, de modo a reduzir os deslocamentos relativos entre os pilares.

## Palavras chave:

Passadiço pedonal; Controlo de vibrações; Ligas com memória de forma; Efeito de ferrolho.



# Abstract

Looking forward to keep up with the breakthroughs Portuguese road network experienced, solutions to assure pedestrian crossing improved, turning the use of pre-fabricated solutions to pedestrian overpasses in a common practice.

Due to the developments in the pre-fabrication market and the increasing necessity of time-saving techniques, solutions like metallic structures and precast reinforced concrete structures became popular.

The low load solutions referred above allow the construction of much more slender structures, although its sensibility to vibration phenomena. Nevertheless, facing an earthquake situation, collapse may occur both because of excessive displacements allowed by the structure or defective links between the several pre-fabricated elements.

The aim and purpose of this paper is the study of the structural response of a footbridge due to a seismic action, namely, the study and analysis of issues such as the relative displacements between vertical elements and the stress in the links between the several pre-fabricated elements.

Furthermore, the phenomenon usually known as dowel action will also be deeply investigated due to its importance for the structural response of the solution in study.

Posteriorly, the structure will be reinforced using Shape Memory Alloys (SMA), a technique with very good energy dissipation capacities that aims to reduce the relative displacements between piers.

## **Keywords:**

Footbridge; Vibration Control; Shape memory alloys; Dowel action.



# Índice de Matérias

<b>Copyright</b>	<b>i</b>
<b>Agradecimentos</b>	<b>iii</b>
<b>Resumo</b>	<b>v</b>
<b>Abstract</b>	<b>vii</b>
<b>Índice de Figuras</b>	<b>xi</b>
<b>Índice de Tabelas</b>	<b>xv</b>
<b>Lista de abreviaturas, siglas e símbolos</b>	<b>xvii</b>
<b>1 Introdução</b>	<b>1</b>
1.1 Introdução . . . . .	1
1.2 Objectivos da dissertação . . . . .	2
<b>2 Introdução teórica</b>	<b>3</b>
2.1 Vibrações de origem humana . . . . .	3
2.2 Danos devido à acção sísmica . . . . .	5
2.3 Tipos de danos . . . . .	6
2.4 Importância do não colapso . . . . .	7
2.5 Necessidade do controlo de vibrações . . . . .	8
<b>3 Estado da arte</b>	<b>9</b>
3.1 Sistemas de Controlo de Vibrações . . . . .	9
3.1.1 Sistemas passivos . . . . .	9
3.1.2 Sistemas activos . . . . .	17
3.1.3 Sistemas semi-activos . . . . .	21
3.1.4 Sistemas híbridos . . . . .	26
<b>4 Ligas com Memória de Forma</b>	<b>27</b>
4.1 Transformação martensítica . . . . .	28
4.2 Efeito superelástico . . . . .	29

4.3	Efeito de memória de forma . . . . .	31
4.4	Efeito da temperatura e da velocidade de carregamento . . . . .	32
4.5	Modelos constitutivos . . . . .	37
4.6	Aplicações práticas em Eng. Civil . . . . .	37
4.7	Caso de estudo . . . . .	39
<b>5</b>	<b>Caso de estudo: Passadiço pedonal na EN 125</b>	<b>41</b>
5.1	Caracterização do local . . . . .	41
5.2	Caracterização da estrutura . . . . .	42
5.3	Modelação numérica . . . . .	47
5.3.1	Estrutura de acesso . . . . .	47
5.3.2	Tabuleiro e pilares principais . . . . .	48
5.3.3	Ligações estruturais . . . . .	49
5.3.4	Análise de convergência . . . . .	51
5.4	Medições e resultados experimentais . . . . .	55
5.5	Validação do modelo . . . . .	59
<b>6</b>	<b>Apresentação e Análise de Resultados</b>	<b>63</b>
6.1	Efeito de ferrolho . . . . .	63
6.2	Aparelhos de apoio em neoprene simples . . . . .	65
6.3	Análise sísmica . . . . .	65
6.4	Estratégia de controlo . . . . .	70
<b>7</b>	<b>Conclusões e Desenvolvimentos Futuros</b>	<b>77</b>
	<b>Bibliografia</b>	<b>79</b>
<b>A</b>	<b>Fichas técnicas</b>	<b>85</b>

# Índice de Figuras

1.1	Dois exemplos de passadiços pedonais . . . . .	2
2.1	Ponte Millennium . . . . .	4
2.2	Viaduto “Cypress” . . . . .	5
2.3	Queda do tabuleiro da ponte Nishinomiya em Kobe, Japão . . . . .	6
2.4	Queda do tabuleiro devido à incapacidade de acomodar deslocamentos Izmit, Turquia . . . . .	7
3.1	Sistema TMD do Taipei 101 . . . . .	10
3.2	Torre do Aeroporto Internacional de Tokyo . . . . .	11
3.3	Sistema TSD do Aeroporto Internacional de Tóquio . . . . .	12
3.4	Dois exemplos de sistemas VED . . . . .	13
3.5	Sistema VED utilizado nas <i>Twin Towers</i> do <i>World Trade Center</i> . . . . .	13
3.6	Corte transversal de um VD tipo . . . . .	14
3.7	Passadiço pedonal em Minden, Alemanha . . . . .	15
3.8	Esquema de funcionamento de um sistema de isolamento de base . . . . .	15
3.9	Comportamento de um dispositivo LRB . . . . .	16
3.10	Exemplo de dispositivo FPS . . . . .	17
3.11	Ilustração do funcionamento de um dispositivo de controlo activo . . . . .	18
3.12	Edifício <i>Shanghai World Financial Center</i> . . . . .	19
3.13	Exemplos de aplicação de cabos activos em pórticos . . . . .	20
3.14	Aplicação de cabos activos numa ponte atirantada . . . . .	20
3.15	Representação esquemática de um sistema AVS aplicado numa estrutura porticada . . . . .	21
3.16	Componentes de um sistema AVS . . . . .	22
3.17	<i>Kajima Technical Research Institute</i> . . . . .	23
3.18	Esquema de um VOD . . . . .	23
3.19	Sistema de controlo do edifício <i>Kajima Shizuoka</i> . . . . .	24
3.20	Disposição das partículas com e sem fluxo eléctrico/magnético . . . . .	25
3.21	Esquema de um Dispositivo Magneto-reológico . . . . .	25
3.22	Edifício Sendagaya INTES em Tóquio . . . . .	26
4.1	Diagrama esquemático da transformação martensítica . . . . .	28
4.2	Diagrama de fase e correspondente ciclo histerético . . . . .	29

4.3	Diagrama tensão-extensão ilustrando o efeito superelástico . . . . .	30
4.4	Ilustração da superelasticidade pela alteração da estrutura atômica das ligas SMA . . . . .	30
4.5	Diagrama tensão-extensão ilustrando o efeito de memória de forma . . . . .	32
4.6	Ilustração da capacidade de memória de forma pela alteração da estrutura atômica das ligas SMA . . . . .	32
4.7	Efeito do número de ciclos no ciclo histerético . . . . .	33
4.8	Resultados experimentais dos ensaios realizados em 2001 por Dolce, M. e Cardone, D. . . . .	34
4.9	Exemplo de cálculo do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente . . . . .	34
4.10	Resultados experimentais dos ensaios realizados em 2001 por Dolce, M. e Cardone, D. . . . .	35
4.11	Efeito da velocidade do carregamento no amortecimento viscoso equivalente . . . . .	36
4.12	Gráficos de tensão-extensão obtidos por Cismasiu, C. e Santos, F. A . . . . .	37
4.13	Igreja S. Giorgio . . . . .	38
4.14	Sistema desenvolvido por Dolce et al. . . . .	39
4.15	Considerações adoptadas para o caso de estudo . . . . .	40
5.1	Vista geral da Orla Algarvia . . . . .	41
5.2	Distância entre a cidade de Faro e a localidade de Patacão . . . . .	42
5.3	Vista geral do passadiço pedonal . . . . .	42
5.4	Alçados Nascente e Poente do passadiço . . . . .	43
5.5	Alçado Principal do passadiço . . . . .	43
5.6	Pilar tipo da estrutura de acesso com respectivas vigas de apoio à rampa . . . . .	44
5.7	Viga de apoio para as rampas . . . . .	45
5.8	Rampas de acesso . . . . .	45
5.9	Tabuleiro principal do passadiço . . . . .	45
5.10	Alçados e corte dos pilares de extremidade e interiores do tabuleiro principal . . . . .	46
5.11	Peças de dimensionamento com as respectivas armaduras . . . . .	48
5.12	Secção transversal equivalente do tabuleiro . . . . .	49
5.13	Forças de fixação nos "ferrolhos" . . . . .	51
5.14	Vista lateral do modelo . . . . .	53
5.15	Vista frontal do modelo . . . . .	53
5.16	Vista tridimensional do modelo . . . . .	54
5.17	Primeiro modo de vibração longitudinal ( $f_l = 1.65Hz$ ) . . . . .	54
5.18	Primeiro modo de vibração transversal ( $f_t = 1.77Hz$ ) . . . . .	54
5.19	Primeiro modo de vibração vertical ( $f_v = 3.15Hz$ ) . . . . .	55
5.20	Fotografias tiradas na visita ao caso de estudo . . . . .	55
5.21	Posicionamento do sistema <i>Syscom</i> no tabuleiro do passadiço . . . . .	56
5.22	Velocidades obtidas para um ensaio a meio vão do tramo central . . . . .	57
5.23	Resultados no domínio das frequências, obtidos para um ensaio a meio vão do tramo central . . . . .	58
5.24	Fotografia e modelo realizado para o segundo passadiço estudado . . . . .	61

6.1	Representação do "efeito de ferrolho" . . . . .	64
6.2	Espectros de cálculo/potência . . . . .	66
6.3	Acelerogramas associados à acção sísmica Tipo I . . . . .	67
6.4	Acelerogramas associados à acção sísmica Tipo II . . . . .	68
6.5	Localização dos dispositivos de controlo . . . . .	70
6.6	Ciclo histerético genérico do sistema de controlo proposto . . . . .	71
6.7	Gráfico relacionando o número de fios com os deslocamentos médios obtidos	72
6.8	Evolução de um ciclo histerético ao longo do tempo, retirado do programa SAP2000 . . . . .	72
6.9	Energia dissipada para cada situação de controlo . . . . .	73
6.10	Deslocamentos do tabuleiro ao longo do tempo para a direcção longitudinal	74
6.11	Velocidade do tabuleiro ao longo do tempo para a direcção longitudinal . .	74
6.12	Aceleração do tabuleiro ao longo do tempo para a direcção longitudinal . .	75
6.13	Deslocamentos máximos para as várias situações de controlo . . . . .	75
6.14	Velocidades máximas para as várias situações de controlo . . . . .	76
6.15	Acelerações máximas para as várias situações de controlo . . . . .	76



# Índice de Tabelas

2.1	Frequências médias de passada . . . . .	3
4.1	Características de um fio de SMA . . . . .	40
5.1	Materiais . . . . .	44
5.2	Características dos materiais . . . . .	47
5.3	Características estruturais dos elementos "frame" das rampas . . . . .	47
5.4	Homogeneização das secções da estrutura de acesso . . . . .	48
5.5	Rigidez horizontal e vertical de cada aparelho de apoio . . . . .	50
5.6	Rigidez conferida pelos ferrolhos . . . . .	51
5.7	Número de divisões das frames para cada modelo . . . . .	52
5.8	Análise de convergência . . . . .	53
5.9	Configuração do sistema Syscom . . . . .	56
5.10	Frequências obtidas dos ensaios realizados para o caso de estudo . . . . .	59
5.11	Comparação das frequências obtidas pelos ensaios e por Oliveira, R. . . . .	59
5.12	Comparação das frequências obtidas no modelo e nos ensaios . . . . .	59
5.13	Comparação das frequências obtidas no modelo com apoios de continuidade . . . . .	60
5.14	Comparação das frequências obtidas no modelo 2 com e sem apoios de continuidade . . . . .	61
6.1	Força de corte resistente dos ferrolhos . . . . .	64
6.2	Parâmetros a definir para a geração dos acelerogramas . . . . .	65
6.3	Forças máximas de corte nos ferrolhos [ $kN$ ] . . . . .	69
6.4	Deslocamentos longitudinais máximos obtidos considerando apenas os elastómeros [ $mm$ ] . . . . .	69
6.5	Propriedades dos fios de NiTi . . . . .	70
6.6	Coordenadas dos pontos dos ciclos histeréticos . . . . .	71
6.7	Deslocamentos relativos médios obtidos para cada sistema de controlo . . . . .	71
6.8	Coefficiente de amortecimento viscoso equivalente obtido para as diversas situações de controlo . . . . .	73



# Lista de abreviaturas, siglas e símbolos

## Abreviaturas

- **AMD** Amortecedor de Massa Activa (*"Active Mass Damper"*)
- **ADC** Deformação activa (*"Active Deformation Control"*)
- **ATS** Sistema de cabos activos (*"Active Tendons System"*)
- **EC1** Eurocódigo 1
- **EC2** Eurocódigo 2
- **EC8** Eurocódigo 8
- **ER** Electro-Reológico (*"Electrorheological"*)
- **FD** Amortecedor Friccional (*"Friction Damper"*)
- **HD** Amortecedor Histerético (*"Hysteretic Damper"*)
- **HMD** Amortecedor de Massa Híbrido (*"Hybrid Mass Damper"*)
- **MR** Magneto-Reológico (*"Magnetorheological"*)
- **SMA** Liga com Memória de Forma (*"Shape Memory Alloy"*)
- **TLD** Amortecedor de Líquido Sintonizado (*"Tuned Liquid Damper"*)
- **TMD** Amortecedor de Massa Sintonizada (*"Tuned Mass Damper"*)
- **VD** Amortecedor Viscoso (*"Viscous Damper"*)
- **VED** Amortecedor Viscoelástico (*"Viscoelastic Damper"*)
- **VOD** Amortecedor Viscoso de Orifício Variável (*"Variable Orifice Damper"*)
- **VVD** Amortecedor de Viscosidade Variável (*"Variable Viscosity Damper"*)

**Siglas**

- **CEN** European Committee for Standardization
- **FCT** Faculdade de Ciências e Tecnologia
- **FEUP** Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- **IPQ** Instituto Português da Qualidade
- **IST** Instituto Superior Técnico
- **LNEC** Laboratório Nacional de Engenharia Civil
- **UA** Universidade do Aveiro
- **UC** Universidade de Coimbra
- **UM** Universidade do Minho
- **UNL** Universidade Nova de Lisboa
- **UTL** Universidade Técnica de Lisboa

**Símbolos**

- **f** Frequência Hertziana
- **T** Período
- $\delta$  Deslocamento
- $\phi$  Diâmetro
- $\epsilon$  Deformação
- $\xi$  Coeficiente de amortecimento

# Capítulo 1

## Introdução

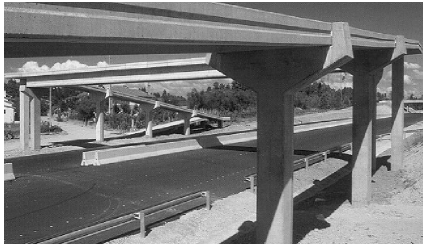
### 1.1 Introdução

Desde a antiguidade que o ser humano tem demonstrado arte e engenho na criação de soluções com vista à transposição de obstáculos naturais.

Mais recentemente, o próprio homem, com os desenvolvimentos das redes ferroviárias e rodoviárias, criou obstáculos a si próprio, designadamente enquanto peão numa via pública. As soluções mais comuns para a transposição desses obstáculos, por parte dos peões, passam pela colocação de passadeiras, ou criação de passagens superiores ou inferiores.

Se nos casos de vias com baixo volume de tráfego ou velocidade de circulação reduzida é possibilitado o seguro atravessamento de peões por meio de simples passadeiras, noutros casos, para garantir um seguro atravessamento de peões, é necessário recorrer a passagens superiores ou inferiores.

Com a rápida expansão da rede viária nacional, a procura por soluções de rápida execução foi crescendo e incentivando a indústria de pré-fabricação em Portugal a desenvolver e a apresentar soluções cada vez mais viáveis economicamente e funcionais. Fazendo-se valer das inúmeras vantagens, tais como a rapidez de execução ou o aligeiramento das soluções equivalentes em betão armado betonado in-situ, a escolha por este tipo de soluções é uma constante nos dias que correm. As soluções pré-fabricadas mais correntes em Portugal são as de betão armado pré-fabricado e as de estruturas metálicas. Existem diversos tipos de soluções pré-fabricadas de betão armado apresentando-se um exemplo na Figura 1.1 (a) . Na Figura 1.1 (b) apresenta-se também um exemplo de um passadiço metálico [19, 13].



(a) Passadiço pedonal em betão pré-fabricado [13]



(b) Passadiço pedonal metálico [19]

Figura 1.1: Dois exemplos de passadiços pedonais

## 1.2 Objectivos da dissertação

A presente dissertação tem como objectivo a avaliação do comportamento sísmico de um passadiço pedonal em betão armado pré-esforçado, pré-fabricado, situado na Estrada Nacional 125, EN125. Nesta via são inúmeros os passadiços que recorrem a soluções em tudo idênticas ao caso de estudo, sendo de extrema importância o estudo do seu comportamento sísmico. Por estar sobre uma via movimentada e de extrema importância para a zona, a queda do tabuleiro de alguns destes passadiços deixariam a via interrompida durante horas, atrasando o socorro de vítimas em caso de catástrofes naturais. Este passadiço apresenta um tabuleiro multi-apoiado e com o maior vão dos instalados na zona, sendo o que maior interesse desperta para ser alvo de análise.

A avaliação do comportamento sísmico do passadiço vai ser efectuada tendo especial atenção os deslocamentos relativos entre os pilares e o tabuleiro, de forma a investigar a possibilidade de ocorrer o descalçamento do tabuleiro principal.

Para a resolução destes problemas iremos estudar a viabilidade da introdução de ligas com memória de forma (*Shape Memory Alloys - SMA*) na estrutura. A utilização deste material como dissipador de energia, permite reduzir os deslocamentos relativos entre os pilares e o tabuleiro, ajudando assim a evitar o descalçamento do tabuleiro.

## Capítulo 2

# Introdução teórica

### 2.1 Vibrações de origem humana

Os passadiços pedonais são estruturas usualmente mais flexíveis comparativamente com outros tipos de estruturas, devido ao baixo nível de carga que têm de suportar. Esta característica pode levar a níveis de vibração que, sendo em geral pouco relevantes do ponto de vista da integridade estrutural, podem ser por vezes excessivos para o conforto humano.

As acções provocadas pela passagem do peão num passadiço pedonal, são acções dinâmicas periódicas com diversas variáveis a ter em conta, entre elas a frequência da passada. Essa frequência varia de pessoa para pessoa e consoante o tipo movimento. De modo a evitar fenómenos de ressonância, em que a frequência de excitação é igual à frequência natural da estrutura, aumentando a amplitude do movimento oscilatório, é necessário conhecer as gamas de frequência dos vários tipos de movimento correntes no ser humano. Na Tabela 2.1 apresentam-se os valores médios das frequências de diversos tipos de andamentos obtidos por Wheler [6].

Tabela 2.1: Frequencias médias de passada

Tipo de movimento	Frequência média da passada [Hz]
Andamento lento	1,7
Andamento normal	2,0
Andamento rápido	2,3
Corrida lenta	2,5
Corrida rápida	3,2

Em Portugal não são conhecidas normas neste domínio, tendo de se recorrer a normas estrangeiras, que normalmente recomendam valores mínimos para a frequência fundamental da estrutura, de modo a evitar/reduzir a ocorrência de fenómenos de ressonância [39].

Um dos casos mais recentes e conhecido de problemas relacionados com o tráfego pedestre foi o da ponte pedonal Millennium em Londres, sobre o rio Tamisa, Figura 2.1. Aquando da sua abertura em Junho de 2000, com a grande afluência de público, começou a oscilar significativamente. A sua oscilação lateral foi tão perceptível que ouve pessoas a pararem de andar ou até mesmo a segurarem-se às guardas de segurança. O número máximo de pessoas foi de imediato limitado mas mesmo assim as oscilações sentidas eram excessivas para o conforto humano e suficientes para aumentar a preocupação pela segurança dos seus utilizadores. A ponte pedonal acabou mesmo por ser encerrada, dois dias depois da abertura, para se encontrar uma solução para o problema [41].



Figura 2.1: Ponte Millennium [41]

A excitação lateral de pontes pedestres ocorre de forma mais provável em estruturas com baixas frequências próprias de oscilação transversal (menos de 3Hz) e para baixos valores de amortecimento destes mesmos modos. No caso da ponte Millennium estas duas condições ocorriam.

Uma das possíveis soluções passaria pelo aumento da rigidez da estrutura, aumentando o valor das frequências naturais, pondo-as fora do alcance das frequências de excitação. Contudo, uma das características únicas desta ponte era o seu design artístico, o que seria comprometido com esta solução. Decidiu-se então aumentar-se o baixo amortecimento da ponte em cerca de 1% para valores entre 15% e 20% para os modos laterais e entre 5% e 10% para os modos verticais. Para se alcançarem estes valores de amortecimento foi necessária a colocação de 37 amortecedores viscosos lineares e 50 amortecedores de massa sintonizada. A reabertura do passadiço ocorreu em Fevereiro de 2002 [42].

Apesar de inicialmente se pensar que o problema tinha sido causado pela sincronização da passada dos peões com a oscilação da estrutura, recentes medições em estruturas com

problemas semelhantes concluíram a falta de provas de sincronização do movimento. Por isso pode o pedestre inadvertidamente aumentar a oscilação da ponte sem sincronizar a sua passada [37].

## 2.2 Danos devido à acção sísmica

Se a acção do peão não leva normalmente ao colapso de estruturas, a ocorrência de um sismo é a maior causa de colapso total ou parcial de obras de arte. O impacto dos danos provocados por sismos em obras de arte é normalmente pouco relevante em termos do numero de vítimas que causa, sendo normalmente baixo. Uma das excepções foi o sismo de Loma Prieta em 1989 onde 41 das 62 vítimas mortais pereceram devido ao colapso do viaduto “Cypress” que se pode observar na Figura 2.2 [24].



(a) Vista geral do viaduto “Cypress”



(b) Pormenor da falha nos pilares

Figura 2.2: Viaduto “Cypress” [24]

São normalmente mais significativos os danos económicos, podendo ser divididos em dois grupos distintos: directos e indirectos. Os custos directos estão relacionados com os custos das reparações dos elementos afectados enquanto que os indirectos estão relacionados com o impactos deste tipo de fenómenos na economia, sendo de difícil quantificação [24].

É durante a actuação de um sismo que ficam mais evidentes as falhas no dimensionamento e de concepção deste tipo de estruturas, levando muitas vezes a revisões das normas estruturais em vigor, tornando necessário o reforço de muitas das estruturas já existentes.

### 2.3 Tipos de danos

Os danos em obras de arte podem advir da rotura/incapacidade de suporte do solo de fundação ou de danos de ordem estrutural devidos ao movimento de vibração.

Grande parte dos casos de perda de capacidade de suporte dos solos de fundação é o fenómeno da liquefação dos solos. Um dos primeiros registos de colapso relacionado com a liquefação foi reportado em 1964, durante o sismo de Niigata no Japão [24]. A liquefação dos solos acontece quando este é carregado repentinamente, sofrendo uma transição do estado sólido para um estado fluido. É um fenómeno mais provável de ocorrer em solos arenosos, saturados e com fraca drenagem.

As grandes pontes são mais susceptíveis a este tipo de fenómenos, devido às elevadas cargas suportadas por elemento vertical, sendo que os problemas ligados à liquefação dependem não só do nível da acção sísmica como também do tipo de solo e do seu grau de saturação. A liquefação dos solos de fundação pode provocar a rotação excessiva dos pilares. Na Figura 2.3 apresenta-se um exemplo deste tipo de colapso, que ocorreu no sismo de Kobe em 1995 [24].



Figura 2.3: Queda do tabuleiro da ponte Nishinomiya em Kobe, Japão, [24]

A ocorrência de movimentações de falhas tectónicas próximas das obras de arte podem causar deslocamentos excessivos entre os pilares. Se a capacidade do tabuleiro acomodar estes deslocamentos não for suficiente, a queda do mesmo é inevitável, tal como acabou por acontecer no sismo de Izmit na Turquia em 1999 (Figura 2.4, [24]).



Figura 2.4: Queda do tabuleiro devido à incapacidade de acomodar deslocamentos Izmit, Turquia, [24]

Estes são apenas alguns dos exemplos de tipos de danos causados por sismos, os quais apresentam como factor comum a queda do tabuleiro principal, seja por rotação dos pilares, seja por deslocamentos excessivos entre eles. Em estruturas antigas, a falta de capacidade para acomodar deslocamentos sofridos pelo tabuleiro é comum. A origem deste problema pode dever-se à inadequada definição da acção sísmica (i), ao método de análise não considerando a secção fendilhada (ii), menos rígida, ou pela incoerência dos solos ou má avaliação dos mesmos (iii). A má avaliação destes deslocamentos pode também causar o choque entre várias secções do tabuleiro ou entre o tabuleiro e o encontro.

Uma estimativa errada dos deslocamentos a que a estrutura pode estar sujeita durante a acção sísmica pode também conduzir à rotura dos aparelhos de apoio. A partir deste momento o tabuleiro estará em contacto directo com o encontro ou o pilar, sendo a força de atrito entre os dois elementos a única força que impedirá o tabuleiro de se deslocar horizontalmente.

## 2.4 Importância do não colapso

Maioritariamente, as passagens superiores de peões não são atravessadas por grande número de pessoas ao mesmo tempo, havendo até grande probabilidade de ocorrer o seu colapso sem qualquer perda humana. Contudo, grande parte deste tipo de estruturas situam-se sobre vias bastante movimentadas. Ao ocorrer um evento de origem sísmica em Portugal a queda de um passadiço pedonal seria relativa importância pelas vias de comunicação que poderia deixar completamente intransitáveis.

A obstrução de vias principais no socorro de vítimas de um fenómeno sísmico seria de relativa importância, podendo ter consequências catastróficas. Exemplo disso é o caso que

ocorreu no IC19 no dia 7 de Setembro de 2003, em que devido à queda de um passadiço pedonal sobre esta via obrigou ao corte do trânsito em ambos os sentidos durante sete horas. Numa situação de emergência nacional, a obstrução de vias de comunicação relevantes ao socorro das vítimas durante horas seria inoportável.

## **2.5 Necessidade do controlo de vibrações**

A necessidade de reduzir os deslocamentos induzidos pela ocorrência de uma acção sísmica não é nova, tal como os sistemas de controlo. Nos tempos mais antigos conhecem-se operações de reforço estrutural que podem ser vistas como simples operações de controlo passivo, aumentando a rigidez da estrutura, provocando uma alteração na dinâmica da estrutura. Podemos então afirmar que a necessidade de sistemas de controlo e utilização dos mesmos não são recentes.

O controlo de vibrações é necessário nos dias de hoje não apenas para actualizar as estruturas existentes com as mais recentes e exigentes normas, mas também para ultrapassar limites que até há pouco tempo seriam impensáveis, tornando as novas estruturas mais seguras e confortáveis para os seus utilizadores.

## Capítulo 3

# Estado da arte

### 3.1 Sistemas de Controlo de Vibrações

Nos últimos anos, a necessidade de controlo de estruturas levou a que estes sistemas tivessem particular atenção. Desenvolveram-se novos sistemas de controlo com recurso a materiais que não se utilizariam na normal prática da engenharia civil. O desenvolvimento destes sistemas dedica particular atenção às problemáticas estruturais que advêm de acções dinâmicas como o vento e a acção sísmica, sendo já inúmeros os casos de utilização. Estes sistemas podem ser divididos em quatro grupos, podendo ser sistemas passivos, activos, semi-activos ou híbridos, sendo os últimos três uma evolução natural dos sistemas passivos. Com a enorme evolução destes sistemas nos últimos anos, muitas são as soluções actualmente em utilização. Nas secções seguintes apenas se abordaram alguns dos mais importantes [57].

#### 3.1.1 Sistemas passivos

Os sistemas passivos recorrem a uma vasta gama de materiais e dispositivos que permitem o aumento do amortecimento e/ou da rigidez permitindo tanto a mitigação do risco sísmico como o reforço e reabilitação de estruturas, sem que para tal recorra a uma fonte de energia externa. Em geral são caracterizados pela sua capacidade de permitir a dissipação de energia nos sistemas estruturais instalados [57].

Os sistemas de controlo passivo são dos mais utilizados em engenharia, por serem dos mais económicos. Sendo sistemas passivos não se ajustam a alterações dinâmicas da estrutura como a formação de rotulas plásticas. São portanto mais adequados para controlar acções previamente conhecidas ou estimadas em que o comportamento da estrutura face a essas acções pode ser descrito de forma linear. Estes sistemas podem dividir-se em três grupos, consoante as características dinâmicas controladas sendo eles os absorsores, dissipadores e os isoladores [56].

### Sistemas absorsores

Desde a sua concepção por Den Hartog, que os amortecedores de massa sintonizada ("Tuned Mass Dampers"), têm sido utilizados para as mais variadas aplicações, desde automóveis a arranha céus [61]. Os TMDs são dispositivos mecânicos compostos por uma massa ligada à estrutura através de molas e amortecedores. A massa, rigidez da mola e o coeficiente de viscosidade do TMD são escolhidos de forma a sintonizar o TMD para a frequência do modo de vibração que cria problemas. Desde que as propriedades modais da estrutura permaneçam inalteradas, o sistema revela-se extremamente eficaz na redução da amplitude de vibração para esse modo, sem serem necessários "*inputs*" adicionais. Contudo, se as propriedades modais da estrutura se alterarem após a aplicação do TMD, a sua eficácia é reduzida [61]. Para solicitações cuja frequência se afaste da que foi calibrada no TMD a resposta pode mesmo vir a ser amplificada [51].

Esta limitação obriga por vezes à utilização de vários sistemas de TMD sintonizados para as várias frequências que se pretendem controlar. Como tal, não são sistemas muito usuais no controlo da acção sísmica por ser uma acção com frequência de excitação altamente variável, sendo mais adequado ao controlo da acção do vento em arranha-céus. Este tipo de sistemas são também utilizados no controlo de vibrações induzidas por peões em passadiços pedonais.

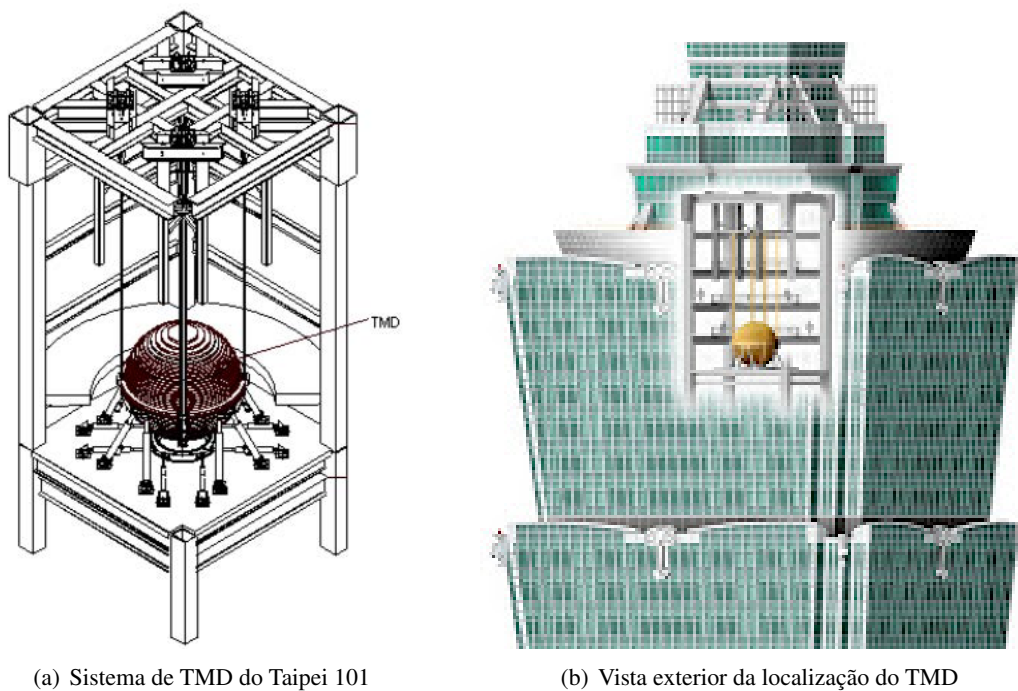


Figura 3.1: Sistema TMD do Taipei 101 [26]

Um exemplo do controlo da acção do vento com auxilio de TMD's é a aplicação no edifício

Taipei 101 em Taiwan. Este sistema recorre a uma massa de aço de 660 toneladas, ocupando cinco pisos e ajudando à redução das acelerações impostas pela acção do vento. Na Figura 3.1 observa-se o sistema de TMD utilizado no Taipei 101 [26].

Com conceito similar aos TMD, os amortecedores de líquido sintonizado ("Tuned Liquid Dampers"), conferem indirectamente um amortecimento adicional à estrutura, sendo constituídos por um ou vários recipientes rígidos fixos à estrutura com água no seu interior. A absorção de energia é realizada pela movimentação do fluido ("Sloshing") e pela passagem do fluido por orifícios ("Wave Breaking"). Os amortecedores de líquido sintonizado podem ser divididos ainda em dois grupos, podendo ser TSD's ("Tuned Sloshing Dampers") ou TLCD's ("Tuned Liquid Column Dampers") [33].

Estes sistemas não necessitam de ser excitados a uma dada frequência para que se tornem activos, sendo-o permanentemente mas apenas respondendo eficazmente às frequências para que foram dimensionados. Estes sistemas são mais eficazes para baixas frequências, no entanto não amplificam o movimento para frequências de excitação diferentes das que foram sintonizados, como acontece com os TMD. Os modelos matemáticos em que se baseiam, descrevem o movimento do fluido e são mais complexos que os modelos dos TMD. No entanto a instalação destes é mais simples, podendo ser de utilização temporária e tendo custos de manutenção quase inexistentes, sendo que a sua sintonização pode ser feita apenas adicionando ou retirando fluido [27].

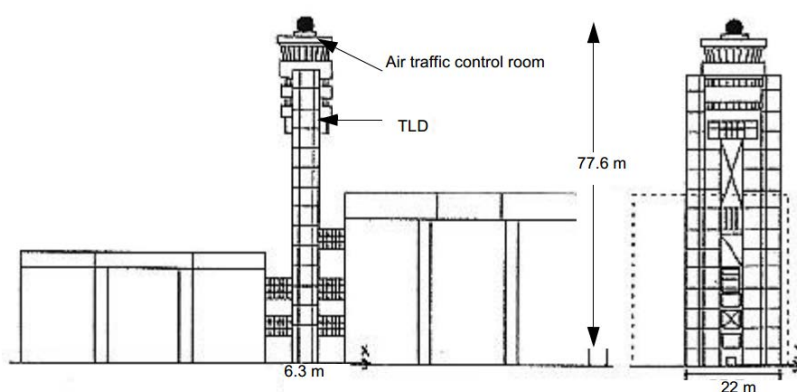


Figura 3.2: Torre do Aeroporto Internacional de Tóquio [33]

Um caso particular de aplicação deste tipo de sistemas é o da torre do Aeroporto Internacional de Tóquio. O sistema de TSD colocado em 1993 é constituído por um sistema "*multi-layer*" com aproximadamente 1400 recipientes feitos de polietileno contendo água, partículas flutuantes e conservantes. A inclusão destas partículas na água resultou num aumento do amortecimento. Na Figura 3.2 observa-se a torre e na Figura 3.3 observa-se um dos recipientes e o sistema "*multi-layer*" utilizados na torre do Aeroporto Internacional de Tóquio [33, 60].

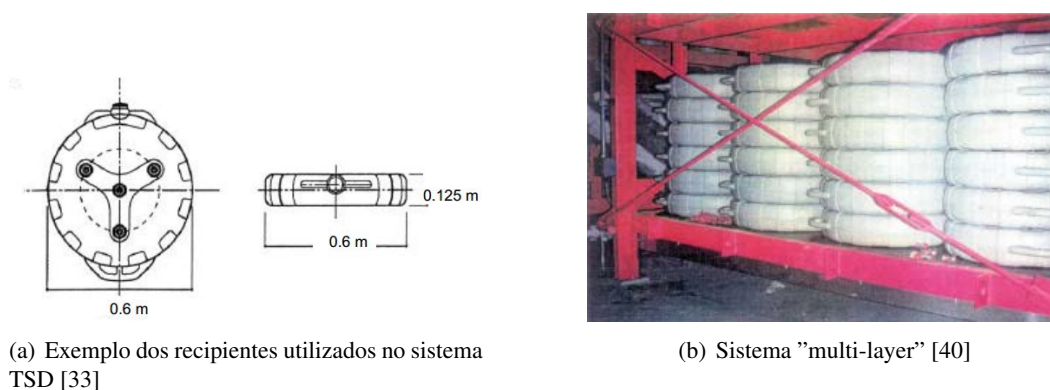


Figura 3.3: Sistema TSD do Aeroporto Internacional de Tóquio

### Sistemas dissipadores

No que a sistemas dissipadores de energia diz respeito, destacam-se cinco tipo de amortecedores passivos:

- Amortecedores viscosos ("*Viscous Dampers*")
- Amortecedores viscoelásticos ("*Viscoelastic Dampers*")
- Amortecedores friccionais ("*Friction Dampers*")
- Amortecedores histeréticos ("*Hysteretic Dampers*")
- Ligas com memória de forma ("*Shape Memory Alloys*")

Nesta secção apenas será feita referência aos amortecedores viscoelásticos e viscosos por serem os mais usuais. As ligas com memória de forma (*Shape Memory Alloys*), por serem aplicadas no caso de estudo do presente trabalho, serão abordadas pormenorizadamente no próximo capítulo.

Os amortecedores viscoelásticos (VED) foram dos primeiros tipos de amortecedores passivos a serem empregues com sucesso em engenharia civil. Os VEDs consistem normalmente em sistemas com um material viscoelástico (VE) entre placas de metal, onde a dissipação de energia acontece pelas forças de corte geradas no material viscoelástico, quando a estrutura é solicitada [33].

Na Figura 3.4 apresentam-se dois exemplos de sistemas de amortecedores viscoelásticos. O material viscoelástico é um material que responde em regime elástico e em regime plástico, devido à componente viscosa. Quando solicitado, a componente elástica do material responde elasticamente deformando e voltando ao estado inicial, enquanto que a componente viscosa responde em regime plástico, dissipando energia sob forma de calor [56, 27].

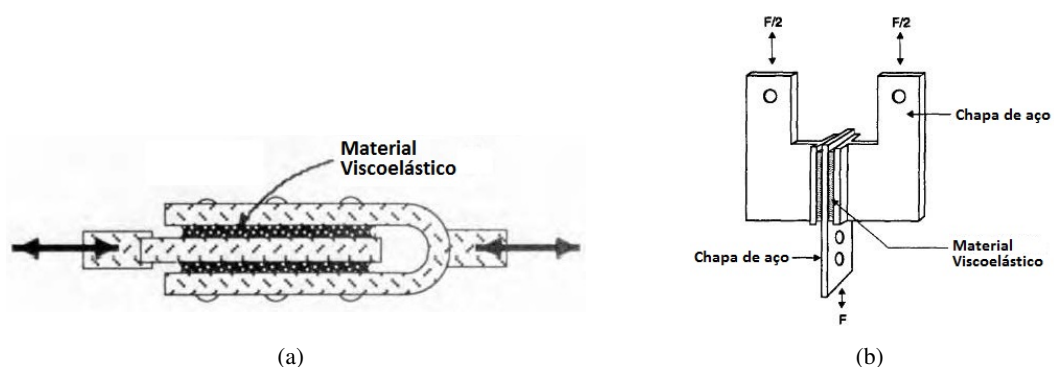
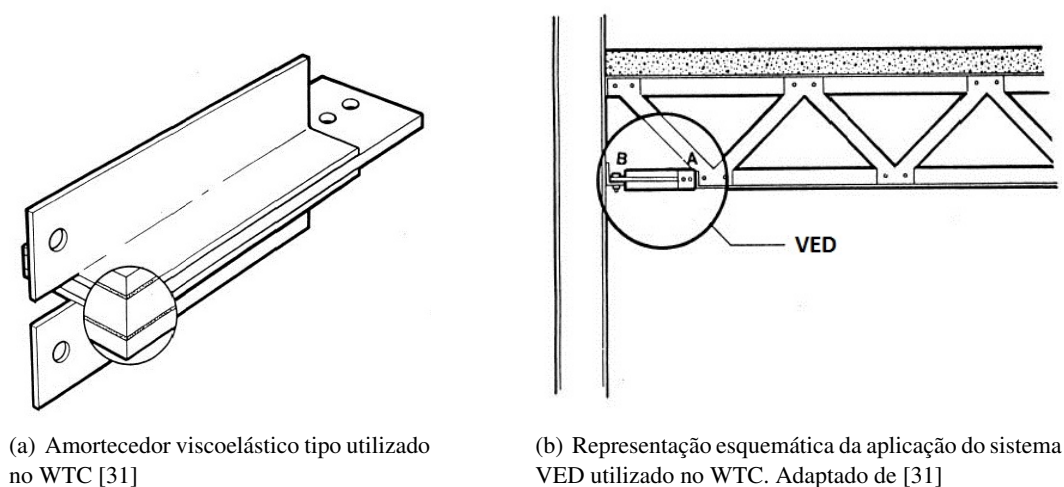


Figura 3.4: Dois exemplos de sistemas VED. Adaptado de [27]

Estes amortecedores conseguem dissipar energia para todos os níveis de deformação, encontrando-se aplicações eficazes tanto para o controlo da acção do vento como da acção sísmica. A sua primeira aplicação em engenharia civil foi com a aplicação de aproximadamente 10 000 VED's instalados em cada uma das duas *Twin Towers* do *World Trade Center*, em Nova Iorque de forma a reduzir as vibrações induzidas pela acção do vento [27]. Na Figura 3.5, observa-se o sistema de controlo utilizado no *World Trade Center*.



(a) Amortecedor viscoelástico tipo utilizado no WTC [31]

(b) Representação esquemática da aplicação do sistema VED utilizado no WTC. Adaptado de [31]

Figura 3.5: Sistema VED utilizado nas *Twin Towers* do *World Trade Center*

Os fluídos podem também ser utilizados para dissipar energia, existindo inúmeros aparelhos e materiais propostos. Os mais comuns são amortecedores viscosos (VD). Este tipo de dispositivos são ilustrados na Figura 3.6.

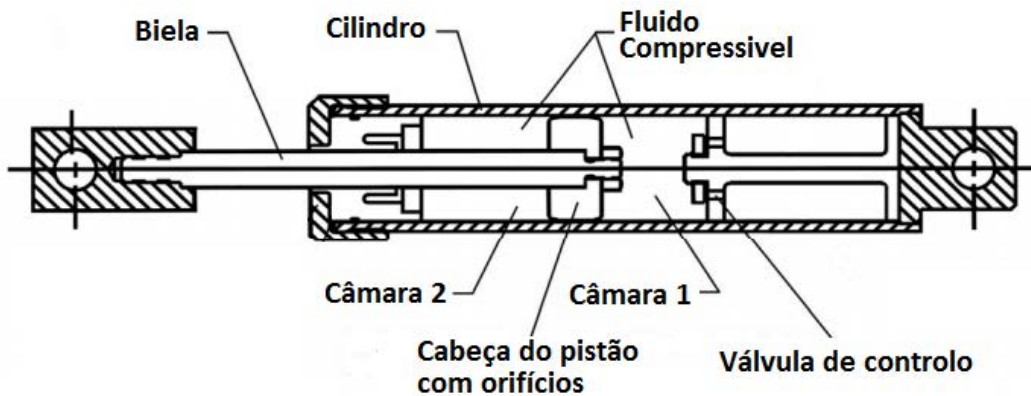


Figura 3.6: Corte transversal de um VD tipo. Adaptado de [28].

O seu sistema de dissipação de energia é baseado na passagem do fluido entre as duas câmaras quando o pistão é solicitado. A passagem do fluido viscoso, usualmente óleo ou silicone, entre as duas câmaras, através dos orifícios na cabeça do pistão, impõe uma resistência à passagem do fluido, amortecendo o seu movimento. A força de resistência gerada pelo fluido, força de amortecimento, é proporcional ao expoente da velocidade do movimento do pistão [9].

Os amortecedores viscosos são muito utilizados, tanto em novas estruturas, como na reabilitação e reforço de estruturas existentes. Com a escolha do sistema e local na estrutura onde são instalados podem adicionar amortecimento viscoso para o modo fundamental e aumentar ainda o amortecimento dos outros modos, podendo chegar a aumentar o amortecimento estrutural crítico até 50%. No controlo da acção do vento pode reduzir os seus deslocamentos em duas ou três vezes, aumentando consideravelmente o conforto dos ocupantes [33].

Na Figura 3.7 apresenta-se um exemplo de aplicação de amortecedores viscosos utilizados num passadiço pedonal em Minden, na Alemanha. De modo a controlar a elevada flexibilidade lateral da estrutura optou-se pela introdução deste tipo de dissipadores [40].



(a) Vista do passadiço

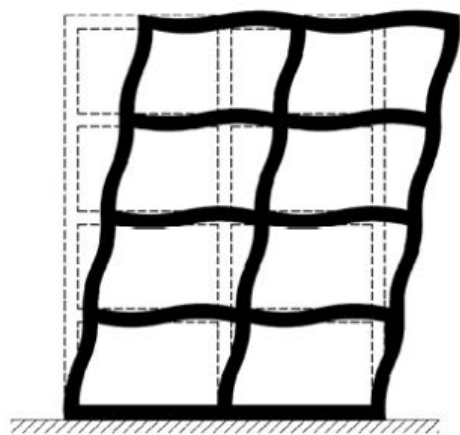


(b) Amortecedores viscosos utilizados em Minden

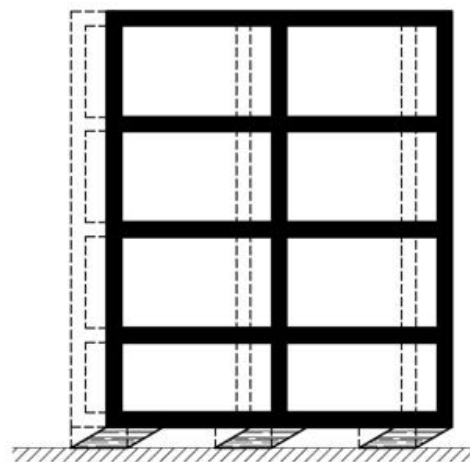
Figura 3.7: Passadiço pedonal em Minden, Alemanha [40]

### Sistemas isoladores

Os sistemas de isolamento de base são técnicas que consistem essencialmente em isolar a estrutura e o seu conteúdo dos potencialmente perigosos movimentos do solo. O objectivo é reduzir as acelerações impostas pelo solo, durante um evento sísmico, à estrutura e os deslocamentos entre pisos [49]. Esse objectivo é conseguido pela introdução de uma superfície de descontinuidade entre o solo e a estrutura, como é ilustrado na Figura 3.8.



(a) Estrutura sem isolamento de base



(b) Estrutura com isolamento de base

Figura 3.8: Esquema de funcionamento de um sistema de isolamento de base [20]

As principais características que um dispositivo de isolamento de base deve garantir são [23]:

- Capacidade de suporte para as acções verticais (elevada rigidez na direcção vertical);
- Elevada flexibilidade no plano horizontal;
- Capacidade de dissipação de energia (de natureza histerética ou viscosa) com  $\xi \geq 5\%$ , em que  $\xi$  representa o valor do coeficiente de amortecimento;
- Capacidade de restituição da posição inicial (força de restituição);
- Capacidade de acomodar grandes deslocamentos horizontais;

Dos dispositivos de possível utilização destacam-se aqueles a que mais frequentemente se recorre em problemas de engenharia como, os Apoios de Borracha de Alto Amortecimento ("*High Damping Rubber Bearings*"), Apoios de Borracha com Núcleo de Chumbo ("*Lead Rubber Bearings*") e os Apoios Pendulares com Atrito ("*Friction Pendular Systems*"). Os HDRB conseguem atingir valores de amortecimento entre os 10 e os 15%, conferidos pela composição da borracha, contando com aditivos como o carbono, óleos e resinas. Estes sistemas garantem restituição da posição inicial, capacidade de carga vertical elevada e permitem deslocamentos horizontais substanciais.

Os apoios LRB combinam e tiram partido das melhores características do chumbo e da borracha natural, que para baixos carregamentos garantem uma elevada rigidez horizontal e vertical. Face a carregamentos elevados o núcleo de chumbo plastifica, passando a conferir elevados níveis de amortecimento, que podem atingir os 30%. O comportamento destes dispositivos é descrito na Figura 3.9.

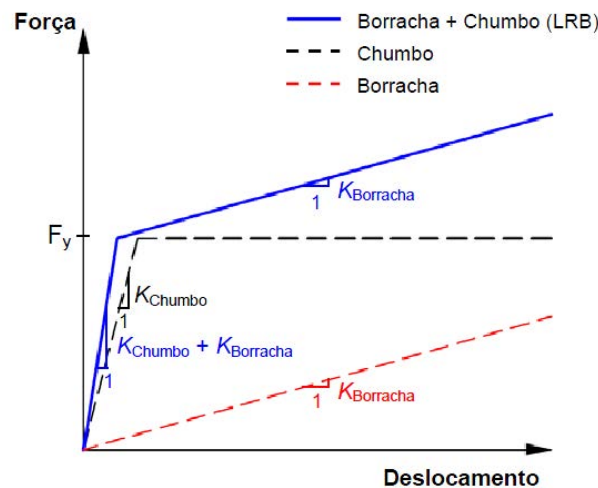


Figura 3.9: Comportamento de um dispositivo LRB [36].

Os apoios FPS são compostos por duas peças de aço, uma das quais apresenta uma superfície côncava. Sobre esta superfície desliza uma ponta metálica, revestida por um

material de baixo atrito. O atrito gerado no movimento entre as duas superfícies constitui o mecanismo de dissipação de energia deste sistema. Um exemplo deste tipo de dispositivos pode ser observado na Figura 3.10.

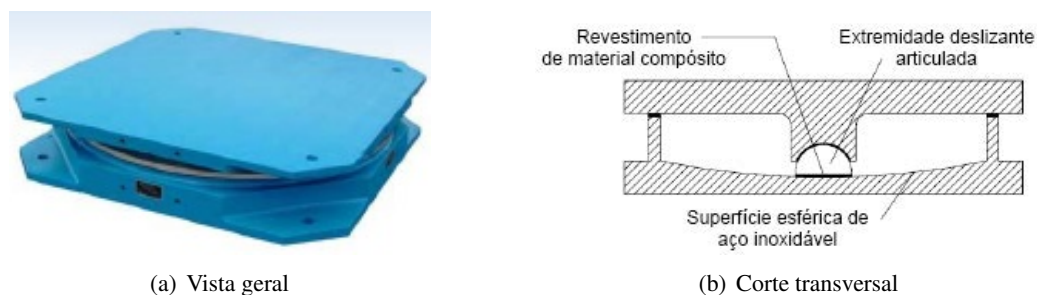


Figura 3.10: Exemplo de dispositivo FPS

### 3.1.2 Sistemas activos

Os sistemas passivos são dos mais utilizados devido às vantagens associadas à sua grande simplicidade, fiabilidade e baixo custo, não necessitando de uma fonte de energia externa. No entanto, estes sistemas são incapazes de se adaptarem a variações das características da estrutura.

Como resposta a esta lacuna surgiram os sistemas de controlo activo, os quais apresentam uma maior eficácia e resposta adaptável às mudanças estruturais do sistema e às forças de excitação [33].

O controlo activo pode ser feito pela análise das forças de excitação externas, "*feed-forward control*", ou pela análise da resposta da estrutura à excitação imposta, "*feedback control*". A recolha da informação é feita por sensores podendo ser analisados os deslocamentos, velocidade ou acelerações. Após a recolha de informação pelos sensores, estes enviam-na para um processador que com o auxílio de um algoritmo de controlo calcula a resposta de controlo que é necessário impor à estrutura por parte dos actuadores [56]. Na Figura 3.11 observa-se um esquema ilustrando o funcionamento de um sistema de controlo activo.

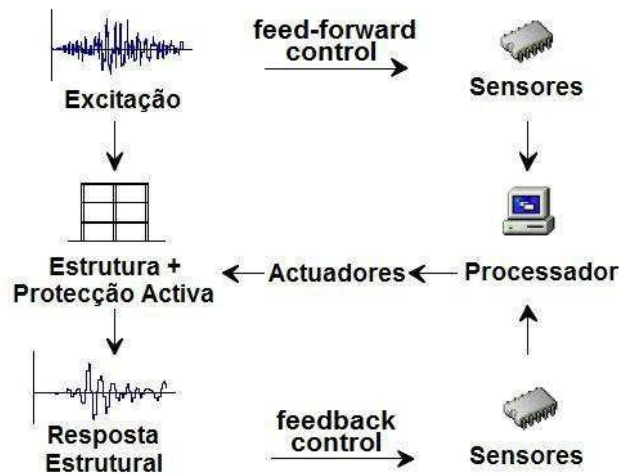


Figura 3.11: Ilustração do funcionamento de um dispositivo de controlo activo [56].

Dos sistemas de controlo activo destacam-se os:

- Amortecedores de massa activa (“*Active Mass Dampers*”);
- Sistemas de cabos activos (“*Active Tendons System*”);
- Sistemas de contraventamento activo (“*Active Brace System*”);
- Sistemas de deformação activa (“*Active Deformation Control*”);

Nas secções seguintes apenas serão analisados dois destes sistemas, os amortecedores de massa activa e os sistemas de cabos activos por serem dos mais utilizados.

### Amortecedores de massa activa (AMD)

Numa tentativa de aumentar a eficácia dos sistemas TMD, surgiram os Amortecedores de massa activa. Muito semelhantes aos TMD, também são compostos por massas, introduzindo-se agora actuadores e processadores. Com o auxílio de um processador, analisam e processam a resposta estrutural e introduzem as forças de controlo pelos actuadores às massas secundárias. As forças introduzidas pelos actuadores na massa secundária obrigam a massa a movimentar-se, por deslizamento ou sobre a forma de um pêndulo, contrariando o movimento da estrutura.

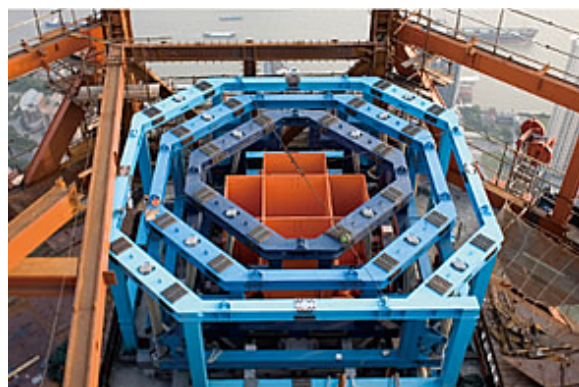
Devido à sua capacidade de adaptação à resposta estrutural, são de utilização indicada em estruturas com vários modos de vibração participativos na resposta estrutural, estruturas onde as características são passíveis de ser alteradas durante a excitação. Em contraponto, são dispositivos mais dispendiosos comparativamente aos sistemas passivos, necessitando

de uma fonte de energia externa, de manutenção, e de uma fonte de energia auxiliar como baterias ou geradores, de forma a continuarem operacionais mesmo se ocorrer um corte de energia.

Um dos casos mais recentes da utilização destes sistemas foi no edifício SWFC (*Shanghai World Financial Center*), em Shanghai. Para o aumento do conforto dos ocupantes em condições de ventos fortes e sismos foi colocado um sistema AMD com duas massas de 150 toneladas no nonagésimo andar. As massas deslizam horizontalmente de modo a reduzir a resposta estrutural. O edifício e o sistema AMD instalado apresentam-se na Figura 3.12.



(a) Vista do edifício



(b) Sistema AMD instalado

Figura 3.12: Edifício *Shanghai World Financial Center* [30]

### Sistema de cabos activos (ATS)

Os sistemas de cabos activos foram propostos por diversas vezes como alternativas aos amortecedores de massa activa no controlo de vibrações. Resultados mostram que apesar de ser necessário aplicar forças superiores em cabos activos do que em AMD's, os cabos activos demonstraram ser mais eficazes no controlo da acção do vento em edifício altos [34]. Os sistemas de cabos activos podem ter várias configurações possíveis, o controlo dos deslocamentos é realizado pelo aumento/diminuição das forças aplicadas ao cabo pelo actuador, conforme a resposta estrutural [43, 34].

Por motivos arquitetónicos ou por impossibilidade física, a aplicação destes sistemas reveste-se algumas vezes de extrema dificuldade, tendo os cabos de ser colocados nas zonas onde se deseja controlar os deslocamentos, as quais são, por vezes, de difícil acesso [56, 34]. Embora úteis em pontes de modo a garantir os estados de serviço, nem sempre são bem sucedidos, podendo provocar instabilidade se não estiver devidamente calibrado, como é característica comum nos sistemas activos [43]. Nas Figuras 3.13 e 3.14 apresentam-se exemplos de aplicação de cabos activos num pórtico e numa ponte atirantada.

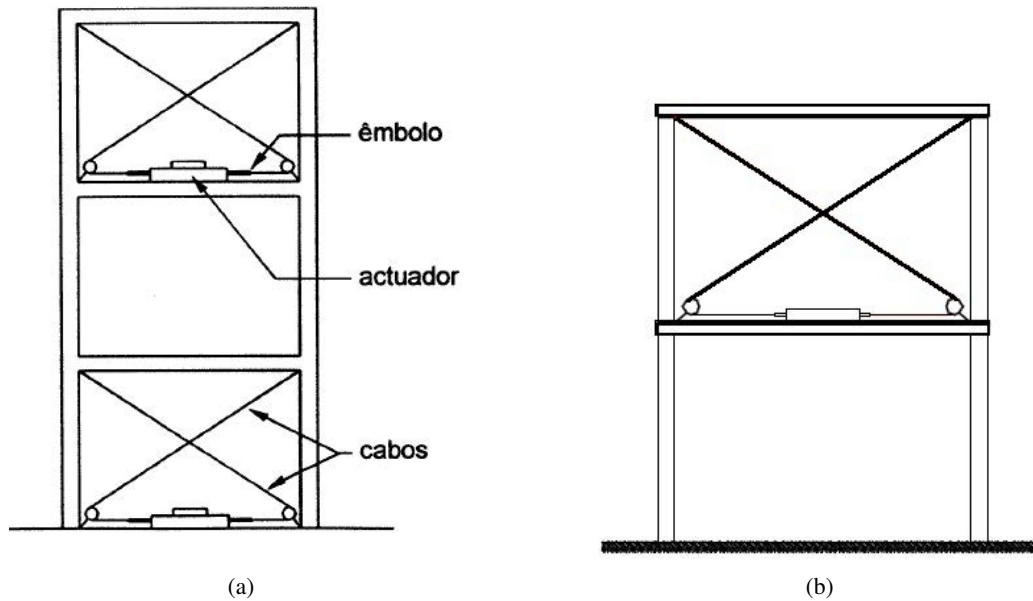


Figura 3.13: Exemplos de aplicação de cabos activos em pórticos [39, 43]

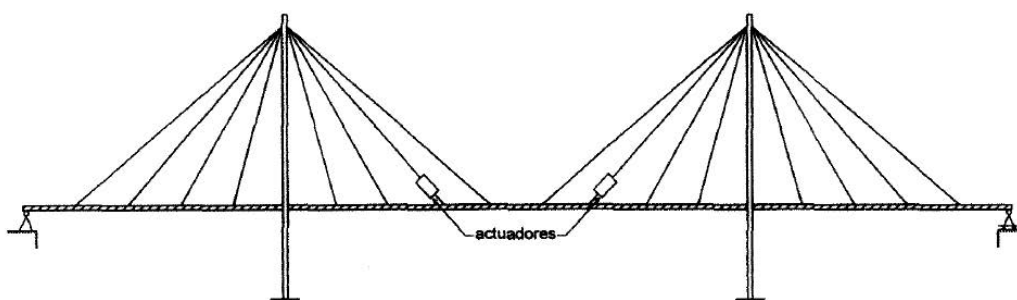


Figura 3.14: Aplicação de cabos activos numa ponte atirantada [39].

### 3.1.3 Sistemas semi-activos

Como evolução do trabalho desenvolvido no âmbito do controlo passivo e activo, surgiram os sistemas semi-activos, combinando as vantagens dos dois sistemas. Os sistemas semi-activos, conseguem alcançar os níveis de eficácia do controlo activo sem o risco de instabilidade e sem elevados consumos de energia. Esta capacidade permite poupar não só na energia como nos equipamentos que garantem o seu fornecimento em caso de emergência, permitindo a utilização de pequenos geradores ou baterias de modo a garantir a total operacionalidade durante períodos de tempo razoáveis durante eventos extremos [33, 59].

Dos sistemas semi-activos destacam-se os:

- Sistemas de rigidez activa (“*Active Variable Stiffness*”);
- Amortecedores viscosos de orifício variável (“*Variable Orifice Dampers*”);
- Amortecedores de viscosidade variável (“*Variable Viscosity Dampers*”);

#### Sistemas de rigidez activa (AVS)

Os sistemas de rigidez activa (“*Active Variable Stiffness*”) são caracterizados por um conjunto de barras em forma de “V” invertido, instaladas nos pisos em que se pretendem controlar, Figura 3.15.

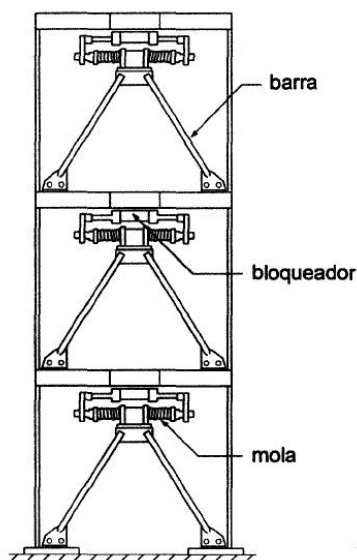


Figura 3.15: Representação esquemática de um sistema AVS aplicado a uma estrutura porticada [39].

Tendo um dispositivo de bloqueio/desbloqueio, estas barras podem absorver mais ou menos esforços, controlando assim rigidez do aparelho e por conseguinte a da própria estrutura. Este sistema permite variar a frequência natural da estrutura entre valores mínimos e máximos podendo actuar também em valores intermédios pelo aumento ou diminuição da rigidez do dispositivo de rigidez variável, Figura 3.16 [59].

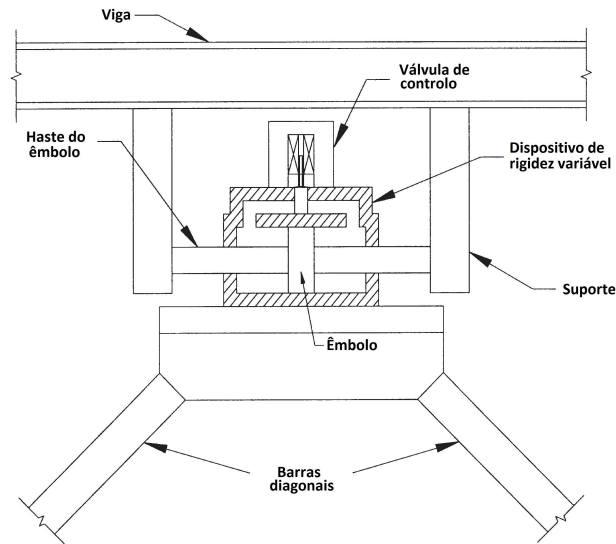


Figura 3.16: Componentes de um sistema AVS. Adaptado de [59].

Durante a actuação de um sismo, alguns destes braços são bloqueados durante um determinado período de tempo. O instante e o período do bloqueio são regulados por um algoritmo de controlo que analisa o movimento do solo através dos sensores. Com o bloqueio/desbloqueio das barras, a frequência natural da estrutura é alterada de modo a ser afastada da frequência de excitação, reduzindo assim a resposta da estrutura. Trata-se de um sistema muito eficaz no controlo da acção sísmica em edifícios, não consumindo muita energia, apenas necessitando de um pequeno gerador de emergência em caso de corte de energia [39, 33, 62].

A primeira utilização de sistemas semi-activos aconteceu com a introdução de dispositivos de rigidez activa no Kajima Technical Research Institute localizado em Tóquio (Figura 3.17). As barras diagonais do "V" invertido são constituídas por cilindros hidráulicos e o bloqueio/desbloqueio das mesmas é realizado por válvulas. A energia necessária para o processo é de apenas 20Watts, sendo possível alterar a frequência natural da estrutura entre 1Hz e 2,5Hz. Por meio dos sensores instalados na base do edifício, um algoritmo de controlo analisa e processa os dados seleccionando a frequência de modo a atenuar ao máximo a resposta estrutural [40, 32].



(a) Vista geral

(b) Sistema AVS utilizado

Figura 3.17: *Kajima Technical Research Institute* [40]

### Amortecedores viscosos de orifício variável (VOD)

Da evolução do sistema passivo de amortecedores viscosos resultaram os amortecedores viscosos de orifício variável, Figura 3.18. Recorrendo a uma válvula electromecânica, a resistência à passagem do fluido viscoso pode ser controlada aumentando ou diminuindo o tamanho do orifício, controlando assim o coeficiente de amortecimento. A dissipação de energia é feita sob a forma de calor, libertado pela resistência da passagem do fluido entre as duas câmaras e pelo orifício. Um algoritmo de controlo analisa os dados obtidos pelos sensores, processa-os e controla a válvula da forma mais eficiente possível, maximizando a dissipação de energia e minimizando a resposta estrutural. Como é característica comum dos sistemas semi-ativos, no caso de falha, passa a funcionar como um dispositivo de dissipação passiva [40, 56, 27].

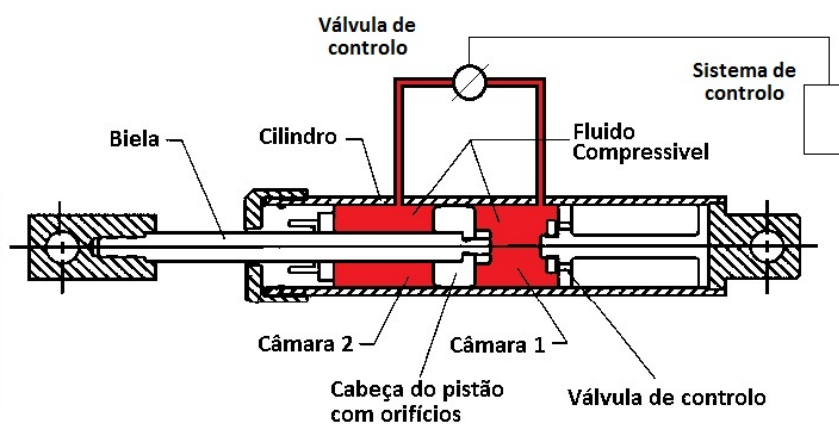


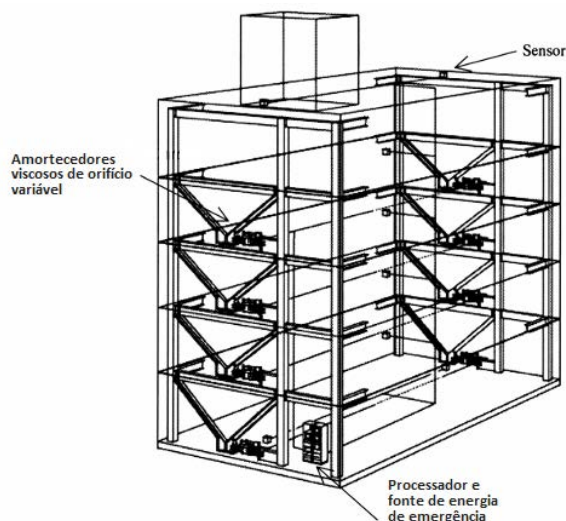
Figura 3.18: Esquema de um VOD.

A primeira utilização deste tipo de amortecedores ocorreu em Tóquio no edifício Kajima

Shizuoka, Figura 3.19. Dotado de 8 cilindros hidráulicos, podendo fornecer cada um  $1000kn$  de força de amortecimento à base das diagonais existentes. A mobilização dessa força apenas necessita de 70Watts de energia e a fonte de emergência tem capacidade para alimentar o sistema por pelo menos 8 minutos. A sua utilização neste edifício tem como objectivo o controlo de vibrações no caso de sismos de elevada amplitude [40].



(a) Vista geral



(b) Esquema do sistema de controlo implementado



(c) Amortecedor de orifício variável utilizado

Figura 3.19: Sistema de controlo do edifício *Kajima Shizuoka* [40]

### Amortecedores de viscosidade variável (VVD)

Os amortecedores de viscosidade variável como os electro-reológicos ("*Electrorheological*") e os magneto-reológicos ("*Magnetorheological*") consistem tipicamente num cilindro hidráulico contendo partículas dielétricas no caso dos ER ou partículas metálicas nos (MR), suspensas num fluido (óleo). Na presença de um campo eléctrico (ER) ou magnético (MR), as partículas polarizam, alinhando-se e aumentando a resistência do fluido. À medida que o campo eléctrico ou magnético aumenta, o comportamento do fluido pode passar de líquido viscoso para quase sólido em

milissegundos [59]. O funcionamento destes dois sistemas é esquematizado nas Figura 3.20.

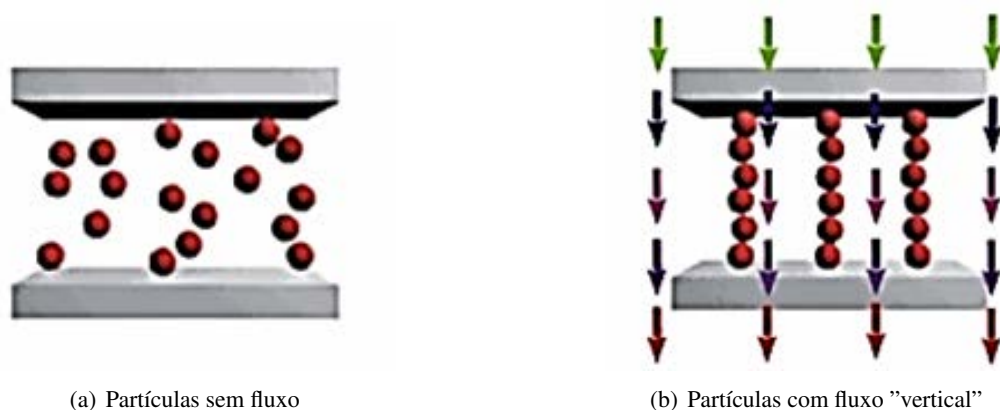


Figura 3.20: Disposição das partículas com e sem fluxo eléctrico/magnético. Adaptado de [29]

A capacidade de rápida mudança de estado, alterando o coeficiente de amortecimento sem recorrer a abertura ou fecho de válvulas mecânicas, que podem falhar, torna a utilização destes dispositivos muito aliciante [33]. O controlo do campo eléctrico/magnético induzido ao fluido, é feito por um algoritmo de controlo que analisa os dados recolhidos pelos sensores, escolhendo o amortecimento que maximiza a dissipação de energia e minimiza a resposta estrutural. Na Figura 3.21 apresenta-se um esquema de um amortecedor magneto-reológico.

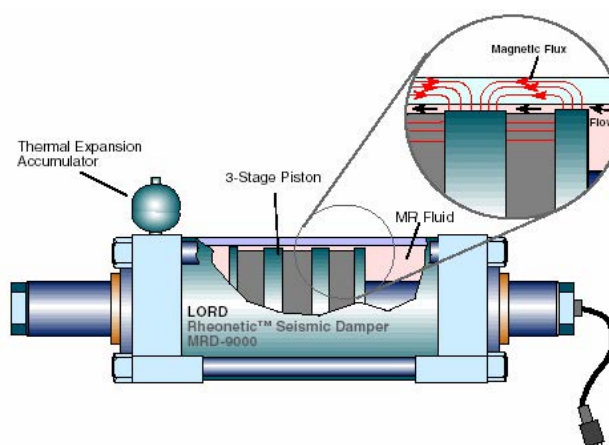


Figura 3.21: Esquema de um Dispositivo Magneto-reológico [43].

### 3.1.4 Sistemas híbridos

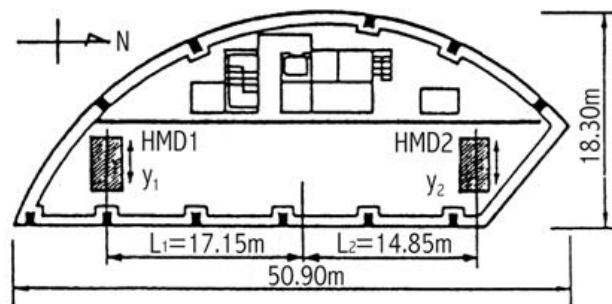
Os sistemas híbridos resultam normalmente da combinação de sistemas passivos e activos. Os HMD (*"Hybrid Mass Dampers"*) são os que têm utilização mais generalizada, com grande visibilidade no Japão. Estes resultam da conjugação de actuadores activos num sistema TMD de modo a amplificar o movimento da massa ou sintonizando-o quando necessário. Com este processo, torna-se o TMD mais eficiente e adaptável a várias frequências de excitação e reduz-se a energia consumida, pois o sistema não necessita de estar sempre activo [40]. Esta conjugação entre controlo activo e passivo já registou reduções da resposta estrutural em mais de 50%, em aplicações no Japão, explicando-se assim a excelente e alargada aceitação deste tipo de sistemas [33].

Apesar dos custos iniciais de instalação serem elevados devido à integração de sistemas AMD, os de manutenção são baixos pois o sistema apenas se comporta como activo quando necessário, reduzindo os gastos em energia [33].

Um dos casos de aplicação de dispositivos HMD é o edifício Sendagaya INTES em Tóquio, Figura 3.22 (a). De modo a controlar os movimentos laterais e torsionais da estrutura, foi instalado no topo do edifício, no 11º andar, um sistema HMD com duas massas e actuadores hidráulicos que ajustam o seu movimento de forma a minimizar a resposta estrutural, Figura 3.22 (b). Uma das particularidades dos HMD utilizados é o aproveitamento de dois tanques de armazenagem térmica de gelo como massas do HMD, poupando assim peso adicional à estrutura [58, 21]. Registos da resposta da estrutura a uma forte acção do vento demonstraram uma redução de 18% e de 28% dos movimentos de translacção e de rotação, respectivamente.



(a) Vista geral



(b) Planta do 11º andar

Figura 3.22: Edifício Sendagaya INTES em Tóquio [58]

## Capítulo 4

# Ligas com Memória de Forma

Nos anos 60 Buehler e Wiley desenvolveram ligas de Níquel-Titânio (NiTi), com uma composição de 53% a 57% de níquel, no Naval Ordnance Laboratory, ficando conhecidas como NiTiNOL [14, 56, 22]. Estas ligas apresentaram características especiais peculiares: com uma deformação de 8-15%, depois de um ciclo térmico, recuperaram a sua configuração inicial [22]. Esta capacidade de recuperar o estado inicial ficou conhecida como *efeito de memória de forma* (*shape memory effect*), de onde deriva, a designação de *ligas com memória de forma* (*Shape Memory Alloys*). Mais tarde foi descoberta nestes materiais a propriedade da superelasticidade, que consiste na capacidade de recuperação de grandes ciclos de deformação, sem deformações residuais, enquanto desenvolvem um ciclo histerético [52, 22].

Estas propriedades resultam da capacidade das ligas com memória de forma desenvolverem uma transformação de fase no estado sólido, chamada transformação martensítica [52].

As características particulares dos SMAs, juntamente com a crescente preocupação associada ao controlo de vibrações, aumentou o interesse pela sua aplicação como elemento dissipador de energia, tendo sido desenvolvidos, nos últimos anos, vários dispositivos para o efeito [52, 22].

Uma liga resulta da fusão e arrefecimento de dois ou mais metais, sendo mais corrente a combinação de apenas de 2 (liga binária) ou de 3 (liga ternária) constituintes metálicos.

As ligas com memória de forma mais comuns são:

- NiTi (níquel-titânio)
- CuAlNi (cobre-alumínio-níquel)
- CuZnAl (cobre-zinco-alumínio)
- FeMn[Si] (ferro-manganésio-silício)
- MnCu (manganésio-cobre)

- NiTiNb (níquel-titânio-nióbio)

No projecto MANSIDE financiado pela União Europeia, todas estas composições foram estudadas. Este estudo permitiu concluir que a liga NiTi é a mais apropriada devido aos seguintes factores, ao seu comportamento superelástico (i), capacidade de recuperar de grandes deformações (ii), excelente resistência à corrosão (iii) e por baixo preço comparativamente à liga NiTiNb (iv) [14].

## 4.1 Transformação martensítica

A característica única que permite a estas ligas desenvolverem o comportamento superelástico e o efeito de memória de forma é a transformação martensítica [52, 22]. Trata-se de uma transformação de fase reversível no estado sólido, ausente de difusão, resultando num rearranjo dos átomos numa nova estrutura cristalina, com a mesma composição química da inicial [52].

Nesta transformação, a estrutura cristalina passa de uma fase mais ordenada, a fase austenítica (fase inicial, "parent phase"), para uma menos ordenada, a fase martensítica. Na fase austenítica o material é de difícil deformação devido à sua estrutura cristalina ordenada e simétrica [35]. A fase martensítica *twinned* é caracterizada por ser de elevada deformabilidade devido à estrutura cristalina pouco ordenada. Com o aumento de deformação, a estrutura cristalina da martensite reorganiza-se formando a martensite *detwinned*. O processo de transformação entre as duas fases da martensite chama-se desmaclagem ou *detwinning*, [46, 35].

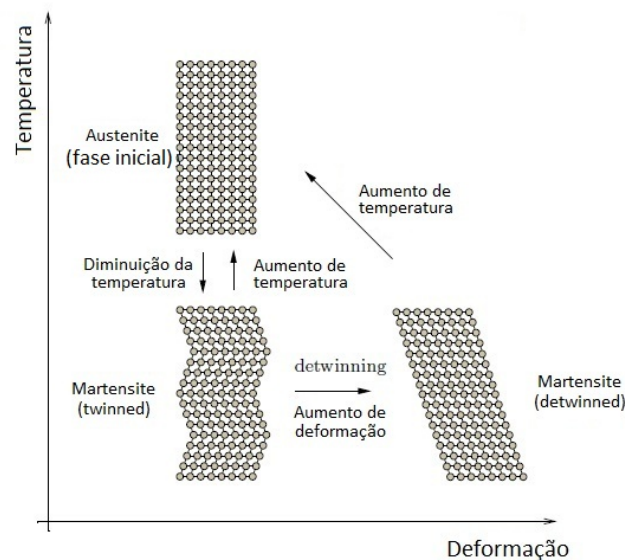


Figura 4.1: Diagrama esquemático da transformação martensítica. Adaptado de [52]

As transformações de fase induzidas por diferenças de temperatura podem ser observadas na Figura 4.1. A martensite "twinned" apenas ocorre quando a transformação de austenite para martensite é induzida pela diminuição de temperatura. Se a transformação for induzida por aumento de tensão, apenas há formação da martensite "detwinned". A austenite é estável para baixos níveis de tensão e altas temperaturas, enquanto a martensite é estável a elevados níveis de tensão e baixas temperaturas. As transformações de fase podem ser induzidas por tensão ou temperatura [22].

Num estado de tensão nula, o SMA é caracterizado por quatro patamares de temperatura que marcam o início e o fim das transformações de fase.  $M_s$  e  $M_f$  ocorrem durante o arrefecimento e marcam as temperaturas do início (*start*) e do fim (*finish*) da transformação da austenite em martensite sendo  $M_s > M_f$ .  $A_s$  e  $A_f$  ocorrem durante o arrefecimento e marcam as temperatura do início e do fim da transformação inversa, sendo  $A_s < A_f$ . Outra temperatura importante é a  $M_d$ , este é o limite superior de temperatura acima do qual a martensite não consegue ser induzida por aumento de tensão devido à estabilidade atingida pela austenite [52]. Na Figura 4.2, apresenta-se o diagrama de fase e o correspondente ciclo de carga-descarga onde se ilustram os fenómenos atrás descritos.

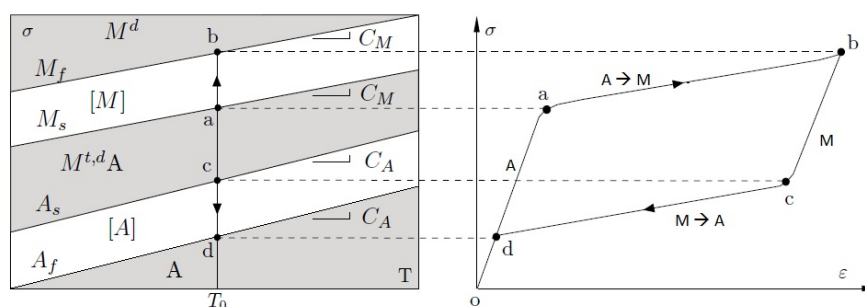


Figura 4.2: Diagrama de fase e correspondente ciclo histerético. Adaptado de [52]

## 4.2 Efeito superelástico

Na Figura 4.3 podemos observar um diagrama geral de tensão-extensão associado a um ciclo de carga-descarga de um SMA. Quando um esforço uniaxial é aplicado ao material, para uma temperatura ambiente entre as temperaturas  $A_f$  e  $M_d$ , a estrutura cristalina sofre uma distorção elástica. A partir de um determinado valor de tensão (ponto (a)), a austenite torna-se instável começando a transformação austenítica, ou transformação directa, austenite  $\rightarrow$  martensite ( $A \rightarrow M$ ).

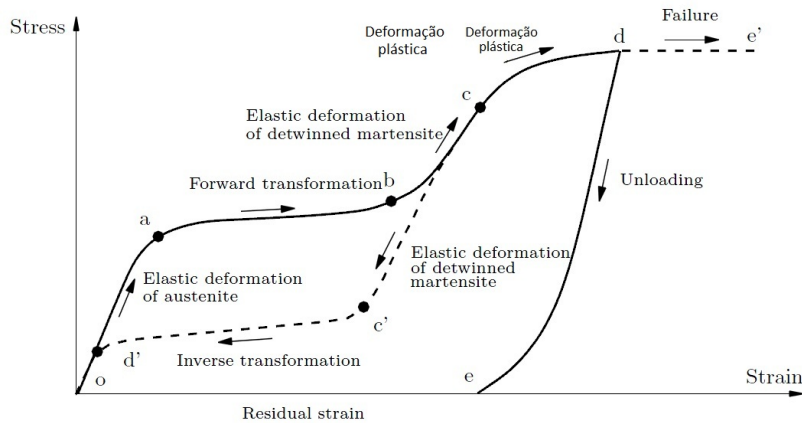


Figura 4.3: Diagrama tensão-extensão ilustrando o efeito superelástico. Adaptado de [52]

Até ao final da transformação ocorre um aumento de deformações com pouco acréscimo de tensão e as duas fases coexistem. Quando a transformação fica completa (ponto (b)), toda a estrutura cristalina passou a uma fase martensítica (“*detwinned*”). Se não for ultrapassado o patamar de tensão associado ao ponto (c), as deformações da martensite são elásticas e a descarga de toda a tensão será feita sem extensões residuais, passando-se pela transformação inversa que começa quando a martensite começa a instabilizar (ponto (c’)). Quando a transformação inversa termina (ponto (d’)), seguidamente dá-se a restante descarga em fase austenítica [52]. A transformação  $A \rightarrow M$  é um processo exotérmico libertando energia, enquanto que a transformação inversa,  $M \rightarrow A$ , o processo é endotérmico absorvendo energia. Como as curvas de carga e descarga são diferentes, existe uma dissipação de energia associada à formação de um ciclo histerético. A capacidade de se formar este ciclo histerético sem extensão residual chama-se efeito superelástico [56, 52, 46]. Na Figura 4.4, ilustra-se o efeito superelástico na estrutura atômica das ligas de SMA.

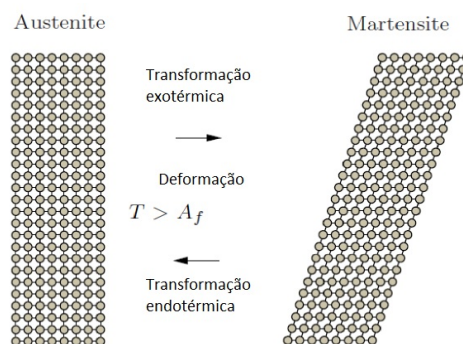


Figura 4.4: Ilustração da superelasticidade pela alteração da estrutura atômica das ligas SMA. Adaptado de [52]

No caso da temperatura ser inferior a  $A_f$ , nem toda a martensite sofre a transformação inversa, obtendo-se extensões residuais recuperáveis pelo aumento de temperatura. Tal não acontece se a martensite for carregada acima do patamar de tensão do ponto (c) da figura 4.3. Neste caso ocorrem deformações plásticas irreversíveis [52].

### 4.3 Efeito de memória de forma

A martensite obtida por diminuição de temperatura é uma martensite "twinned", caracterizada por uma estrutura atômica pouco ordenada. Se a esta estrutura cristalina for induzido um esforço, vai ocorrer uma deformação elástica até um certo patamar de tensão, representado pelo ponto "a" na Figura 4.5. Se a tensão continuar a ser aumentada ultrapassando este limite, começa um processo de transformação da estrutura atômica da martensite, chamado de desmaclagem ("detwinning"). Durante este processo, a estrutura cristalina da martensite "twinned" começa a alterar-se, alinhando os seus cristais da forma mais favorável à direcção do esforço aplicado. As duas fases coexistem entre os pontos "a" e "c", sendo caracterizada por um aumento de deformação sem aumento significativo de tensão. Quando todas as variantes da estrutura cristalina estão alinhadas, a martensite passou toda a uma forma "detwinned" (ponto "c"). O aumento de tensões introduz agora um aumento de deformação linear da nova estrutura. Nesta nova estrutura cristalina, quando todas as tensões instaladas forem retiradas, as deformações irão diminuir mas apresentarão deformações residuais. A remoção das deformações residuais com restituição da forma inicial do material pode ser obtida por um aumento da temperatura, até superar  $A_f$  [52, 46, 22]. A esta capacidade do material retomar a sua forma inicial chama-se memória de forma simples, podendo-se observar a evolução do processo na estrutura cristalina na Figura 4.6.

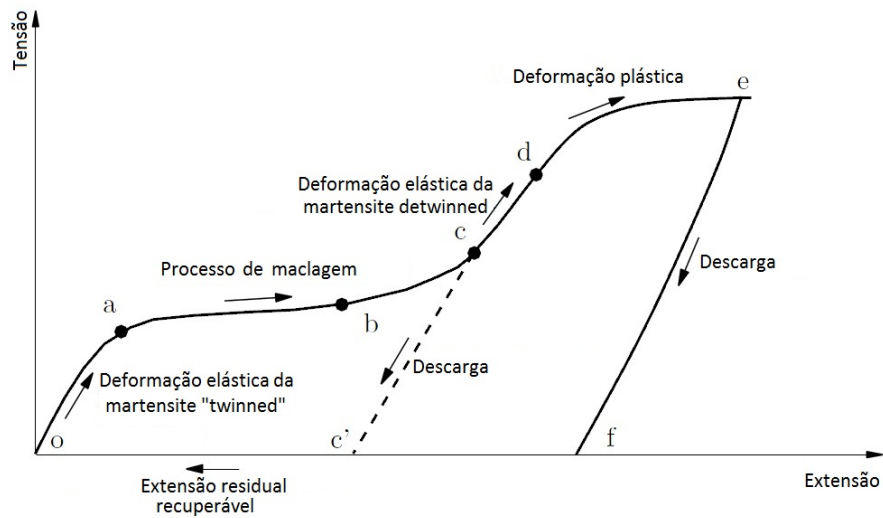


Figura 4.5: Diagrama tensão-extensão ilustrando o efeito de memória de forma. Adaptado de [52]

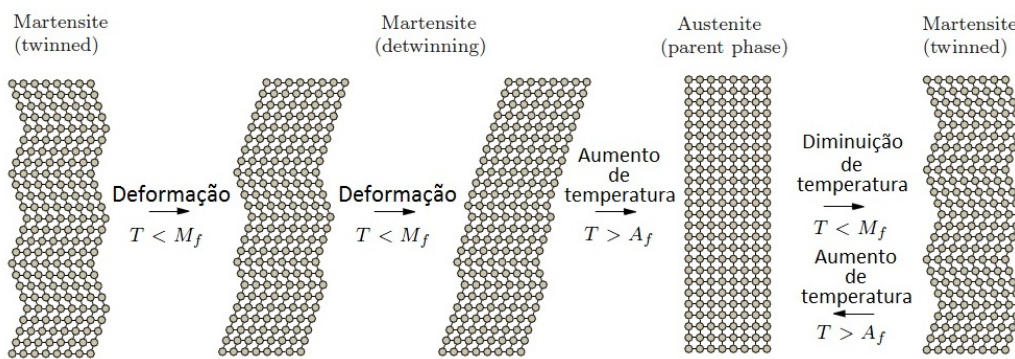


Figura 4.6: Ilustração da capacidade de memória de forma pela alteração da estrutura atômica das ligas SMA. Adaptado de [52]

Um outro ponto importante no gráfico da Figura 4.5, é o ponto "d". Este ponto marca o limite de tensão para o qual o material responde linearmente. Se a tensão superar este limite começa uma deformação plástica que após descarga não poderá ser totalmente recuperada.

#### 4.4 Efeito da temperatura e da velocidade de carregamento

Antes de referir o efeito da temperatura na NiTi é obrigatório referir a importância do número de ciclos de carga. No trabalho de Pereira, L. [46] este fenómeno foi estudado. Dos ensaios realizados obteve-se a Figura 4.7 que representa o gráfico tensão-extensão de

100 ciclos de carga, a uma temperatura constante, e com um carregamento quase estático. O comportamento da liga de NiTi varia ao longo dos ciclos de carga, sendo, a cada ciclo, menor a variação da sua curva histerética. Quando o ciclo histerético da liga estabiliza, diz-se que a liga está treinada.

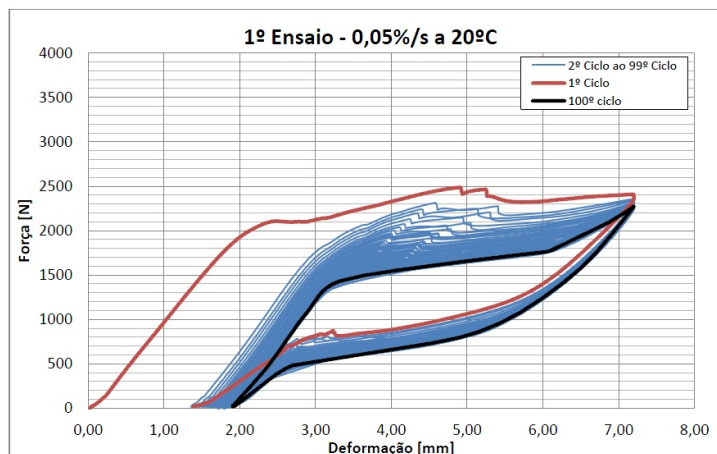
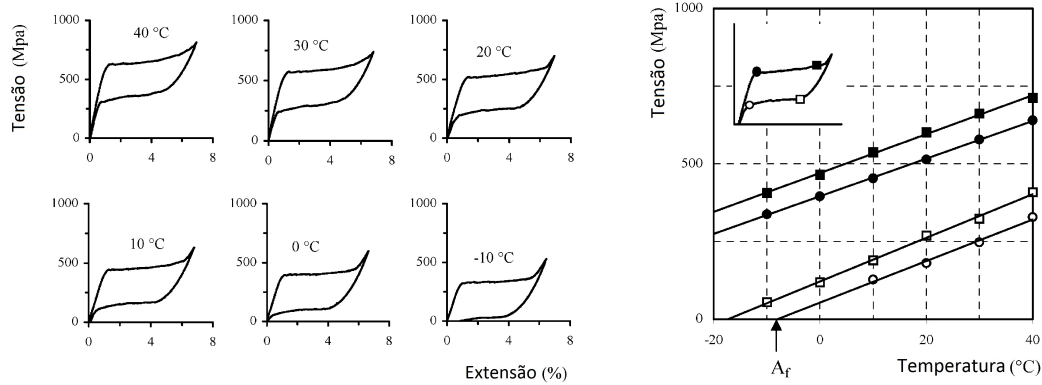


Figura 4.7: Efeito do numero de ciclos no ciclo histerético [46]

O efeito da temperatura também foi estudado por diversos autores incluindo Dolce, M. e Cardone, D. [15]. Como se pode observar pela Figura 4.8 (a), os ciclos de carga são diferentes para cada temperatura, devendo-se isto à alteração das tensões que controlam o início e o fim das transformações, que aumentam à medida que a temperatura sobe. As temperaturas associadas ao início e fim das transformações também se alteram com a temperatura ambiente, Figura 4.8 (b).



(a) Gráficos tensão-extensão para diversas temperaturas, obtidos por resultados experimentais. Adaptado de [15]

(b) Temperaturas das transformações de fase a diversas temperaturas, obtidas pelos resultados experimentais. Adaptado de [15]

Figura 4.8: Resultados experimentais dos ensaios realizados em 2001 por Dolce, M. e Cardone, D. [15]

Pela análise destes dados experimentais consegue-se obter os valores de dissipação de energia e o amortecimento viscoso equivalente, que é uma boa forma de se observar a capacidade de amortecimento do material. O amortecimento viscoso equivalente é a relação entre a energia dissipada na estrutura real e a energia dissipada pelo amortecimento viscoso teórico, num ciclo histerético completo.

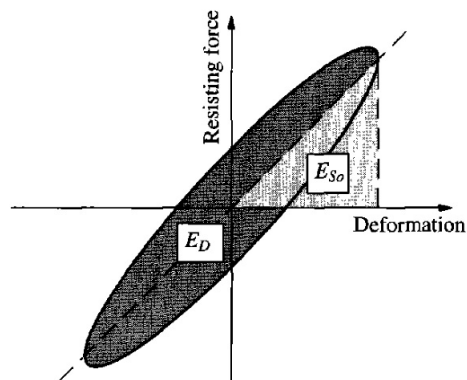


Figura 4.9: Exemplo de cálculo do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente [10]

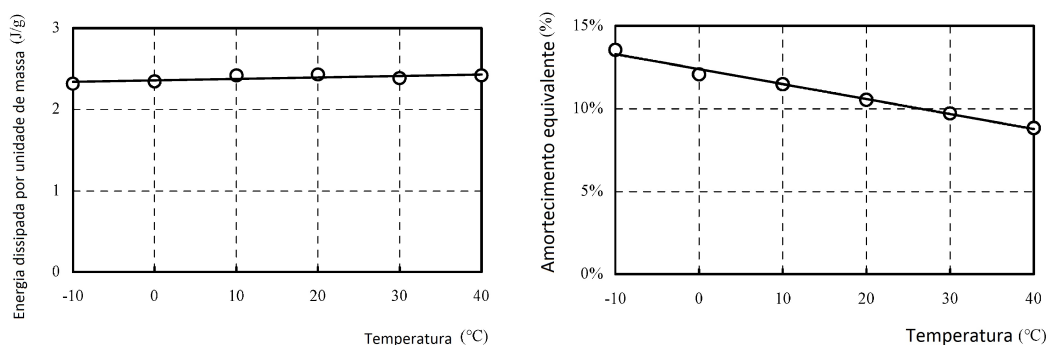
Na Figura 4.9 e na Equação 4.1, apresenta-se um exemplo de cálculo do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente, [10].

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{E_D}{E_{So}} \quad (4.1)$$

em que:

- $E_D$  - Energia dissipada no ciclo histerético;
- $E_{S0}$  - Máximo da energia de deformação;

Na Figura 4.10 (a), observa-se que a energia dissipada se mantém quase constante com o aumento de temperatura. No caso do amortecimento equivalente (Figura 4.10 (b)), as diferenças são mais evidentes, obtendo-se um decréscimo do mesmo com a subida da temperatura [15].



(a) Energia dissipada obtido para as várias temperaturas

(b) Amortecimento viscoso obtido para as várias temperaturas

Figura 4.10: Resultados experimentais dos ensaios realizados em 2001 por Dolce, M. e Cardone, D. Adaptado de [15]

Estes ensaios foram realizados com uma frequência de carregamento de 0,02Hz, garantindo a mesma velocidade de carregamento para todos os ensaios, alterando-se apenas a temperatura respectiva. A frequência de carregamento é também um aspecto importante no comportamento das ligas de memória com forma. Os valores do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente alteram-se com a frequência de carregamento. Este efeito está ilustrado no gráfico da Figura 4.11, apresentando-se os valores experimentais (Dolce e Cardone, 2001) e os resultados analíticos obtidos por Cismasiu, C. e Santos, F. A. [53].

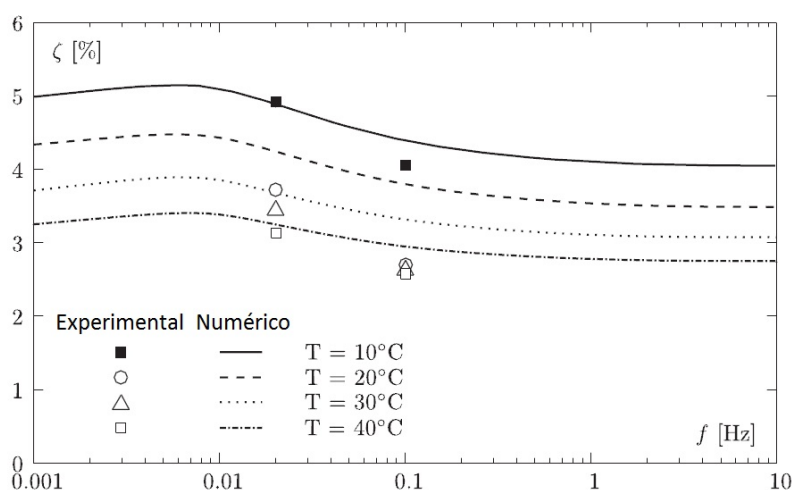


Figura 4.11: Efeito da velocidade do carregamento no amortecimento visco equivalente. Adaptado de [53]

Pela análise do gráfico observamos que a influência da velocidade de carregamento altera consideravelmente o amortecimento visco equivalente para vários valores de temperatura ambiente. No entanto, esse efeito é mais sentido até frequências de 0,1Hz. Observando os resultados no intervalo de frequências de 0,1Hz até 10Hz, o valor de amortecimento visco equivalente parece ter estabilizado. Podemos então concluir que, para aplicações sísmicas, com frequências compreendidas num intervalo de 0,2Hz e 4,0Hz, o comportamento das ligas de memória de forma é praticamente insensível a variações de frequência [53].

Uma forma de melhorar a capacidade de dissipação das ligas com memória de forma em aplicações com fios ou cabos, é através da introdução de pré-esforço. Este efeito pode ser observado na Figura 4.12, onde se apresentam dois diagramas de tensão-extensão obtidos por Cismasiu, C. e Santos, F. A, [54]. Estes resultados provêm de um ciclo de carga/descarga harmónico, quase estático e com dois fios de SMA funcionando em oposição de fase. A Figura 4.12 (b) diz respeito à situação com fios pré-esforçados, sendo que o pré-esforço introduzido é de 2%, de forma a garantir a totalidade da transformação martensítica [54].

No ciclo histerético do caso pré-esforçado observa-se uma maior área, ou seja, uma maior dissipação de energia. A eficácia do pré-esforço dos fios de SMA pode ser avaliada através do amortecimento visco equivalente. Para o caso não pré-esforçado o amortecimento visco equivalente toma um valor de 10% e para o caso pré-esforçado toma o valor de 23%, para o caso analisado [54].

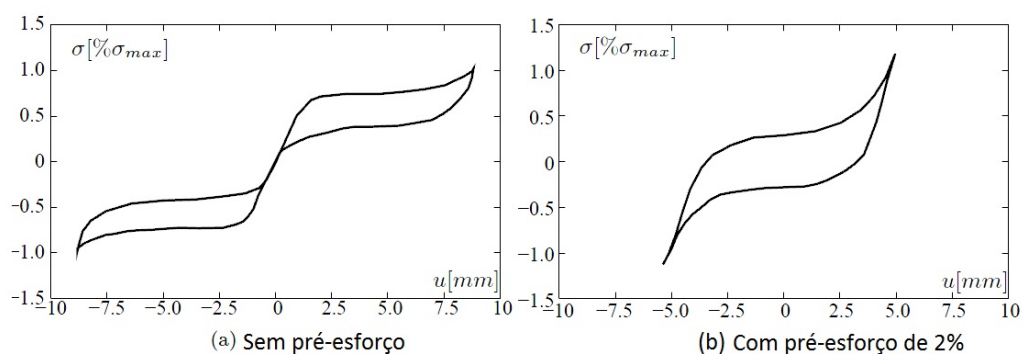


Figura 4.12: Gráficos de tensão-extensão obtidos por Cismasiu, C. e Santos, F. A. Adaptado de [54]

## 4.5 Modelos constitutivos

A criação dos modelos constitutivos para este tipo de materiais tem-se revelado uma tarefa complicada, sendo alvo de estudo por parte de vários autores. Estes modelos compreendem leis de comportamento mecânico, leis de transformação cinéticas e, por vezes, leis de equilíbrio térmico. A comparação de dois modelos constitutivos, o modelo de Tanaka e o modelo de Fugaza, foi efectuada por Cismasiu, C. e Santos, F. A. [53].

O modelo desenvolvido por Tanaka é mais complexo, utilizando equações de equilíbrio térmico e sendo utilizada uma lei exponencial como lei cinética. No modelo proposto por Fugaza a lei cinética é linear e não são contabilizadas as variações de temperatura do material, nem a velocidade de carregamento. Pela comparação dos resultados dos modelos com resultados experimentais, conclui-se que ambos têm comportamentos semelhantes, no domínio de frequências, sendo que ambos sobrestimam o coeficiente de amortecimento do material. Conclui-se então que apesar de o modelo de Fugaza sobrestimar mais o amortecimento do material que o desenvolvido por Tanaka, apresenta globalmente resultados muito semelhantes. Sendo assim, no âmbito de engenharia civil, o modelo de Fugaza pode ser utilizado, quando calibrado com resultados experimentais apropriados [53].

## 4.6 Aplicações práticas em Eng. Civil

O primeiro exemplo prático de aplicação das ligas com memória de forma em Eng. Civil foi na igreja S. Giorgio em Itália. Tendo sido danificada por um sismo de magnitude 4.8 na escala de Richter em Outubro de 1996, foi necessário proceder à sua reabilitação. O reforço consistiu na introdução de 4 cabos de aço pré-esforçado com dispositivos SMA, dispostos verticalmente, na zona interior dos quatro cantos da torre, como se pode ver na Figura 4.13 (a). O objectivo deste tipo de reforço era manter as paredes de alvenaria sempre em compressão, aumentando a sua resistência à flexão, tirando partido da dissipação de energia proporcionada pelos dispositivos de SMA representados na Figura 4.13 (b). Cada

dispositivo de SMA utilizado é composto por 60 cabos de 1mm de diâmetro e 300mm de comprimento. Em Junho de 2000, a estrutura foi atingida por um fenómeno sísmico em tudo idêntico ao de 1997, não resultando em danos para a estrutura, comprovando a eficácia do sistema [14, 43].

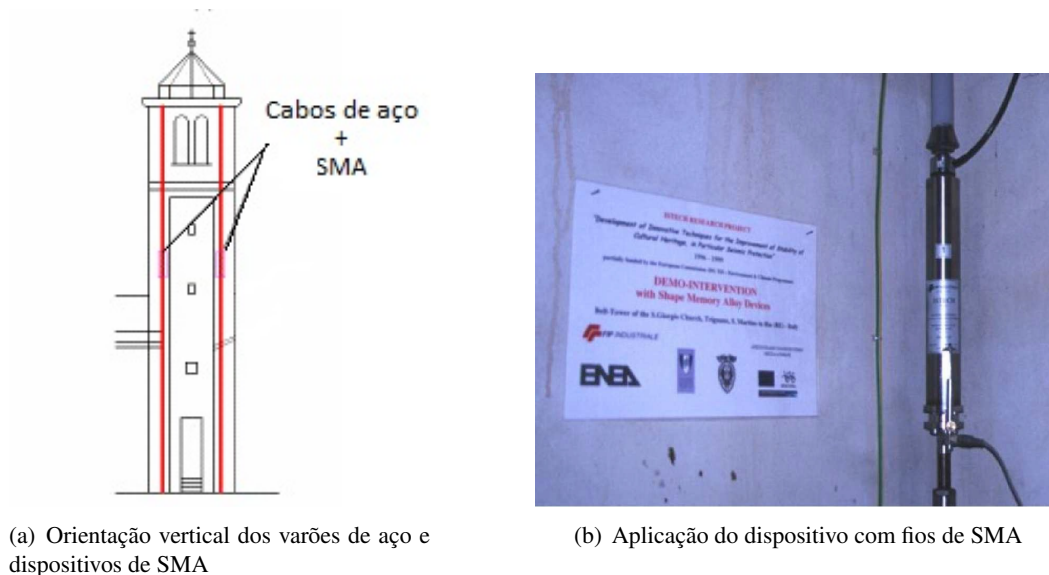


Figura 4.13: Igreja S. Giorgio [14, 52]

Sistemas de controlo com base em SMA's têm também demonstrado a sua eficácia, não só com aplicações em edifícios, como também no reforço de pontes. A análise destes sistemas para o controlo do descalçamento de vãos simples e multi-apoiados foram estudados, tendo sido obtidos resultados bastante satisfatórios [1, 14].

Os sistemas de controlo passivo com base em ligas SMA já foram comparados com outros tipos de controlo. Andrawes, B. e Desroches, R. [2], compararam a eficácia de dispositivos de aço, amortecedores viscoelásticos, amortecedores metálicos e SMA's. Os resultados obtidos demonstram a sua maior eficácia no controlo de acções sísmicas [2].

Um dos dispositivos que melhor aproveita as capacidades dos SMA's foi desenvolvido por Dolce et al. [16]. O funcionamento deste sistema está representado na Figura 4.14. As propriedades de dissipação de energia e de superelasticidade são aproveitadas da melhor maneira com a utilização de dois fios/barras funcionando em oposição de fase, aumentando assim a área do ciclo histerético. A utilização de outro grupo de fios/barras garante que o sistema volta à posição inicial depois da solitação [16].

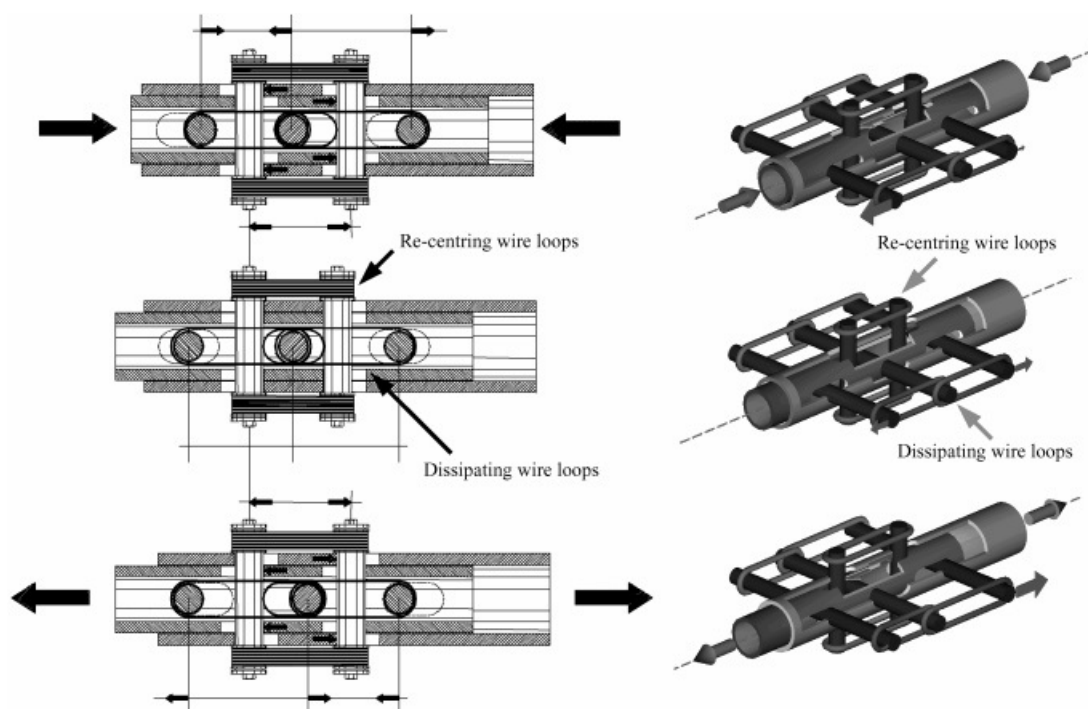
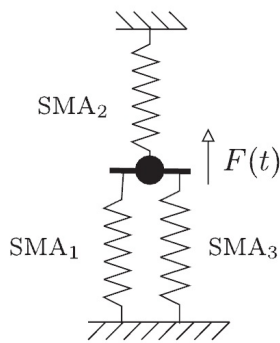


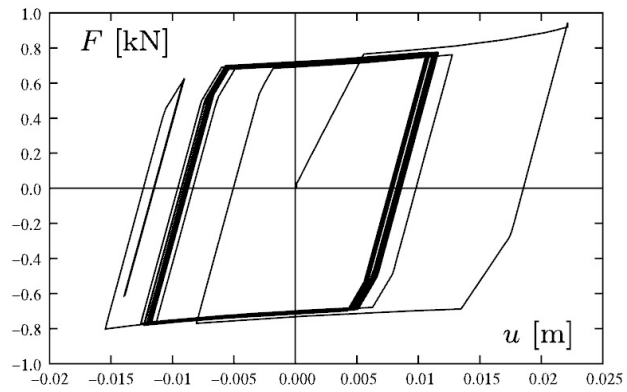
Figura 4.14: Sistema desenvolvido por Dolce et al. [16].

## 4.7 Caso de estudo

No presente caso de estudo, o programa utilizado para a modelação do sistema estrutural será o SAP2000. Como este programa não consegue contabilizar os efeitos da temperatura e da velocidade do carregamento no comportamento da liga, é necessário encontrar um modelo de curva histerética que melhor se adapte às condições reais. Utilizando um programa de cálculo desenvolvido por Cismasiu, C. e Santos, F. A [11], foram obtidas as curvas histeréticas para diversas temperaturas e frequências. Este modelo considera dois fios de SMA funcionando em oposição de fase e um terceiro criando o efeito de reposicionamento, tal como o dispositivo desenvolvido por Dolce et al. [16, 11]. Os fios de SMA apresentam 2,4mm de diâmetro e 1000mm de comprimento. Considerando uma temperatura ambiente de 20°C, uma frequência de carregamento da estrutura de 2Hz e um pré-esforço de 2%, a configuração da curva histerética é a descrita na Figura 4.15 (b). O esquema do sistema utilizado está representado na Figura 4.15 (b). Os valores do módulo de elasticidade considerados para a fase austenítica e martensítica apresentam-se na Tabela 4.1, [11].



(a) Esquema de funcionamento do sistema desenvolvido por Dolce



(b) Curva histerética para o sistema adoptado, considerando  $T=20^{\circ}\text{C}$ ,  $f=2\text{Hz}$

Figura 4.15: Considerações adoptadas para o caso de estudo [11]

Tabela 4.1: Características de um fio de SMA

Grandeza	Valor [GPa]
$E_{Austenitico}$	37,3
$E_{Martensitico}$	21,4



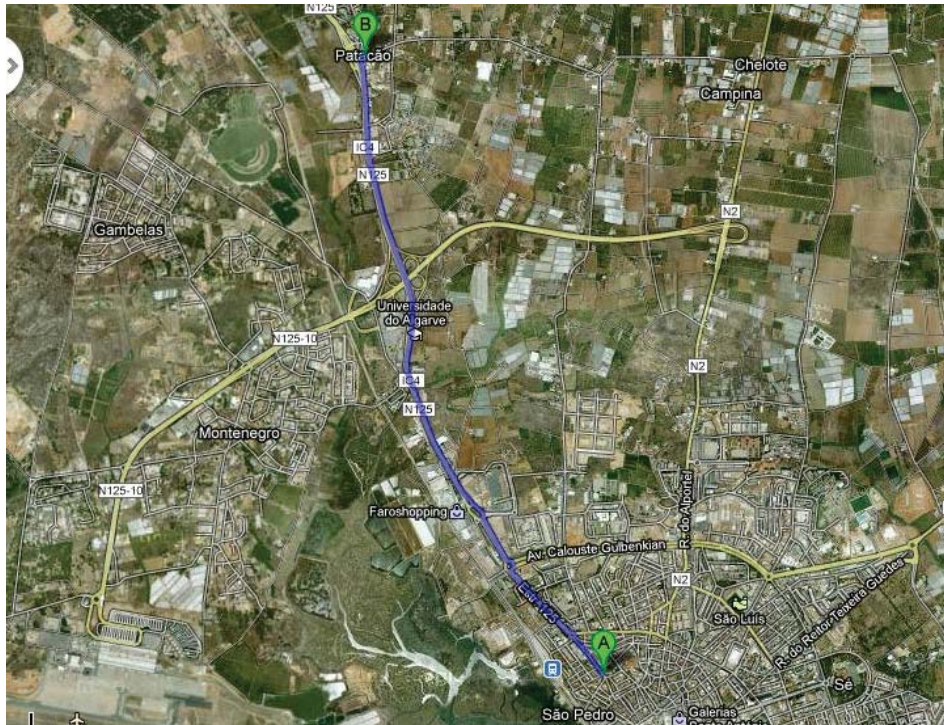


Figura 5.2: Distância entre a cidade de Faro e a localidade de Patação

Na Figura 5.3 apresenta-se ainda uma vista geral do presente caso de estudo.



Figura 5.3: Vista geral do passadiço pedonal

## 5.2 Caracterização da estrutura

Tal como é característica comum entre este tipo de estruturas, o presente passadiço é constituído essencialmente por elementos pré-fabricados, sendo apenas as fundações

betonadas in-situ. O acesso ao passadiço é efectuado por meio de rampas que se apoiam em vigas. A configuração dos acessos pode ser visualizada nos alçados Poente e Nascente da estrutura, como demonstra a Figura 5.4.

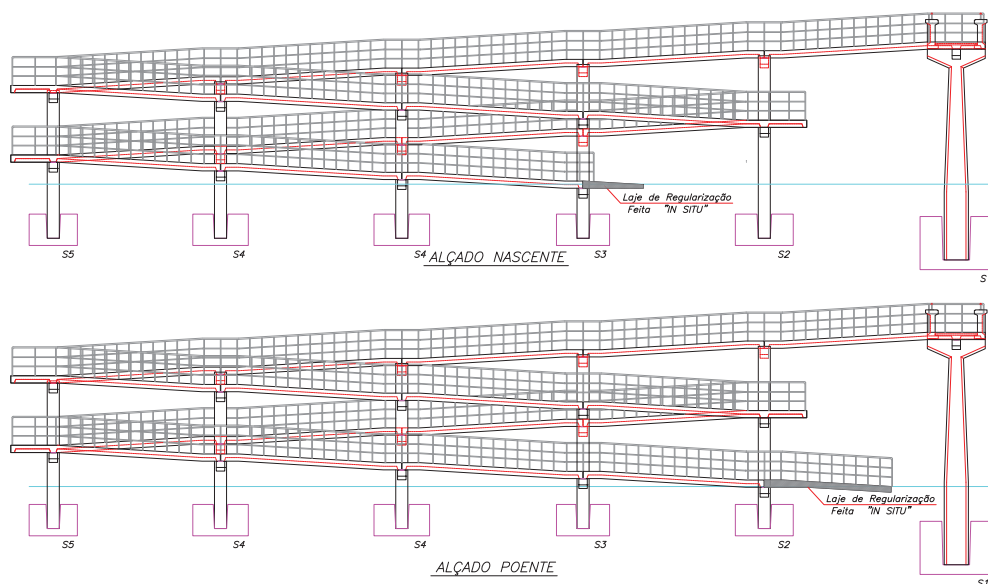


Figura 5.4: Alçados Nascente e Poente do passadiço [18]

O tabuleiro principal é constituído por três tramos, um central, com pouco mais de 24 metros, e dois tramos laterais, ambos com cerca de 17 metros. As fundações do passadiço, bem como das respectivas rampas de acesso são fundações superficiais. As sapatas do passadiço têm uma dimensão, em planta, de  $3,1 \times 3,5m^2$  e as sapatas das rampas de  $2,4 \times 2,4m^2$ .

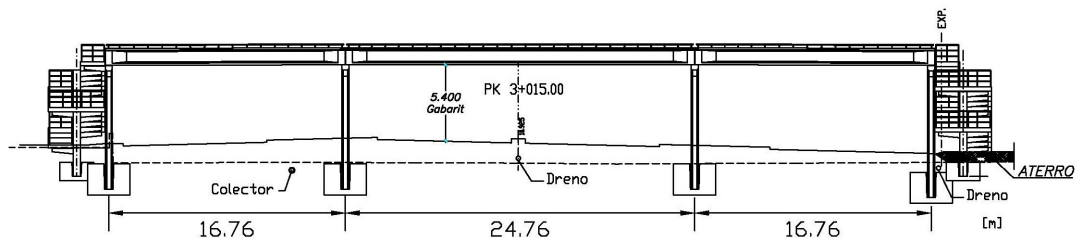


Figura 5.5: Alçado Principal do passadiço [18]

Tratando-se de uma estrutura relativamente leve, e não havendo relatórios da fase de projecto, o estudo geológico-geotécnico para caracterização do solo de fundação, limitou-se a uma inspecção visual do terreno. Na Figura 5.5 apresenta-se o alçado principal do passadiço. Havendo vários tipos de elementos, pré-fabricados, pré-esforçados e elementos betonados in-situ, há também diversos tipos de materiais, descritos na Tabela 5.1.

Tabela 5.1: Materiais

Material	Elementos	Características
Betão	Fundações	C20/25
	Pré-esforço	C35/45
	Restantes Elementos	C25/30
Aço	Armaduras	A500NR
	Pré-esforço	Fpuk=1870 MPa
	Aparafusamento	A500NR

A estrutura de acesso é constituída por três tipos de elementos, sendo eles as rampas, as respectivas vigas de apoio e os pilares. Todos esses elementos são pré-fabricados, sendo que as vigas de apoio são também pré-esforçadas. Os pilares têm altura variável e apresentam uma secção transversal de  $0,5 \times 0,5m^2$ . Nas Figuras 5.6, 5.8 e 5.7 podemos observar os elementos tipo constituintes de acesso ao passadiço. A solidarização dos elementos é feita com recurso a varões de aço e a parafusos, como se representa na Figura 5.8 (b).

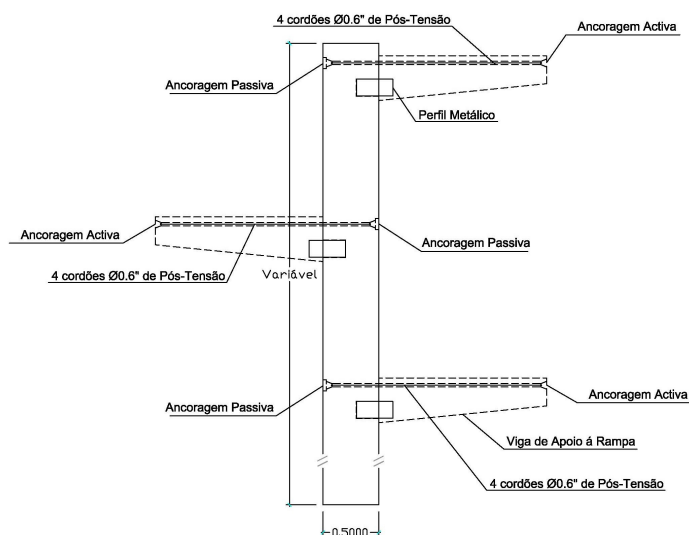


Figura 5.6: Pilar tipo da estrutura de acesso com respectivas vigas de apoio à rampa [18]

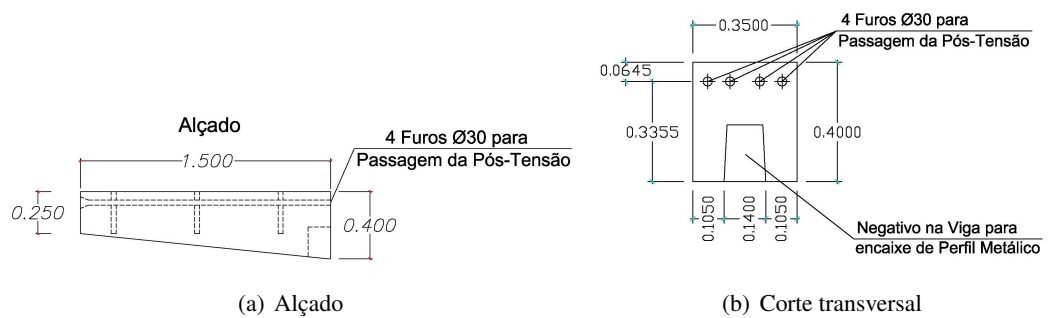


Figura 5.7: Viga de apoio para as rampas [18]

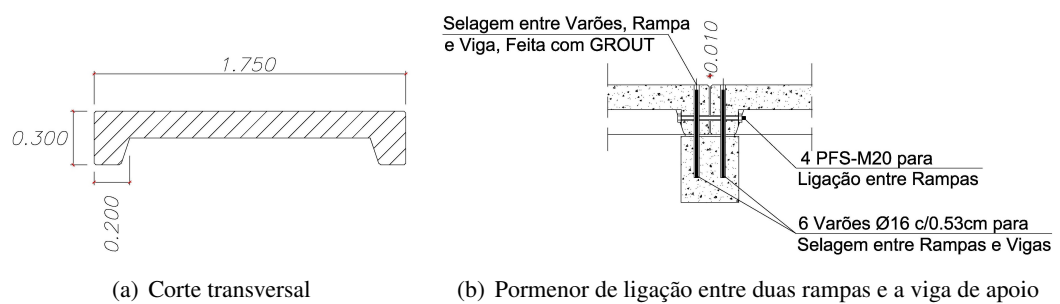


Figura 5.8: Rampas de acesso [18]

O tabuleiro principal é constituído por uma pré-laje que assenta em duas vigas do tipo I, pré-fabricadas, Figura 5.9 (a). Os pilares, onde apoiam as vigas em I apresentam-se na Figura 5.10. Os pilares de extremidade têm ainda um negativo para o encaixe das vigas de apoio às rampas.

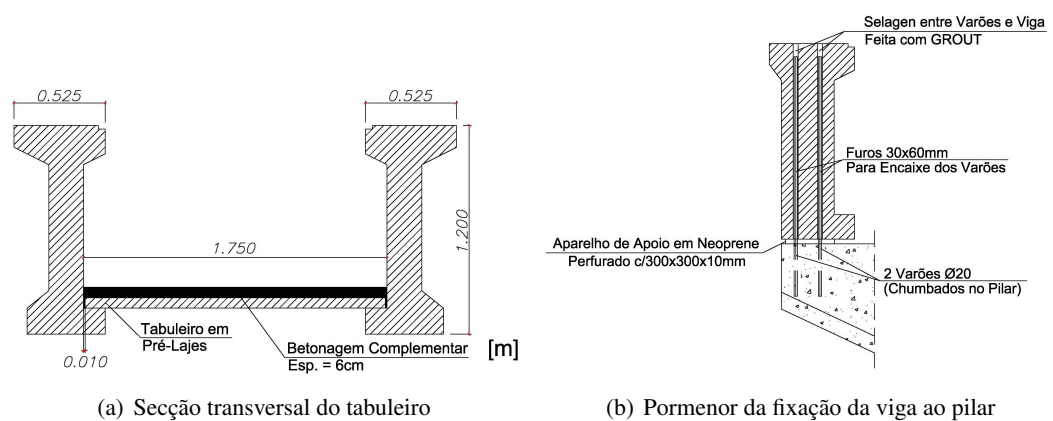
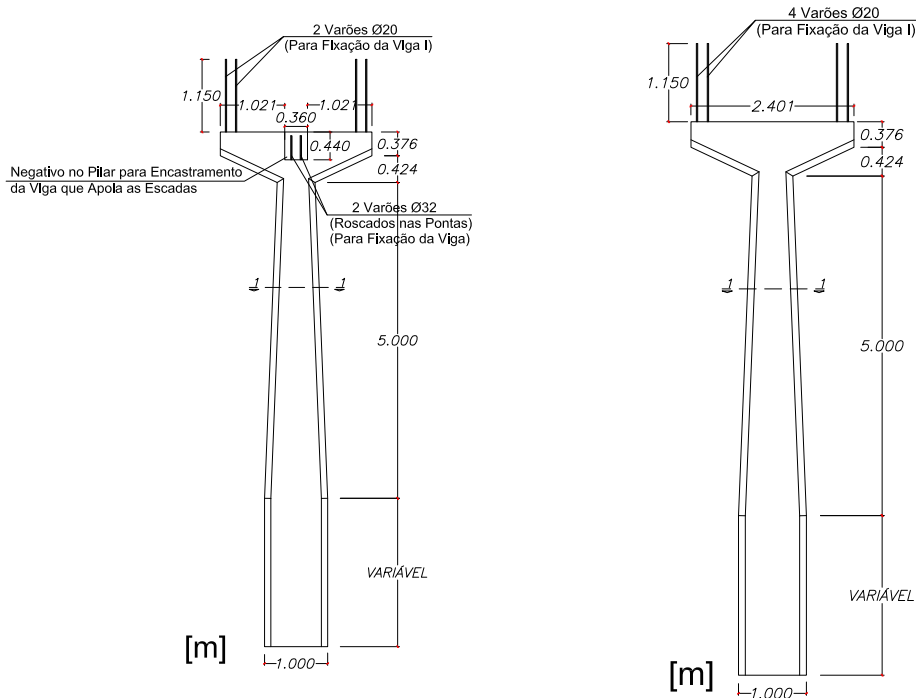


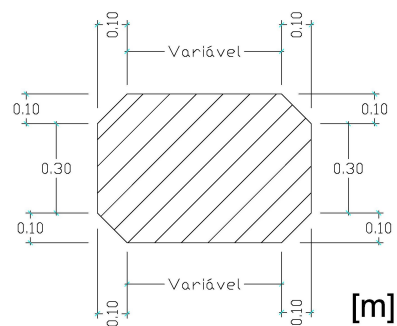
Figura 5.9: Tabuleiro principal do passadiço [18]

Na Figura 5.9 (b), apresenta-se o pormenor da ligação entre as vigas e os pilares, que é feita por meio de aparelhos de apoio em neoprene e de dois varões de aço com o mesmo diâmetro. Estes varões são chumbados ao pilar e soldados às vigas, com uma argamassa, obtendo-se uma ligação bastante rígida.



(a) Pilar de extremidade

(b) Pilar interior



(c) corte 1-1

Figura 5.10: Alçados e corte dos pilares de extremidade e interiores do tabuleiro principal [18]

### 5.3 Modelação numérica

Foi efectuado um modelo de elementos finitos do passadiço em estudo, de forma a estudar o comportamento dinâmico da estrutura e proceder às análises sísmicas subsequentes. O modelo numérico foi realizado com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000. Os materiais foram definidos no programa de acordo com as características definidas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Características dos materiais

Material	Modulo de elasticidade (E) [GPa]	Peso volúmico [kn/m <sup>3</sup> ]
C25/30	31	25
C35/45	34	25

A estrutura foi modelada de acordo com as peças desenhadas, facultadas pelas Estradas de Portugal. Todos os elementos resistentes da estrutura são lineares, apresentando duas dimensões muito inferiores à terceira, sendo portanto a sua modelação realizada com recurso a elementos do tipo "frame".

#### 5.3.1 Estrutura de acesso

As rampas da estrutura de acesso ao passadiço foram modeladas com recurso a um elemento de "frame" geral. As propriedades mecânicas da secção apresentam-se na Tabela 5.3, tendo sido calculadas com base nos elementos geométricos apresentados na Figura 5.8 (a).

Tabela 5.3: Características estruturais dos elementos "frame" das rampas

I <sub>x</sub> [m <sup>4</sup> ]	I <sub>y</sub> [m <sup>4</sup> ]	I <sub>xy</sub> [m <sup>4</sup> ]	Área [m <sup>2</sup> ]
$1.52 \times 10^{-3}$	$9.94 \times 10^{-2}$	$9.94 \times 10^{-2}$	0.315

As propriedades mecânicas dos pilares foram calculadas com base na geometria da secção transversal, constante com  $0,5 \times 0,5m^2$ . As vigas de apoio às rampas apresentam uma secção variável, tendo sido necessária a definição de duas secções transversais e de uma "frame" com secção não prismática, para efectuar a sua correcta caracterização. Por se observar uma taxa de armadura significativa, tanto nos pilares como nas vigas de apoio às rampas, foi realizada a homogeneização das secções, de modo a aferir a rigidez real de flexão dos elementos, contabilizando a contribuição das armaduras longitudinais. As peças desenhadas referentes aos pilares e às vigas de apoio às rampas, incluindo as armaduras de dimensionamento, apresentam-se na Figura 5.11.

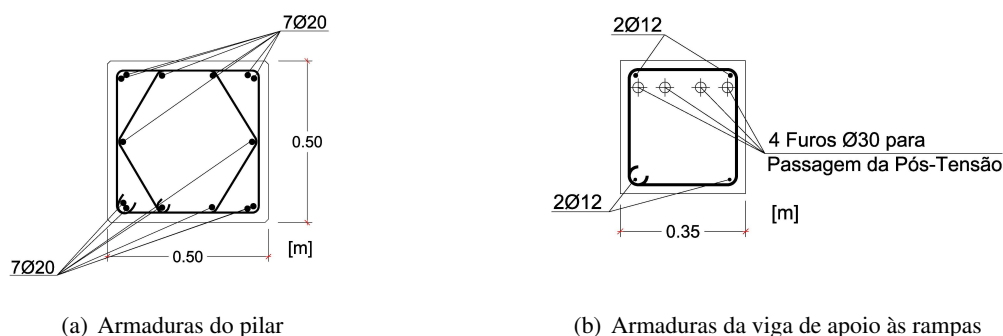


Figura 5.11: Peças de dimensionamento com as respectivas armaduras [18]

A posição da linha neutra foi calculada tendo em consideração a disposição das armaduras na secção. A inércia da secção homogeneizada foi então calculada utilizando o Teorema de Lagrange-Steiner, apresentando-se os resultados na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Homogeneização das secções da estrutura de acesso

	Pilar	Viga
$E_c$ [GPa]	31	34
$E_s$ [GPa]	200	200
$I_{xb}$ [m <sup>4</sup> ]	$5.20 \times 10^{-3}$	$4.56 \times 10^{-4}$
$I_{yb}$ [m <sup>4</sup> ]	$5.20 \times 10^{-3}$	$8.93 \times 10^{-4}$
$I_{xv}$ [m <sup>4</sup> ]	$1.54 \times 10^{-4}$	$6.28 \times 10^{-6}$
$I_{yv}$ [m <sup>4</sup> ]	$1.29 \times 10^{-4}$	$2.65 \times 10^{-5}$
$I_{xh}$ [m <sup>4</sup> ]	$6.03 \times 10^{-3}$	$4.86 \times 10^{-4}$
Diferença [%]	16.10	6.70
$I_{yh}$ [m <sup>4</sup> ]	$5.90 \times 10^{-3}$	$1.02 \times 10^{-3}$
Diferença [%]	13.60	14.50

Como se pode observar, a contribuição das armaduras é bastante importante na rigidez dos elementos, incrementando o seu valor em cerca de 15%. As secções das vigas e dos pilares, foram então definidas como um elemento de "frame", com as propriedades mecânicas calculadas.

### 5.3.2 Tabuleiro e pilares principais

O tabuleiro, constituído por duas vigas em I, pré-laje e lâmina complementar de betão, foi modelado através de uma secção equivalente. Como a lâmina complementar de betão é de um betão com características diferentes da pré-laje e das vigas em I, foi realizada uma homogeneização da secção, passando o betão da lâmina de C25/30 para C35/45, resultando a secção representada na Figura 5.12.

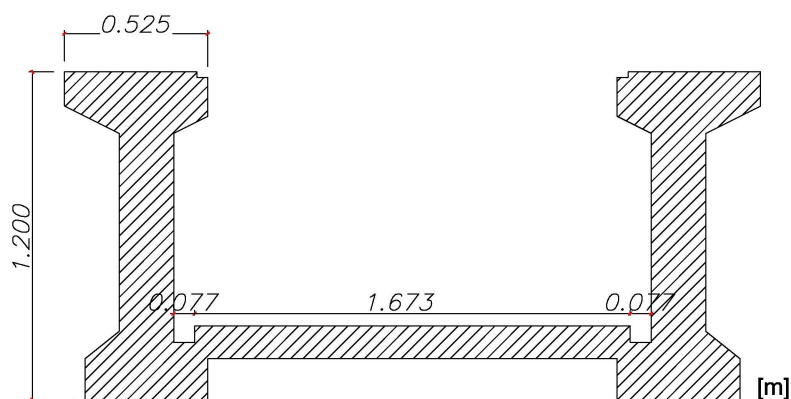


Figura 5.12: Seção transversal equivalente do tabuleiro

As propriedades mecânicas da seção transversal do tabuleiro, bem como dos pilares, foram corrigidas por serem elementos com elevada taxa de armadura. Com a contribuição das armaduras, a rigidez do tabuleiro sofreu um incremento de cerca de 10% e a rigidez dos pilares de cerca de 15%.

### 5.3.3 Ligações estruturais

Nesta estrutura foi dada particular importância à ligação entre as vigas em I e os pilares. Esta ligação é materializada por aparelhos de apoio em neoprene simples, que funcionam em conjunto com ferrolhos metálicos que atravessam a junta horizontal entre estes elementos. Estas ligações foram modeladas com recurso a "NLinks", para tal, foi calculada a rigidez de translação e de rotação que cada um proporciona à ligação.

Os aparelhos de apoio em neoprene têm uma seção quadrangular de  $300 \times 300 \text{ mm}^2$  e  $10 \text{ mm}$  de altura. A rigidez vertical, horizontal e de rotação destes elementos foi calculada segundo as Equações 5.1 a 5.5, [25]. Os valores obtidos contabilizando um aparelho de apoio apresentam-se na Tabela 5.5.

$$Kv(\gamma) = \beta 2 \times \frac{G \times S^2 \times A}{H e l} \quad (5.1)$$

$$Kv(\nu) = \frac{E b \times A}{H e l} \quad (5.2)$$

$$Kv = \frac{Kv(\gamma) \times Kv(\nu)}{Kv(\gamma) + Kv(\nu)} \quad (5.3)$$

$$Kh = \frac{G \times A}{Hel} \quad (5.4)$$

$$K\theta = \frac{G \times a^5 \times b}{n \times t \times \beta 3} \quad (5.5)$$

em que:

- $\beta 2$  - Coeficiente que depende da forma da secção (secção quadrada,  $\beta 2=5$ );
- $\beta 3$  - Constante definida em função da relação a/b (secção quadrada,  $\beta 3=1$ );
- $a, b$  - Dimensões em planta dos blocos de secção rectangular (b refere-se à direcção paralela ao eixo da rotação  $\theta$ );
- $G$  - Módulo de distorção ( $G \approx 2,0$  MPa);
- $S$  - Factor de forma;
- $Hel$  - Espessura da camada de elastómero;
- $A$  - Área da secção transversal de elastómero;
- $Eb$  - Módulo de compressibilidade do elastómero ( $Eb \approx 2000$ MPa);
- $n$  - Número de camadas de elastómero;
- $t$  - Espessura de cada camada de elastómero.

Tabela 5.5: Rigidez horizontal e vertical de cada aparelho de apoio

$Kv(\gamma)$ [kn/m]	$Kv(\nu)$ [kn/m]	$Kv$ [kn/m]	$Kh$ [kn/m]	$K\theta$ [kn/m]
22500.0	600000.0	622500.0	18000.0	16914.0

A rigidez horizontal e de flexão, conferida pelos varões de  $\phi 20$ , que se apresentam no pormenor da Figura 5.9 (b), foi calculada pelo método dos deslocamentos, Figura 5.13. A Tabela 5.6 sintetiza os valores obtidos para as rigidezes determinadas.

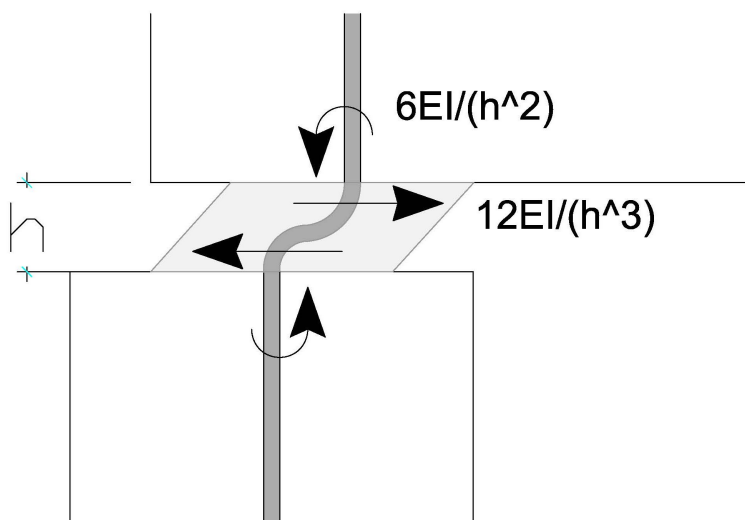


Figura 5.13: Forças de fixação nos "ferrolhos"

Tabela 5.6: Rigidez conferida pelos ferrolhos

Kh [kn/m]	K $\theta$ [kn/m]
$1.88 \times 10^7$	$9.42 \times 10^4$

### 5.3.4 Análise de convergência

De modo a maximizar o binómio qualidade/esforço computacional do modelo, foi realizada uma análise de convergência do mesmo. Como o presente trabalho tem como objectivo a análise dinâmica da estrutura, os parâmetros alvos de análise foram as frequências longitudinal, transversal e vertical, tal como o somatório das cargas verticais.

Foi definida a combinação de acções quase permanente (Equação 5.6), pois esta será a combinação utilizada na análise dinâmica da estrutura. Para tal, foi definida uma sobrecarga distribuída a actuar na estrutura de valor  $4kn/m^2$ , ao longo do tabuleiro e das rampas. As acções permanentes a actuar são a acção do peso próprio e das guardas. A acção do peso próprio é contabilizada pelo próprio programa, pela definição das áreas das secções transversais e pela massa volúmica dos materiais. Para a acção das guardas foi definida uma carga linear distribuída de valor  $1kn/m$ , ao longo do tabuleiro e das rampas de acesso. O valor para o coeficiente  $\psi_2$ , para a combinação de acções quase permanente, foi tomado igual a 0,6. Todos os valores de cargas e coeficientes, foram obtidos pela consulta das normas NP EN 1990:2009, NP EN 1991-1-1:2009 e pr EN 1991-3:2002. No campo *mass*

source do programa de cálculo, foram definidas as massas a considerar para a análise dinâmica.

$$Ed = \sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} \times Q_{k,i} \quad (5.6)$$

em que

- $G_{k,j}$  - Valor característico da acção permanente j;
- $Q_{k,i}$  - Valor característico da acção variável i;
- $\psi_{2,i}$  - Valor reduzido da acção variável i;

Com o objectivo de homogeneizar o modelo, a análise de convergência foi realizada de modo a garantir que todos os elementos "frame" tivessem comprimentos semelhantes e que tivessem "divididos" nas intercepções com outros elementos, pois são locais de concentração de esforços. Deste modo, obteve-se o modelo B, sendo que os modelos subsequentes derivaram deste, apenas se duplicando o número de divisões.

Tabela 5.7: Número de divisões das frames para cada modelo

Elementos	Comprimento médio [m]	A	B	C	D	E
Vigas	1.75	1	2	4	8	16
Rampas	7.5	1	4	8	16	32
Tabuleiro principal	18.7	1	10	20	40	80
Pilares (rampas)	6.5	1	4	8	16	32
Pilares	Secção variável	1	3	6	12	24
(tabuleiro principal)	Secção constante	1	2	4	8	16

Na Tabela 5.7 pode-se observar o número de divisões efectuada para cada tipo de elemento frame, para cada modelo. Na Tabela 5.8 apresentam-se os resultados das frequências fundamentais para cada direcção do espaço (longitudinal, transversal e vertical) e somatório de forças verticais, com o respectivo erro associado, para cada modelo.

Tabela 5.8: Análise de convergência

	A	B	C	D	E
Frequência Longitudinal [Hz]	1.64	1.647	1.648	1.648	1.648
Erro [%]	-	0.43	0.06	0.0	0.0
Frequência Transversal [Hz]	1.84	1.77	1.77	1.77	1.77
Erro [%]	-	3.8	0.0	0.0	0.0
Frequência Vertical [Hz]	-	3.15	3.15	3.15	3.15
Erro [%]	-	100.0	0.0	0.0	0.0
$\sum$ cargas verticais [kn]	5798.23	5798.23	5798.23	5798.23	5798.23
Erro [%]	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Para o modelo A, não se observou qualquer modo de vibração vertical do tabuleiro, podendo ser explicado pela escassez de elementos finitos no tabuleiro. Entre os modelos C,D e E não se observam quaisquer diferenças, pelo que se prosseguiu a análise com o modelo C, pois apresenta iguais resultados para um menor esforço computacional. Nas Figuras 5.14, 5.15 e 5.16, observam-se as vistas lateral, frontal e uma vista tridimensional do modelo efectuado.

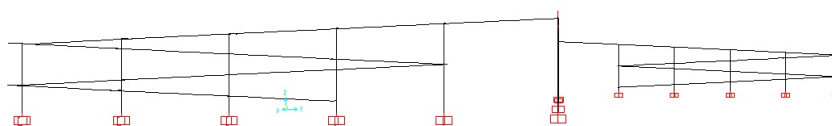


Figura 5.14: Vista lateral do modelo

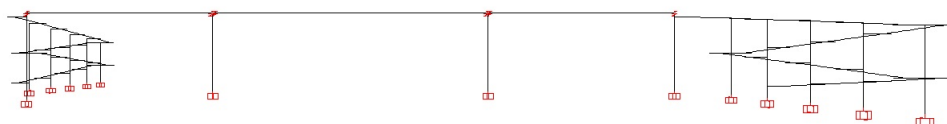


Figura 5.15: Vista frontal do modelo

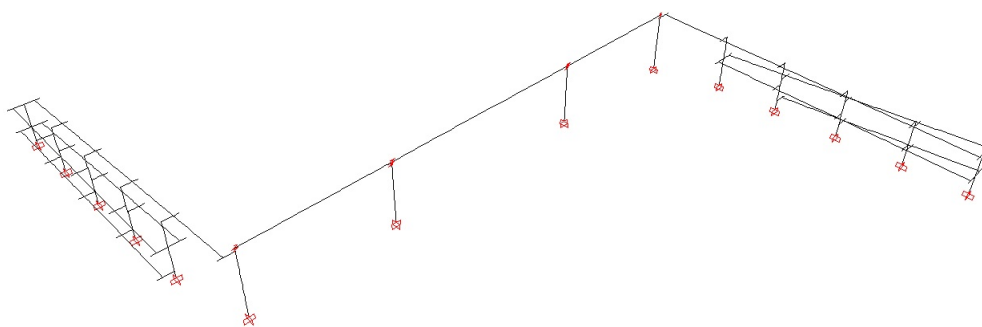
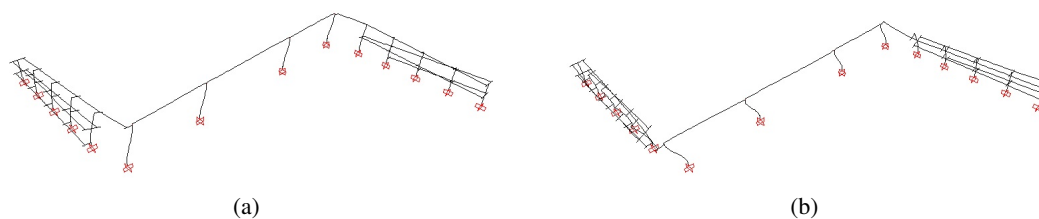
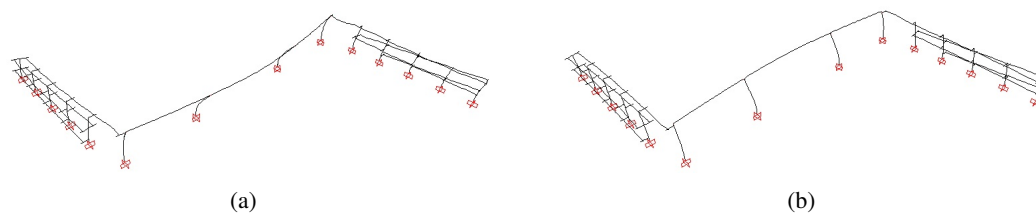


Figura 5.16: Vista tridimensional do modelo

Foi realizada uma análise modal da estrutura de modo a se obter a configuração e frequências dos modos de vibração longitudinal, transversal e vertical, que se apresentam nas Figuras 5.17, 5.18, 5.19, respectivamente.

Figura 5.17: Primeiro modo de vibração longitudinal ( $f_l = 1.65Hz$ )Figura 5.18: Primeiro modo de vibração transversal ( $f_t = 1.77Hz$ )

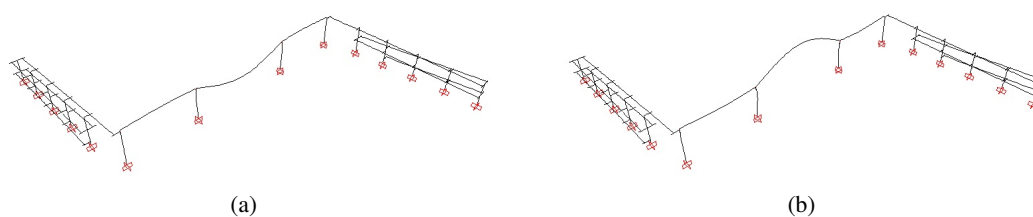


Figura 5.19: Primeiro modo de vibração vertical: ( $f_v = 3.15Hz$ )

## 5.4 Medições e resultados experimentais

De modo a se poder validar o modelo proposto, foram realizadas várias medições experimentais no local. Estes trabalhos passaram não só pela confirmação da geometria geral da estrutura, incluindo a dimensão dos vãos, alguns ensaios dinâmicos, de modo a aferir as frequências próprias da estrutura. Na Figura 5.20, apresentam-se fotografias tiradas ao tabuleiro e à estrutura de acesso do passadiço, aquando da visita efectuada.



(a) Tabuleiro



(b) Estrutura de acesso

Figura 5.20: Fotografias tiradas na visita ao caso de estudo

Para a recolha de dados dinâmicos, recorreu-se a três sistemas de monitorização de vibrações da *Syscom*. Cada um destes sistemas é composto por dois elementos principais, um elemento de processamento e armazenamento de dados, "*Redbox MR2002-ce*", e um sensor de velocidades (geofone), "*MS2003 triaxial*". O geofone recolhe os dados relativos às velocidades nas três direcções, longitudinal, transversal e vertical, enviando-os para a *Redbox*. A *Redbox* recolhe e armazena os dados, tendo bateria e memória próprias para funcionar autonomamente. As fichas técnicas destes elementos encontram-se no apêndice A.

Foram efectuados registos nos tramos laterais e no tramo central, colocando o sensor de cada um dos sistemas a meio vão dos mesmos. Os sensores foram então colocados de

modo semelhante, com o eixo  $y$  alinhado com a direção longitudinal do passadiço, o  $x$  com a transversal, correspondendo o eixo  $z$  à direção vertical. Seguidamente, cada sensor, foi nivelado com auxílio de parafusos instalados nos mesmos.

Havendo diversas formas de desencadear a gravação das vibrações, podendo ser por programação de hora ou por limite de velocidade, optou-se pela configuração de um "trigger" de velocidade, ou seja, cada vez que a velocidade programada no "trigger" era excedida, o sistema começava a gravar as leituras do sensor. O sistema tem a capacidade de se configurar tanto a velocidade limite, como também o período de tempo a gravar antes e depois do "trigger" ser ultrapassado. As configurações utilizadas no caso de estudo apresentam-se na Tabela 5.9, a sua atribuição é realizada ligando a "Redbox" a um computador com um *software* próprio do sistema. Na Figura 5.21, apresenta-se um dos sistemas instalados no local, ligado a um computador portátil.



(a) Sistema *Syscom* utilizado no caso de estudo



(b) Disposição ao longo do passadiço, dos três sistemas utilizados

Figura 5.21: Posicionamento do sistema *Syscom* no tabuleiro do passadiço

Tabela 5.9: Configuração do sistema *Syscom*

Velocidade definida no <i>trigger</i> [mm/s]	Tempo de gravação antes do <i>trigger</i> [s]	Tempo de gravação após o <i>trigger</i> [s]
4.0	1.0	12.0

A excitação imposta à estrutura foi vertical, realizada por 3 pessoas saltando ao mesmo tempo, no mesmo local. Foram realizados vários ensaios com a excitação a ter lugar no meio vão de cada tramo. Na Figura 5.22, apresentam-se os gráficos das velocidades para as três direcções, para um dos ensaios com excitação no meio vão do tramo central.

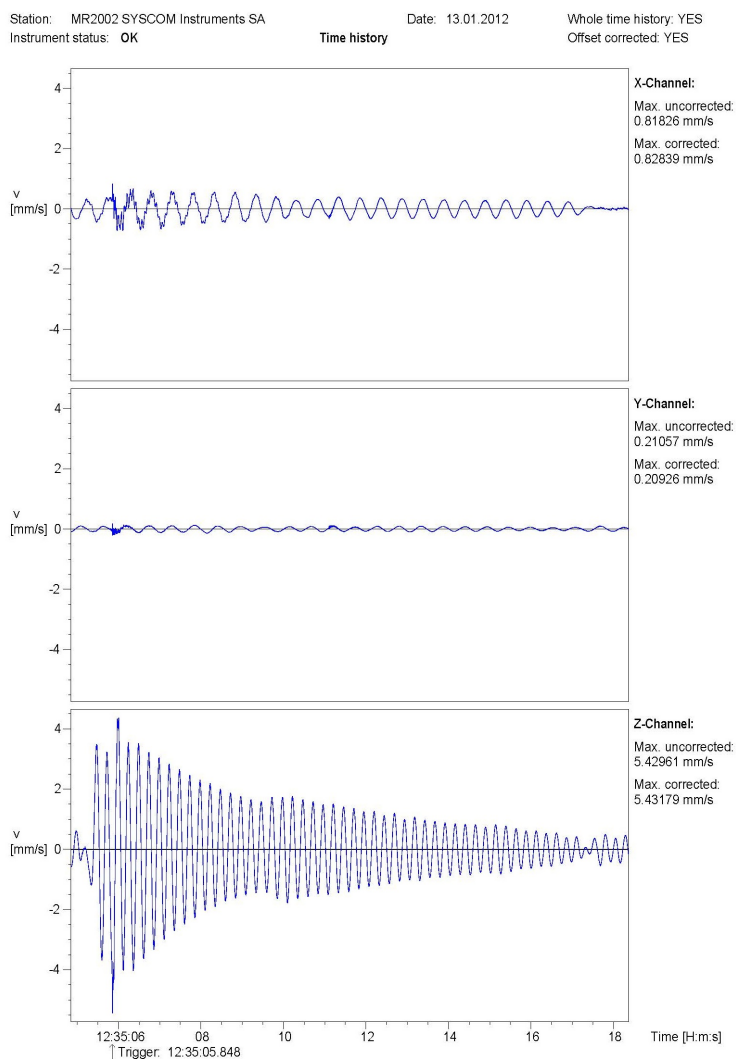


Figura 5.22: Velocidades obtidas para um ensaio a meio vão do tramo central

O sistema *Syscom*, está também dotado da capacidade de calcular as frequências próprias de vibração da estrutura, pela análise dos dados obtidos. Este cálculo é realizado com recurso às transformadas rápidas de *Fourier* (***F*ast *F*ourier *T*ransform**). As FFT, são transformadas discretas de *Fourier*, calculadas através de algoritmo especial. Este algoritmo, desenvolvido nos anos 60, implementa de forma mais rápida as transformadas discretas de *Fourier*,

permitindo alterar a representação de um sinal no domínio do tempo para o domínio da frequência [50, 38, 48]. Na Figura 5.23 apresenta-se o sinal de ondas FFT obtido do mesmo ensaio da Figura 5.22.

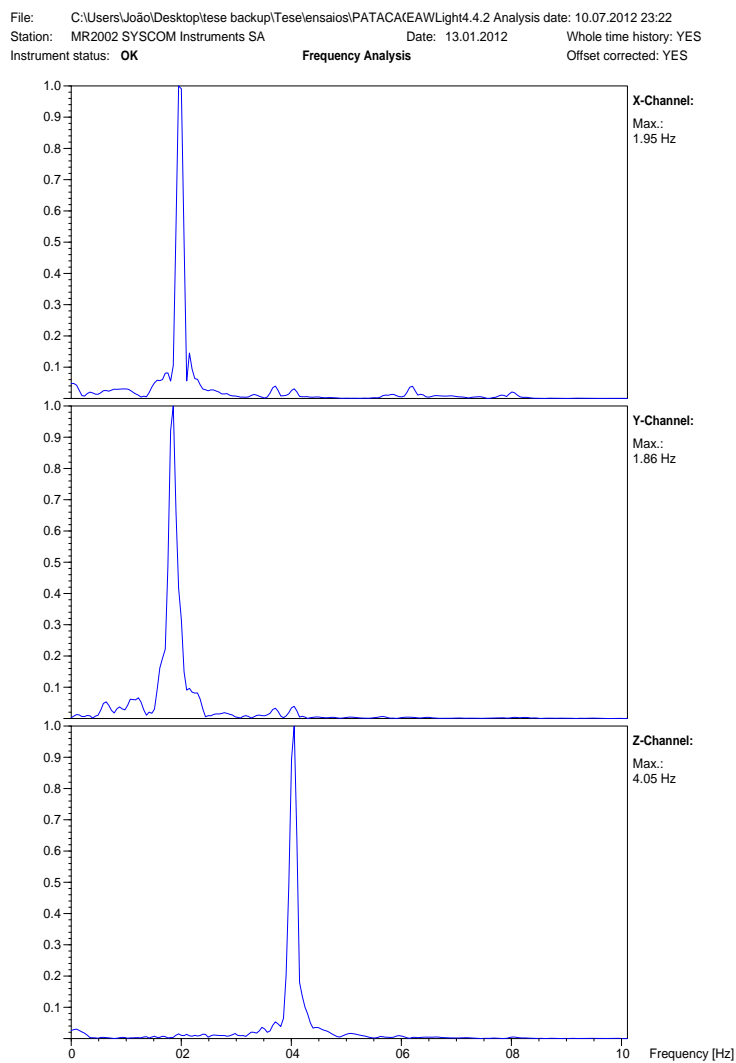


Figura 5.23: Resultados no domínio das frequências, obtidos para um ensaio a meio vão do tramo central

Para os vários ensaios realizados, foram obtidos os valores médios das frequências próprias de cada modo, apresentando-as na Tabela 5.10.

Tabela 5.10: Frequências obtidas dos ensaios realizados para o caso de estudo

Freq. do 1º modo longitudinal [Hz]	Freq. do 1º modo transversal [Hz]	Freq. do 1º modo vertical [Hz]	Freq. do 2º modo vertical [Hz]
1.86	1.97	4.08	8.27

De modo a validar os resultados obtidos, foram realizados ensaios, seguindo o mesmo procedimento, num passadiço previamente estudado na dissertação de mestrado de Oliveira, R. [45]. Tendo os resultados obtidos, que se apresentam na Tabela 5.11, sido semelhantes aos apresentados por Oliveira, R., garante-se que o sistema e o procedimentos foram os correctos, podendo ser utilizados para a validação do presente caso de estudo.

Tabela 5.11: Comparação das frequências obtidas pelos ensaios e por Oliveira, R.

	Freq. do 1º modo longitudinal [Hz]	Freq. do 1º modo transversal [Hz]	Freq. do 1º modo vertical [Hz]
Dissertação IST	2.25	2.69	3.51
Ensaaios	2.34	2.64	3.47
Erro [%]	4.2	1.7	1.3

## 5.5 Validação do modelo

Para a validação do modelo anteriormente descrito, não foram contabilizadas as sobrecargas regulamentares. Os resultados das frequências obtidas através do modelo, bem como os resultados dos ensaios, apresentam-se na tabela 5.12.

Tabela 5.12: Comparação das frequências obtidas no modelo e nos ensaios

	Freq. do 1º modo longitudinal [Hz]	Freq. do 1º modo transversal [Hz]	Freq. do 1º modo vertical [Hz]	Freq. do 2º modo vertical [Hz]
Modelo	1.77	1.89	3.34	6.67
Ensaaios	1.86	1.97	4.08	8.27
Erro [%]	4.84	4.06	18.14	19.35

Como se observa, as frequências longitudinal e transversal, estão muito próximas das obtidas pelos ensaios, apresentando apenas um desvio de 5%. Daqui podemos concluir que a consideração de um modelo encastrado na fundação está perto da realidade para o caso de estudo, pois se não fosse encastrado as frequências seriam menores, afastando-se dos valores obtidos nos ensaios. Para além da influência dos pilares, a configuração e posicionamento da estrutura de acesso ao passadiço, são preponderantes nas frequências longitudinal e transversal [44], podendo então excluir-se possíveis erros nesse domínio.

As frequências dos modos verticais apresentam desvios elevados. Sabendo que as frequências verticais são bastante influenciadas pelo grau de encastramento das ligações viga/pilar, para além das propriedades mecânicas das vigas em I, estas foram alvo de extensivas revisões. Após confirmação exaustiva das propriedades mecânicas das vigas em I e dos pilares, procurou-se refinar a modelação das ligações viga/pilar. De forma a avaliar a influência do grau de encastramento da ligação viga/pilar no valor da frequência própria fundamental da estrutura, procedeu-se a um incremento progressivo da rigidez de flexão associado à ligação. A melhor aproximação obtida, em termos de frequência dos dois modos de vibração verticais, corresponde à situação com continuidade estrutural entre viga e pilar. Na Tabela 5.13, são apresentados os valores das frequências assim obtidas.

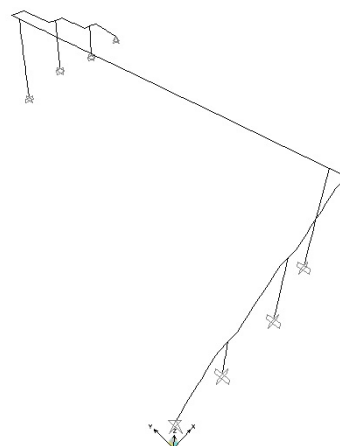
Tabela 5.13: Comparação das frequências obtidas no modelo com apoios de continuidade

	Frequência longitudinal [Hz]	Frequência transversal [Hz]	Frequência vertical (tramo central) [Hz]	Frequência vertical (tramo lateral) [Hz]
Modelo	1.88	1.95	4.06	8.31
Ensaio	1.86	1.97	4.08	8.27
Erro [%]	1.08	1.02	0.49	0.48

Como se pode observar, as frequências verticais passaram de 18% de erro para 0.5%. De maneira a consubstanciar esta metodologia de cálculo, foi realizado um modelo de outro passadiço também ensaiado, situado na mesma via. Este passadiço, apresenta uma geometria mais simples que o passadiço em estudo, com as mesmas secções pré-fabricadas, sendo que se utilizam exactamente os mesmos pressupostos do que no primeiro modelo. Este modelo é apresentado na Figura 5.24 (b). Os resultados de caracterização dinâmica associados ao modelo efectuado e aos ensaios experimentais correspondentes são apresentados na Tabela 5.14.



(a) Fotografia tirada no local



(b) Modelo, vista 3d

Figura 5.24: Fotografia e modelo realizado para o segundo passadiço estudado

Tabela 5.14: Comparação das frequências obtidas no modelo 2 com e sem apoios de continuidade

	Frequência vertical [Hz]	Erro [%]
Ensaio	3.17	
Modelo considerando a rigidez dos ferrolhos	2.82	11.04
Modelo considerando apoio de continuidade	3.21	1.26

Através da análise dos resultados apresentados, conclui-se que os ferrolhos existentes na interface viga/pilar conferem à ligação um carácter de continuidade, estando correcta a consideração realizada para o modelo do caso de estudo.



## Capítulo 6

# Apresentação e Análise de Resultados

Iremos agora abordar um assunto importante e delicado em estruturas pré-fabricadas, que é a resistência da ligação dos elementos estruturais. De forma a se conseguir conhecer as limitações da estrutura em estudo, é necessário conhecer as limitações das suas ligações e perceber quais os deslocamentos relativos máximos, entre o tabuleiro e o topo dos pilares, a que a estrutura pode estar sujeita.

### 6.1 Efeito de ferrolho

De forma a caracterizar correctamente os deslocamentos sísmico do tabuleiro, é necessário analisar o fenómeno usualmente conhecido como "efeito de ferrolho". Em muitos casos de dimensionamento de estruturas pré-fabricadas, não é contabilizado este fenómeno, pois não consta nas normas, mas tendo já sido comprovado por ensaios experimentais. Este efeito, leva a uma redução considerável da resistência a esforços de corte dos varões presentes na ligação dos elementos pré-fabricados [17]. Na Equação 6.1, apresenta-se a equação da força de corte resistente presente na norma, na Equação 6.2, a equação formulada empiricamente, contabilizando o "efeito de ferrolho" [17].

$$Vd1 = 0.6f_y A_s \cos \alpha \quad (6.1)$$

$$Vd2 = 1.15\phi 0.67f_{cu} \sqrt{12e^2 + \frac{0.95f_y \phi^2}{0.67f_{cu}}} - 4e\phi 0.67f_{cu} \quad (6.2)$$

em que:

- $f_y$  - Tensão de cedência do aço;
- $A_s$  - Área do varão de aço;

- $\alpha$  - Ângulo que o eixo do varão faz com o plano horizontal;
- $f_{cu}$  - Resistência à compressão do betão num provete cúbico;
- $\phi$  - Diâmetro do varão;
- $e$  - Ver figura 6.1;

Este efeito, que pode levar a uma significativa redução do esforço resistente, exemplificando-se na Figura 6.1. A rotura está associada ao esmagamento localizado do betão, e tracção do betão no lado oposto, levando ao aumento do braço do momento. O efeito de ferrolho assume particular importância no caso de acções sísmicas devido à alternância do local onde ocorre o esmagamento e tracção do betão [17].

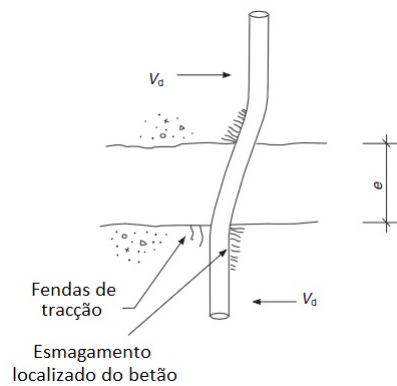


Figura 6.1: Representação do "efeito de ferrolho". Adaptado de [17]

No caso de estudo, o ferrolho tem um diâmetro de 20mm, e o betão dos pilares é o C25/30, sendo o espaço entre os dois elementos de 10mm. Os resultados para o presente caso apresentam-se na Tabela 6.1.

Tabela 6.1: Força de corte resistente dos ferrolhos

$Vd1[kN]$	$Vd2[kN]$
94.25	29.75

A força de corte resistente da ligação, não considerando o "efeito de ferrolho", é três vezes superior, sendo portanto a consideração deste efeito muito importante. Cada *link* definido no programa cálculo, contabiliza 4 varões de  $\phi 20$ , logo, o esforço de corte resistente, contabilizando o "efeito de ferrolho" para cada ligação será de  $119kN$ .

## 6.2 Aparelhos de apoio em neoprene simples

Os aparelhos de apoio, têm um deslocamento máximo admissível que pode ser calculado pela Equação 6.3, [25].

$$\epsilon_{q,d} = \frac{V_{xy,d}}{T_q} \quad (6.3)$$

em que:

- $\epsilon_{q,d}$  - Distorção devido aos deslocamentos horizontais ( $\epsilon_{q,d} < 0.7$ );
- $V_{xy,d}$  - Máximo deslocamento horizontal permitido;
- $T_q$  - Espessura do elastómero;

Sendo a espessura de elastómero  $10\text{mm}$ , resulta num deslocamento máximo admissível de  $7\text{mm}$ . Deste modo, na análise de resultados será tido especial atenção, tanto aos deslocamentos sofridos pelos elastómeros, como às forças de corte nos ferrolhos.

## 6.3 Análise sísmica

A análise sísmica de uma estrutura pode ser realizada de diversas formas, podendo ser baseada numa análise linear ou não linear. A mais corrente, é uma análise linear com base nos espectros de resposta elástico e de cálculo do EC8. No presente caso de estudo, a análise dinâmica é realizada com recurso a uma série de acelerogramas, que são calculados através do espectro de potências, sendo portanto, uma análise não linear. Sendo as séries de acelerações calculadas através dos respectivos espectros de resposta, para cada tipo de acção, foi necessária a definição de parâmetros relativos à estrutura, e à sua localização geográfica. Pela consulta do EC8, foram definidos os parâmetros necessários, que se apresentam na Tabela 6.2.

Tabela 6.2: Parâmetros a definir para a geração dos acelerogramas

	Acção sísmica tipo I	Acção sísmica tipo II
Classe de importância	I	I
Tipo de terreno	A	A
Coefficiente de comportamento	2	2
Amortecimento da estrutura	5%	5%
Zonamento sísmico	1.2	2.3

A classificação da classe de importância da estrutura como Classe I não se deve à sua importância directa, mas sim indirecta, visto que em caso de colapso inutiliza uma via

importante, próxima do hospital de Faro, condicionando o socorro de potenciais vítimas de um evento sísmico.

Foram então geradas, utilizando um programa, seis séries de acelerações para cada tipo de acção sísmica, sendo o mínimo definido pelo EC8 de três. Os espectros de resposta/potência utilizados apresentam-se na Figura 6.2, e os acelerogramas nas Figuras 6.3 e 6.3.

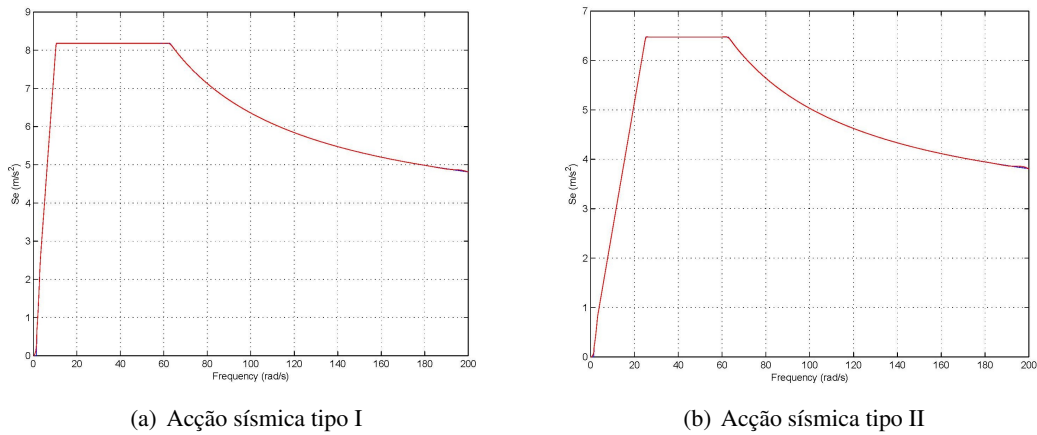
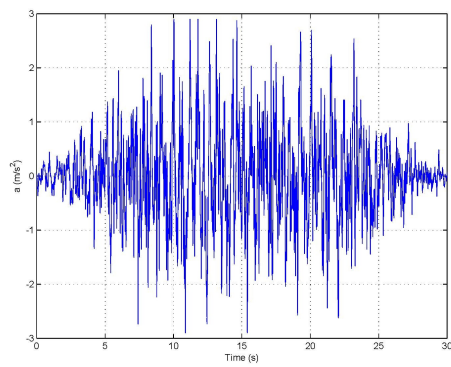
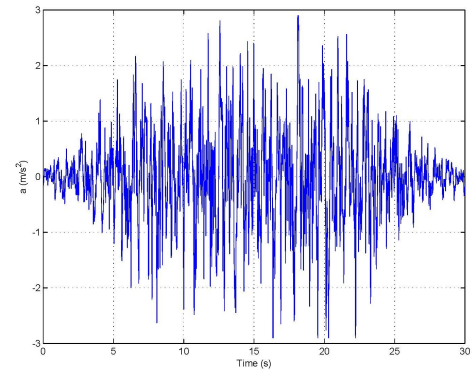


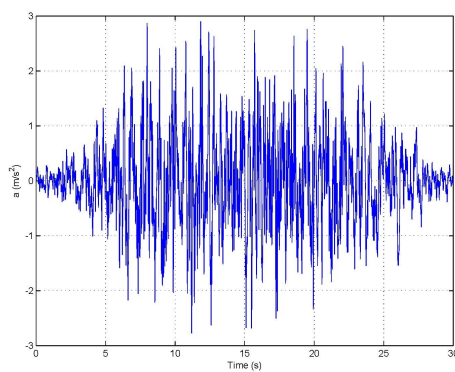
Figura 6.2: Espectros de cálculo/potência



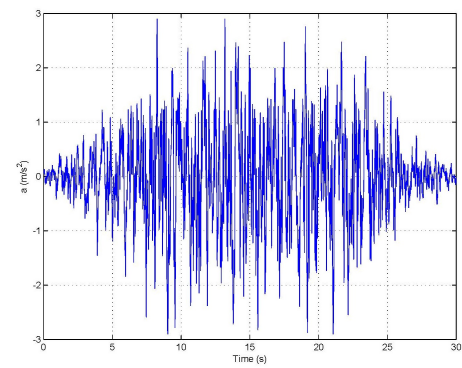
(a) Acelerograma 1 (Tipo1\_1)



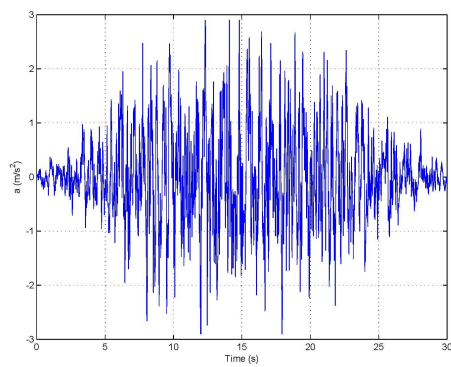
(b) Acelerograma 2 (Tipo1\_2)



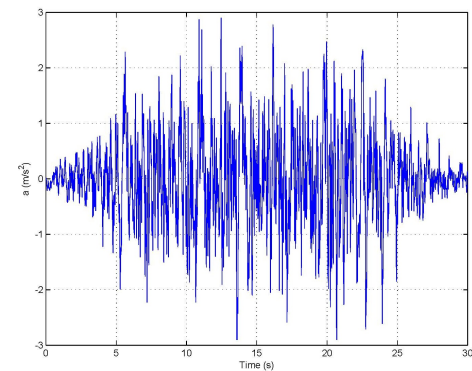
(c) Acelerograma 3 (Tipo1\_3)



(d) Acelerograma 4 (Tipo1\_4)

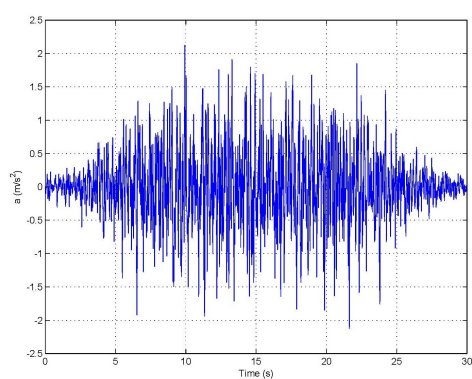


(e) Acelerograma 5 (Tipo1\_5)

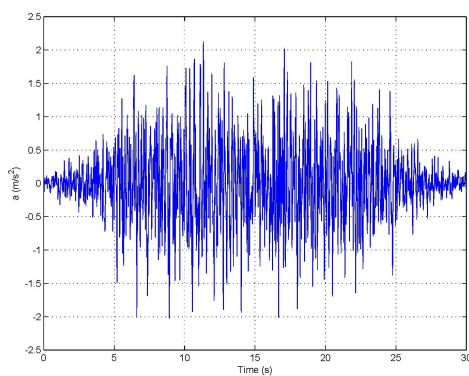


(f) Acelerograma 6 (Tipo1\_6)

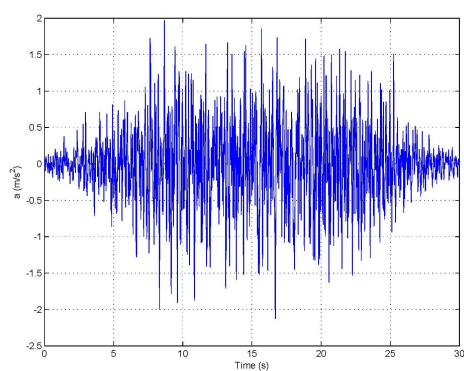
Figura 6.3: Acelerogramas associados à ação sísmica Tipo I



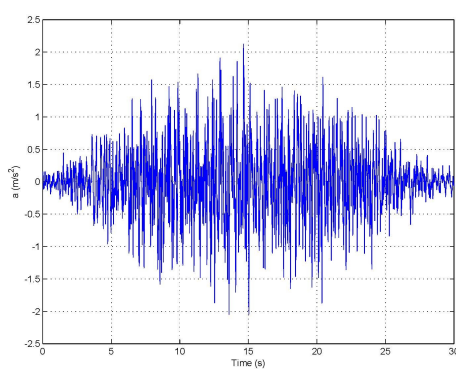
(a) Acelerograma 1 (Tipo2\_1)



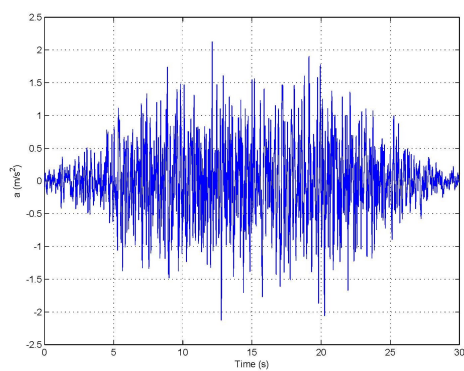
(b) Acelerograma 2 (Tipo2\_2)



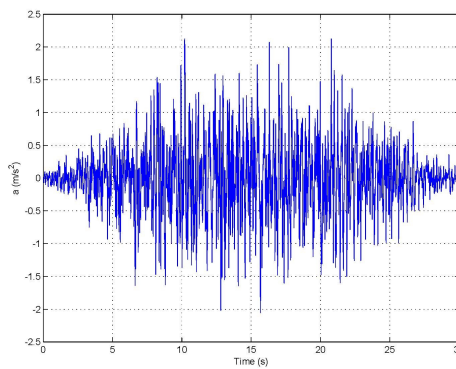
(c) Acelerograma 3 (Tipo2\_3)



(d) Acelerograma 4 (Tipo2\_4)



(e) Acelerograma 5 (Tipo2\_5)



(f) Acelerograma 6 (Tipo2\_6)

Figura 6.4: Acelerogramas associados à acção sísmica Tipo II

Foram então introduzidos os acelerogramas no programa de cálculo automático e realizada a análise, considerando os acelerogramas a actuar 100% na direcção longitudinal e 30%

na transversal. Na Tabela 6.3, apresentam-se os valores máximos das forças de corte nos ferrolhos para cada combinação.

Tabela 6.3: Forças máximas de corte nos ferrolhos [ $kN$ ]

Acelerograma	Tipo1	Tipo2
1	416.7	112.9
2	345.3	97.6
3	234.6	122.3
4	347.4	80.8
5	298.4	81.9
6	258.7	96.9
Média	316.8	98.8

O valor médio da força de corte para a acção sísmica Tipo I é de  $316.8kN$ , ultrapassando em muito o valor limite de  $119kN$  associado ao "efeito de ferrolho". Desta forma, podemos admitir a plastificação dos ferrolhos a partir da força de corte de  $119kN$ , ficando apenas os elastómeros a funcionar como elemento de ligação entre o tabuleiro e os pilares. Verifica-se ainda que para a acção sísmica do Tipo II as forças de corte não ultrapassam o valor limite. Foi então realizada uma análise considerando-se apenas a contribuição dos elastómeros, resultando os valores de deslocamentos longitudinais do tabuleiro apresentados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4: Deslocamentos longitudinais máximos obtidos considerando apenas os elastómeros [ $mm$ ]

Acelerograma	Tipo1	Tipo2
1	15.7	4.0
2	12.8	5.5
3	11.7	3.9
4	13.4	4.6
5	10.9	4.6
6	13.7	4.9
Média	13.0	4.6

O valor médio do deslocamento relativo entre o tabuleiro e o pilar, para a acção sísmica Tipo I, é de  $13.0mm$ , ultrapassando o deslocamento admissível dos elastómeros, causando a sua rotura. Com a rotura dos elastómeros, apenas as forças de atrito entre o topo do pilar e as vigas se opõem ao movimento horizontal do tabuleiro, podendo ocorrer o colapso do mesmo sobre a via.

## 6.4 Estratégia de controlo

Com os deslocamentos relativos excessivos, é necessário proceder-se à implementação de um sistema de controlo de deslocamentos sísmicos. A técnica de controlo escolhida passa pela implementação de fios de SMA como sistema passivo, de modo a minimizar os deslocamentos relativos entre o topo do pilar e as vigas do tabuleiro. Como já referido, os fios de SMA utilizados na modelação serão pré-esforçados a 2%. As características destes elementos e as características do aço estrutural apresentam-se na Tabela 6.5. Os fios serão colocados no dispositivo apresentando na Figura 4.14, colocando-se seis dispositivos, dois para cada pilar interior e um para cada pilar extremo, com a configuração que se apresenta na Figura 6.5.

Tabela 6.5: Propriedades dos fios de NiTi

Propriedades	Aço estrutural	NiTi (Martensite)	NiTi (Austenite)
Densidade [ $g/cm^3$ ]	7.85	6.45	6.45
Módulo de elasticidade [ $GPa$ ]	200	21-41	30-83
Coefficiente de Poisson	0.27-0.30	0.33	0.33
Tensão de cedência [ $MPa$ ]	248-517	70-140	195-690
Resistência última à tracção [ $MPa$ ]	448-827	895-1900	895-1900
Extensão na rotura [%]	20	5-50	5-50
Extensão recuperável [%]	0.20	acima de 8	acima de 8

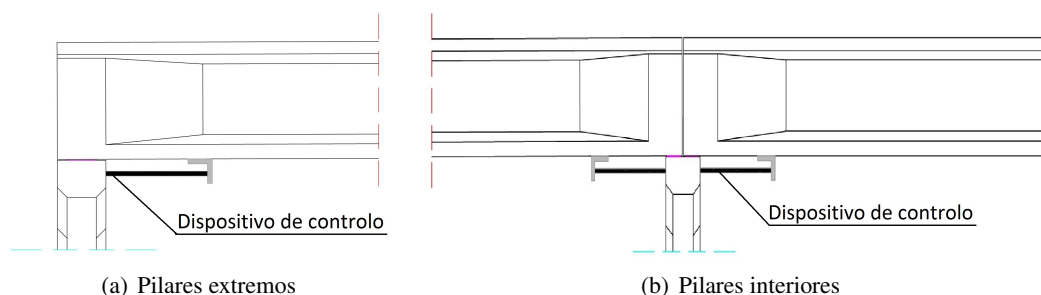


Figura 6.5: Localização dos dispositivos de controlo

Foi então definido, no programa de cálculo, o ciclo histerético do material, criando um "link" não linear plástico. O aspecto geral do ciclo histerético utilizado para a simulação do mecanismo de controlo proposto é apresentado na Figura 6.6. Desta forma foram realizadas diversas modelações, variando o número de fios de SMA. Na Tabela 6.6, apresentam-se as coordenadas dos ciclos histeréticos definidos para vários números de fios considerados.

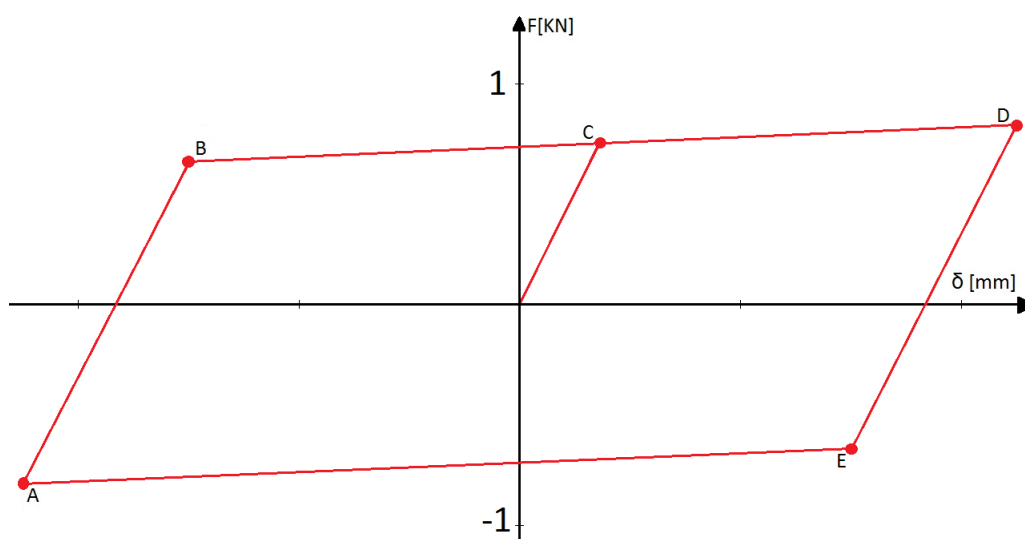


Figura 6.6: Ciclo histerético genérico do sistema de controlo proposto

Tabela 6.6: Coordenadas dos pontos dos ciclos histeréticos

	$\delta$ [mm]	$F_{1\text{fio}}$ [kN]	$F_{50\text{fios}}$ [kN]	$F_{300\text{fios}}$ [kN]	$F_{500\text{fios}}$ [kN]	$F_{1000\text{fios}}$ [kN]	$F_{1200\text{fios}}$ [kN]	$F_{1500\text{fios}}$ [kN]
A	-22.5	-0.81	-40.5	-243.0	-405.0	-810.0	-972.0	-1215.0
B	-15.0	0.65	32.5	195.0	325.0	650.0	780.0	975.0
C	3.75	0.73	36.5	219.0	365.0	730.0	876.0	1095.0
D	22.5	0.81	40.5	243.0	405.0	810.0	972.0	1215.0
E	-15.0	-0.65	-32.5	-195.0	-325.0	-650.0	-780.0	-975.0

Os deslocamentos longitudinais relativos médios associados à acção sísmica, obtidos para cada sistema de controlo, apresentam-se na Tabela 6.7 e no gráfico apresentado na Figura 6.7.

Tabela 6.7: Deslocamentos relativos médios obtidos para cada sistema de controlo

	50 <sub>fios</sub>	300 <sub>fios</sub>	500 <sub>fios</sub>	1000 <sub>fios</sub>	1200 <sub>fios</sub>	1500 <sub>fios</sub>
$\delta_{\text{rel,médio}}[mm]$	12.7	10.9	9.5	7.8	6.9	6.5

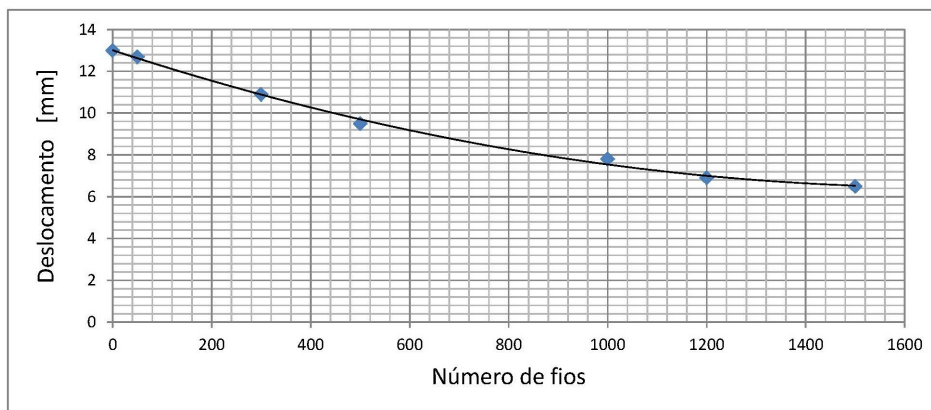


Figura 6.7: Gráfico relacionando o número de fios com os deslocamentos médios obtidos

Apenas são apresentados os resultados para a situação da acção sísmica Tipo I, pois para a acção Tipo II, o deslocamento admissível não é excedido, não sendo necessário implementar qualquer controlo. O deslocamento alvo pretendido, é o máximo deslocamento admissível dos elastómeros, isto é, 7mm. Na situação de controlo com 1200 fios, o deslocamento máximo é inferior ao deslocamento admissível, podendo dizer-se que é a solução óptima. Pela visualização do gráfico, podemos observar que à medida que se aumenta o número de fios, a eficiência do sistema de controlo na redução dos deslocamentos relativos, entre o tabuleiro e o pilar, é cada vez menor.

O programa de cálculo, permite também observar a evolução, ao longo do tempo, dos gráficos força-deslocamento de cada "link". Deste modo, foi possível calcular as áreas de cada ciclo, podendo assim calcular a dissipação de energia que cada situação de controlo permite. Na Figura 6.8, apresenta-se a evolução de um ciclo histerético ao longo do tempo.

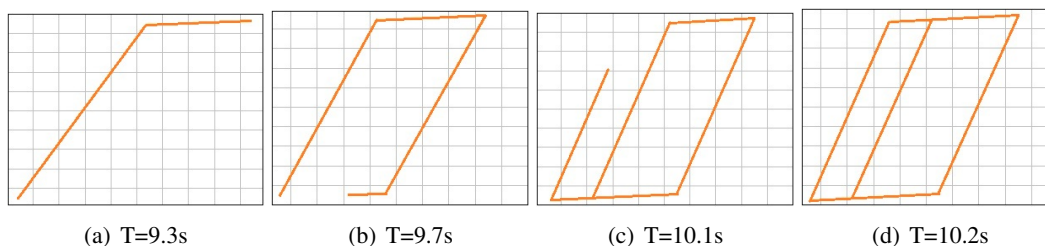


Figura 6.8: Evolução de um ciclo histerético ao longo do tempo, retirado do programa SAP2000

No gráfico da Figura 6.9, apresenta-se a quantidade de energia dissipada para cada situação de controlo. Os valores da energia dissipada aumentam, atingindo um valor máximo para 500 fios de  $102kN.m$ . Depois de ser atingido o valor máximo, a energia dissipada

começa a reduzir, sendo explicado pela diminuição dos deslocamentos, fazendo os fios de SMA funcionarem durante mais tempo em regime elástico, reduzindo o número de ciclos hysteréticos formados.

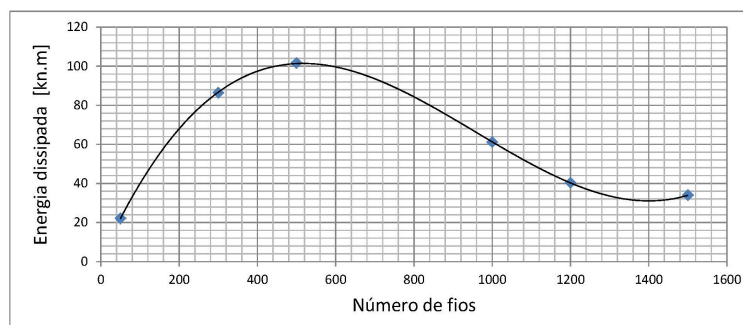


Figura 6.9: Energia dissipada para cada situação de controlo

Pela observação da evolução de cada ciclo hysterético, é também possível o cálculo do coeficiente de amortecimento viscoso equivalente, que é uma boa forma de se observar a capacidade de amortecimento do material. De acordo com a Equação 4.1, descrita no Capítulo 4, foi calculado o coeficiente de amortecimento viscoso equivalente para cada ciclo hysterético, apresentando-se na Tabela 6.8 os resultados para as várias situações de controlo.

Tabela 6.8: Coeficiente de amortecimento viscoso equivalente obtido para as diversas situações de controlo

	50_fios	300_fios	500_fios	1000_fios	1200_fios	1500_fios
$\xi_{eq}[\%]$	23,6	23,0	17,3	16,3	14,7	12,5

Como este coeficiente traduz uma relação entre a energia dissipada e o deslocamento imposto, a situação de controlo associada a uma dissipação hysterética de energia não corresponde ao maior coeficiente viscoso equivalente. Os valores obtidos são bastante interessantes face a outras alternativas de controlo passivo correntemente utilizadas em estruturas de engenharia civil [52].

Os deslocamentos, velocidades e acelerações, na direcção longitudinal, do tabuleiro durante a acção sísmica, também foram alvo de análise. Os gráficos com a evolução ao longo do tempo para a situação sem controlo e com controlo com 1200 fios, apresentam-se nas Figuras 6.10, 6.12 e 6.11.

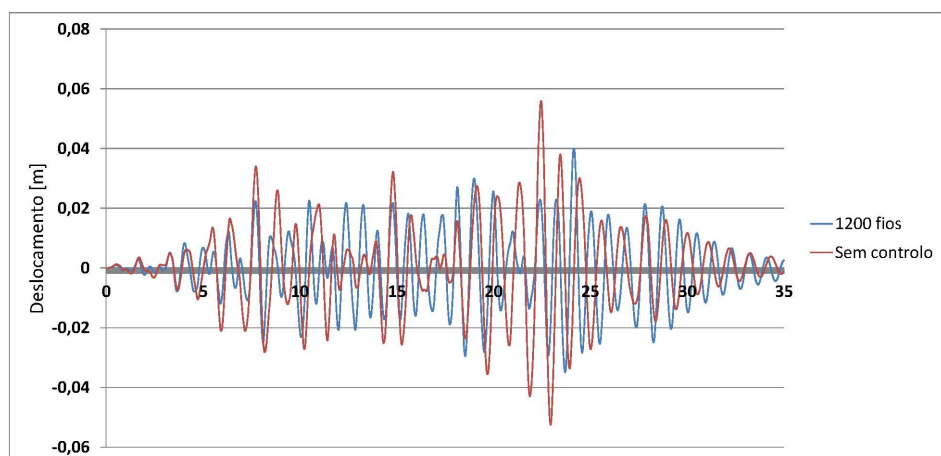


Figura 6.10: Deslocamentos do tabuleiro ao longo do tempo para a direção longitudinal

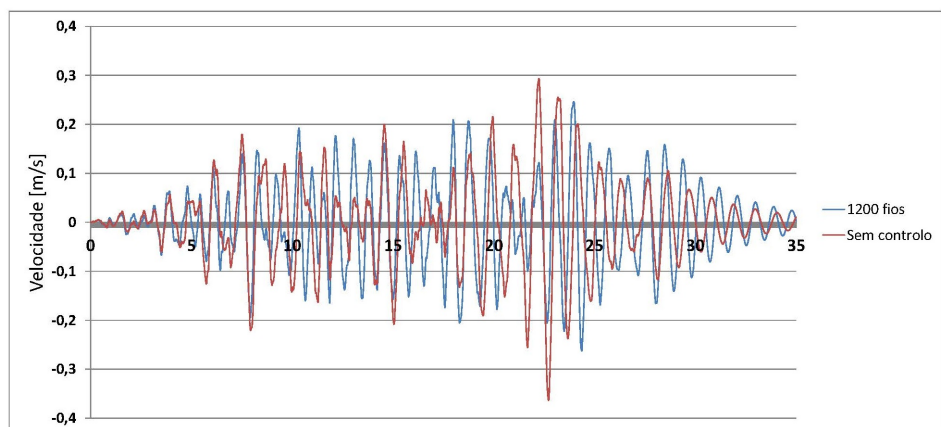


Figura 6.11: Velocidade do tabuleiro ao longo do tempo para a direção longitudinal

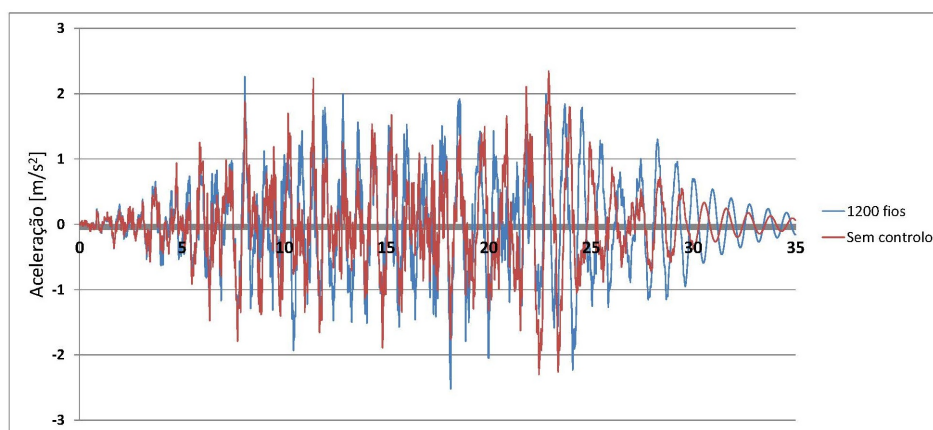


Figura 6.12: Aceleração do tabuleiro ao longo do tempo para a direcção longitudinal

Observa-se que o valor máximo, do deslocamento e da velocidade no tabuleiro, são ambos reduzidos em cerca de 28% para a situação de controlo com 1200 fios, enquanto que a aceleração máxima atingida na situação de controlo, é ligeiramente superior à situação inicial. Nas Figuras 6.13, 6.14 e 6.15, observa-se a evolução dos deslocamentos, velocidades e acelerações máximas no tabuleiro para as várias situações de controlo.

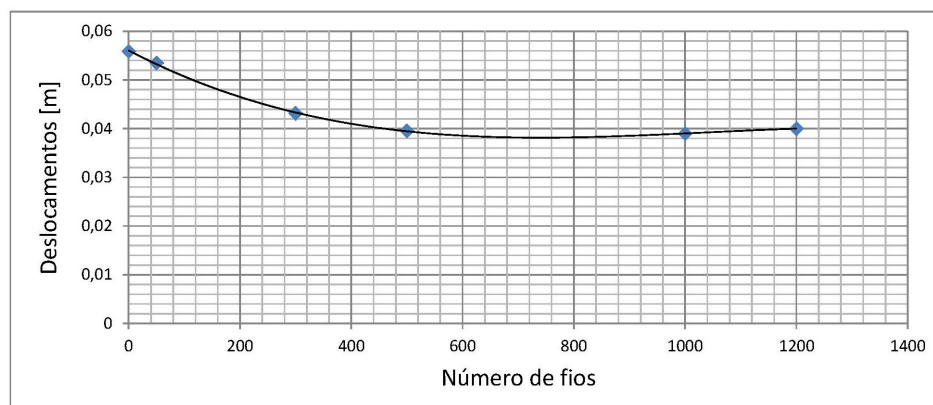


Figura 6.13: Deslocamentos máximos para as várias situações de controlo

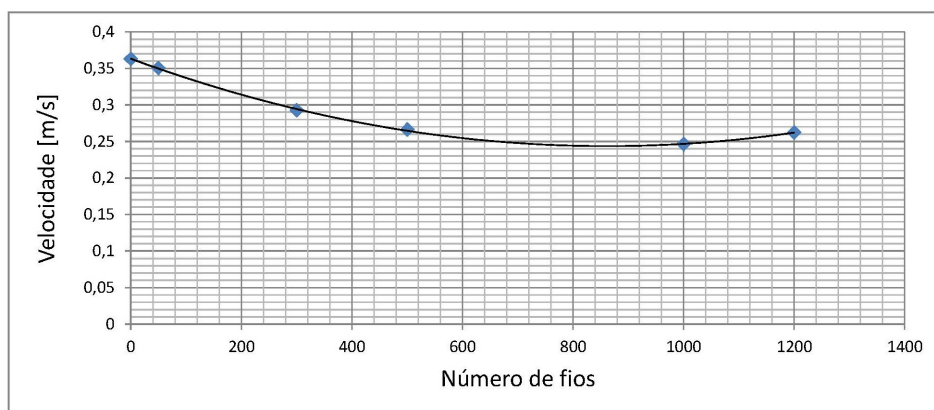


Figura 6.14: Velocidades máximas para as várias situações de controlo

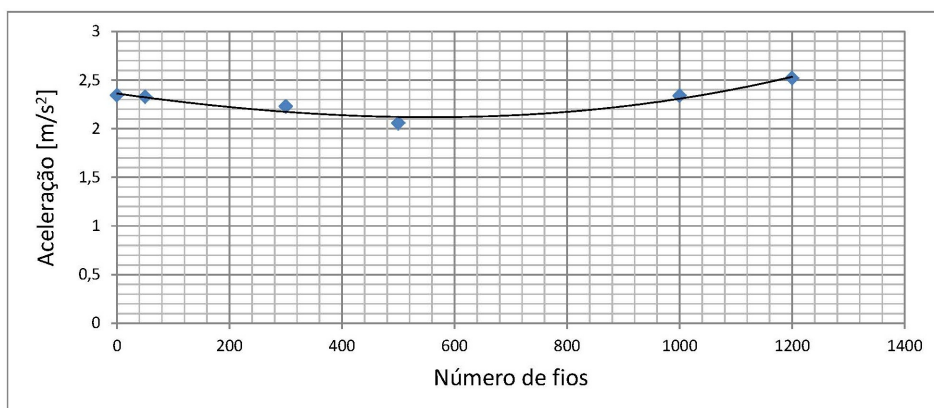


Figura 6.15: Acelerações máximas para as várias situações de controlo

Observa-se uma diminuição tanto dos deslocamentos como das velocidades, existindo um decréscimo acentuado nas primeiras soluções de controlo, até 500 fios de SMA, estabilizando nas soluções posteriores. No que diz respeito às acelerações, estas decrescem um pouco até à situação de 500 fios, começando a aumentar de seguida, sendo que na situação de 1200 fios, a aceleração máxima supera a inicial. Estas situações podem ser explicadas com a redução da energia dissipada, pois a solução que conduz a uma maior dissipação de energia é a correspondente a 500 fios, sendo que para soluções com mais fios se verifica uma diminuição da energia dissipada. A diminuição dos deslocamentos é devida sobretudo ao incremento da rigidez horizontal do tabuleiro proporcionado pelo sistema de controlo.

## Capítulo 7

# Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

A corrente utilização de passadiços pedonais levou à evolução para soluções pré-fabricadas e de elevada deformabilidade, podendo resultar diversos problemas vibrações induzidas pelo peão, não sendo normalmente, muito relevantes na segurança estrutural. No entanto, face a um evento sísmico, diversos problemas poderão surgir. O deslocamentos sentidos pelo tabuleiro podem ser por vezes excessivos, levando à queda do mesmo, podendo tornar a via sobre a qual passa, intransitável durante um largo período de tempo.

No presente trabalho, foi estudado um passadiço pedonal na zona de Faro, que permite a circulação de peões sobre uma via bastante movimentada. Situando-se sobre a principal via de acesso à cidade e sendo próximo do Hospital de Faro, a possibilidade da ocorrência de colapso durante uma acção sísmica, pode deixar a via interdita, atrasando o socorro a possíveis vítimas.

Foi então modelada a estrutura num programa de cálculo automático e gerados diversos acelerogramas, estudando-se o comportamento da estrutura face aos mesmos. Do estudo desta estrutura, conclui-se que a possibilidade de falha dos elementos de ligação entre o tabuleiro e os pilares, pode levar à queda do tabuleiro sobre a via rodoviária. Esta falha pode ocorrer tanto pelas elevadas forças de corte, que surgem aquando uma acção sísmica. Admitindo a falha dos "ferrolhos", os deslocamentos relativos entre tabuleiro e

pilares, incomportáveis para a reduzida gama de deslocamentos admitidos pelos elementos de apoio presentes, tornam os deslocamentos horizontais admissíveis de apenas 7mm. De maneira a se reduzir o deslocamento relativo entre os elementos, recorreu-se a uma solução de controlo passivo utilizando ligas com memória de forma. Tendo sido estudadas várias soluções, alcançou-se o deslocamento admissível para uma situação de 1200 fios de SMA com 2,4mm de diâmetro, correspondente a cerca de  $54\text{cm}^2$  de área.

A solução escolhida tira partido de grandes qualidades destas ligas tais como a superelasticidade, capacidade de reposicionamento e boa resistência à fadiga e corrosão. No

entanto, esta solução não explora ao máximo a capacidade de dissipação de energia deste material. Analisando-se a energia dissipada para as diversas soluções estudadas, observa-se que a solução com maior dissipação de energia se situa por volta dos 500 fios, cerca de  $22\text{cm}^2$  de área, sendo que para as soluções com uma área transversal superior, a redução de deslocamentos deve-se à contribuição do aumento de rigidez do sistema, ocorrendo um aumento das acelerações do tabuleiro.

Devido ao baixo deslocamento horizontal que leva à rotura dos elastómeros presentes na estrutura, esta solução não pode ser utilizada. Alternativamente poderia proceder-se a uma substituição dos elastómeros existentes por uns que permitam deslocamentos horizontais um pouco superiores, de forma a se poder utilizar uma solução com cerca de 500 fios de SMA, levando a uma situação de controlo que maximizaria todas as capacidades das ligas de memória de forma.

Apesar da solução com 1200 fios de SMA não potenciar todas as capacidades destes elementos, é uma solução com bons resultados, apresentando uma considerável redução das velocidades, deslocamentos absolutos e relativos do tabuleiro, evitando assim a possível queda do mesmo.

Como futuros trabalhos a serem desenvolvidos propõem-se:

- Utilização de ligas de memória de forma em sistemas de controlo semi-activo, como o sistema desenvolvido por Cismasiu, C. e Santos, F. A, presente no Capítulo 7 do livro *Shape Memory Alloys* [12]. Este tipo de sistema demonstrou ser mais eficiente na redução de deslocamentos, comparativamente ao sistema equivalente passivo, o que traria vantagens em estruturas com baixos deslocamentos admissíveis, como são exemplo os passadiços pedonais com elastómero semelhantes aos do presente caso de estudo.
- A análise das configurações modais de passadiços pedonais pré-fabricados, de forma a estabelecer claramente os modos de vibração e, desta forma, clarificar o grau de encastramento nas interfaces viga/pilar.

# Bibliografia

- [1] B. Andrawes and R. DesRoches. Unseating prevention for multiple frame bridges using superelastic devices. *Smart Materials and Structures*, 14:S60–S67, 2005.
- [2] B. Andrawes and R. DesRoches. Comparison between Shape Memory Alloy seismic restrainers and other bridge retrofit devices. *Journal of Bridge Engineering*, 1:1–10, 2007.
- [3] CEN. *NPEN1991-1-1 Eurocódigo 1: Acções em estruturas. - Parte 1: Acções gerais, Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios*. IPQ, Dezembro 2009.
- [4] CEN. *prEN1998-2 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges*. CEN, Julho 2003.
- [5] CEN. *NPEN1998-1 Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos - Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. IPQ, Março 2010.
- [6] A. Chagas. Análise dinâmica de pontes pedonais: Caso de Estudo: "Calatrava - Travessia Gare do Oriente, C.C.Vasco da Gama". Master's thesis, IST/UTL, 2007.
- [7] C. Chang and T. Henry. Control of buildings using active tuned mass dampers. *Journal of Engineering Mechanics*, 121:355–366, 1995.
- [8] S. Chaves. Atenuação da resposta sísmica de estruturas de edifícios utilizando amortecedores viscosos. Master's thesis, FE/UP, 2010.
- [9] Wai-Fah Chen and Lian Duan. *Bridge Engineering: Seismic Design*. CRC Press LLC, 2003.
- [10] A. K. Chopra. *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc., 1995.
- [11] C. Cismasiu and F. Santos. Numerical simulation of superelastic shape memory alloys subjected to dynamic loads. *Smart Materials and Structures*, 17:1–12, 2008.
- [12] C. Cismasiu and F. Santos. *Shape Memory Alloys, Capítulo 7*. Sciyo, 2010.
- [13] P. Cruz, R. Ferreira, and P. Lourenço. Estética e soluções para passadiços pré-fabricados em betão. In *Betão Estrutural 2002, Lisboa*, 2002.

- [14] R. DesRoches and B. Smith. Shape memory alloys in seismic resistant design and retrofit: a critical review of their potential and limitations. *Journal of Earthquake Engineering*, 8:415–429, 2004.
- [15] M. Dolce and D. Cardone. Mechanical behaviour of shape memory alloys for seismic applications 2. austenite NiTi wires subjected to tension. *International Journal of Mechanical Sciences*, 43:2657–2677, 2001.
- [16] M. Dolce, D. Cardone, and R. Marnetto. Implementation and testing of passive control devices based on shape memory alloys. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29:945–968, 2000.
- [17] K. S. Elliott. *Precast Concrete Structures*. Butterworth Heinemann, 2002.
- [18] Projecto facultado pelas Estradas de Portugal, Fevereiro 2011.
- [19] E. Ferreira. Passadiços pré-fabricados de betão: concepção e projecto. Master's thesis, Universidade do Minho, Escola de Engenharia, 2001.
- [20] F. Figueiredo. Isolamento sísmico de base. Dimensionamento de sistemas de isolamento de base em edifícios. Master's thesis, IST/UTL, 2007.
- [21] F. Fu. Integration of mass dampers and external shading fins: exploring synergy in structural and environmental control systems. Master's thesis, Faculty of the School of Architecture, University of Southern California, 2007.
- [22] D. Fugazza. Vibration control with shape-memory alloys. Master's thesis, Università degli studi di Pavia, 2003.
- [23] L. Guerreiro. Isolamento sísmico de estruturas, análise do panorama actual. In *6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2004.
- [24] L. Guerreiro. Slides da cadeira de "Engenharia Sísmica de Pontes", IST/UTL, Fevereiro 2011.
- [25] L. Guerreiro. "Comportamento de Blocos de Elastómero (borrachas)", textos de apoio ao Mestrado de Engenharia de Estruturas do Instituto Superior Técnico. *IST/UTL*, Abril 2003.
- [26] T. Haskett, B. Breukelman, J. Robinson, and J. Kottelenberg. Tuned mass dampers under excessive structural excitation. *Report of the Motioneering Inc. Guelph, Ontario, Canada N1K 1B8*.
- [27] G. W. Housner, L. A. Bergman, T. K. Caughey, A. G. Chassiakos, R. O. Claus, S. F. Masri, R. E. Skelton, T. T. Soong, B. F. Spencer, and J. T. P. Yao. Structural control: past, present and future. *Journal of Engineering Mechanics*, 123:897–971, 1997.
- [28] <http://mceer.buffalo.edu/meetings/2005presentations/Breakout2/07LeeDA.pdf>.

- [29] [http://scmero.ulb.ac.be/project.php?id=9&page=MR\\_fluids.html](http://scmero.ulb.ac.be/project.php?id=9&page=MR_fluids.html).
- [30] <http://swfc.shanghai.com/>.
- [31] <http://www.designcommunity.com/discussion/7551.html>.
- [32] Y. Ikeda. Active and semi-active control of buildings in Japan. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 4:278–282, 2004.
- [33] A. Kareem and T. Kijewski. Mitigation of motions of tall buildings with specific examples of recent applications. *Wind and Structures*, 2:201–251, 1999.
- [34] S. Korkmaz. A review of active structural control: challenges for engineering informatics. *Computers & Structures*, 89:2113–2132, 2011.
- [35] Y. Liu. Detwinning process and its anisotropy in shape memory alloys. *Smart Materials, Proceedings of SPIE*, 4234:82–93, 2001.
- [36] L. Loureiro. Isolamento de base em pontes. Master's thesis, IST/UTL, 2008.
- [37] J. Macdonald. Lateral excitation of bridges by balancing pedestrians. *Proceedings of The Royal Society A*, 465:1055–1073, 2008.
- [38] F. Magalhães. Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos. Master's thesis, FE/UP, 2004.
- [39] C. Moutinho. Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões. Master's thesis, FE/UP, 1998.
- [40] C. Moutinho. *Controlo de vibrações em estruturas de Engenharia Civil*. PhD thesis, FE/UP, 2007.
- [41] D. Newland. Vibration of the London Millennium footbridge: Part 1 - cause.
- [42] D. Newland. Vibration of the London Millennium footbridge: Part 2 - cure.
- [43] C. Oliveira. Sistemas semi-activos de protecção sísmica de pontes. Master's thesis, IST/UTL, 2003.
- [44] C. Oliveira. actualização das bases-de-dados sobre frequências próprias de estruturas de edifícios, pontes, viadutos e passagens de peões a partir de medições expeditas in-situ. In *6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2004.
- [45] R. Oliveira. Análise sísmica de uma passagem pedonal em betão armado pré-fabricado. Master's thesis, IST/UTL, 2010.
- [46] L. Pereira. Ligas com memória de forma - características e aplicações em engenharia civil. Master's thesis, FCT/UNL, 2011.
- [47] B. Pitella. Investigação da eficiência de materiais viscoelásticos para redução de vibrações em risers. Master's thesis, Universidade federal do Rio de Janeiro, 2006.

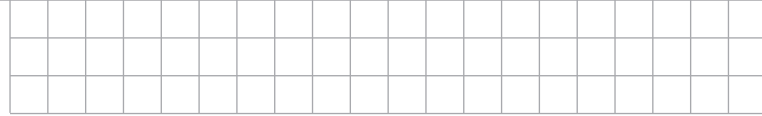
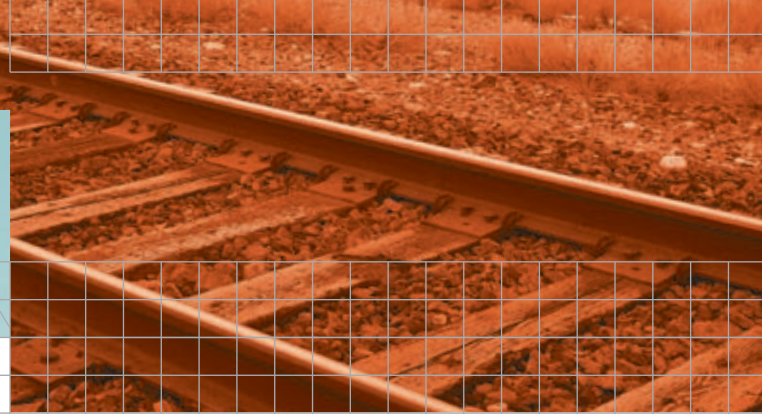
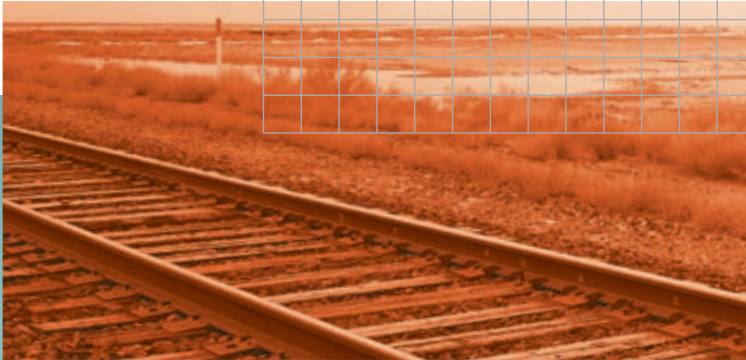
- [48] P. Proença. Identificação dinâmica de sistemas estruturais, Fevereiro.
- [49] J. Ramallo, E. Johnson, and Jr. B. Spencer. "Smart" base isolation systems. *Journal of Engineering Mechanics*, 128:1088–1099, 2002.
- [50] J. Rodrigues. *Identificação Modal Estocástica. Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. PhD thesis, FE/UP, 2004.
- [51] L. Rodrigues. Estudo de estratégias de controlo activo de vibrações para um edifício de dois andares. Master's thesis, FCT/UNL, 2011.
- [52] F. Santos. *Vibration Control with Shape-Memory Alloys*. PhD thesis, FCT/UNL, 2011.
- [53] F. Santos and C. Cismasiu. Comparison between two sma constitutive models for seismic applications. *Journal of Vibration and Control*, 16:897–914, 2010.
- [54] F. Santos and C. Cismasiu. Bridge hinge-restrainers built up of NiTi superelastic shape-memory alloys. In *5th ECCOMAS Thematic Conference on Smart Structures and Materials SMART'11*, 2011.
- [55] B. Schmelzer, M. Oberguggenberger, and C. Adam. Efficiency of tuned mass dampers with uncertain parameters on the performance of structures under stochastic excitation. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part O: Journal of Risk and Reliability*, 224:297–308, 2010.
- [56] P. Serafim. Controlo de vibrações em engenharia civil, caso de estudo: Aplicação de ligas de SMA na ponte de Santa Margarida do Sado. Master's thesis, FCT/UNL, 2011.
- [57] T.T. Soong and Jr. B. Spencer. Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice. *Engineering Structures*, 24:243–259, 2002.
- [58] Jr. B. Spencer and T.T. Soong. New applications and development of active, semi-active and hybrid control techniques for seismic and non-seismic vibration in usa. In *Proceedings of International Post-SMiRT Conference Seminar on Seismic Isolation, Passive Energy Dissipation and Active Control of Vibration of Structures*, 1999.
- [59] M. Symans and M. Constantinou. Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review. *Engineering Structures*, 21:469–487, 1999.
- [60] Y. Tamura, K. Fujii, T. Ohtsuki, T. Wakahara, and R. Kohsaka. Effectiveness of tuned liquid dampers under wind excitation. *Engineering Structures*, 17:609–621, 1995.
- [61] F. Weber, C. Boston, and M. Maslanka. An adaptive tuned mass damper based on the emulation of positive and negative stiffness with an MR damper. *Smart Materials and Structures*, 20:1–11, 2010.

- [62] J. Yang, J. Wu, and Z. Li. Control of seismic - excited buildings using active variable stiffness systems. *Engineering Structures*, 18:589–596, 1996.



## **Apêndice A**

### **Fichas técnicas**



## MR2002-CE Civil Engineering System

### The ultimate vibration measurement system from SYSCOM Instruments.

Modular design, rugged packaging and Swiss quality provide reliable performance in civil engineering environments.

The efficient, reliable and easy-to-use MR2002CE RED BOX provides data you always can rely on.

### Optional features include:

- RED ALERT Remote Alerting/Remote Control
- RED SAFE Up to 1 GByte Mass Storage
- Networks of up to 8 RED BOXes (up to 24 axis)
- DEEP RED Dynamic Range of 150dB
- Seamless Integration Into existing WAN / WLAN networks



## Product Overview

Civil Engineering System – MR2002-CE

## Product Overview

# MR2002-CE Civil Engineering System



## Sensors

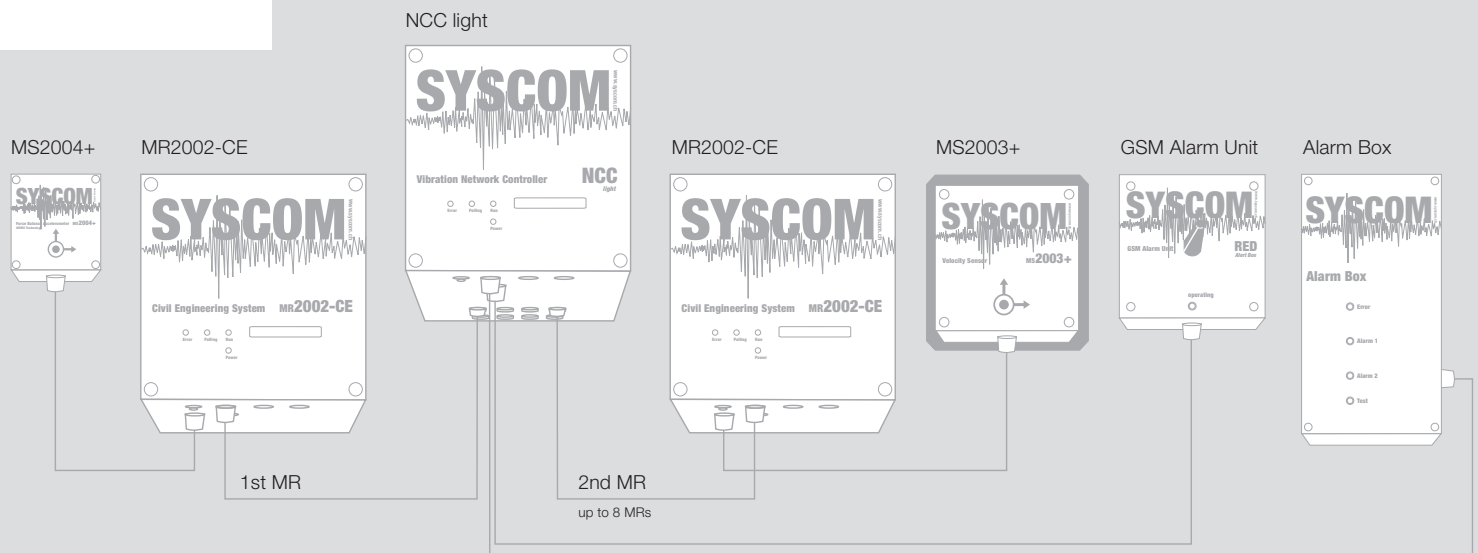
### MS2003+ Velocity Sensor

Principle	Active, electronically compensated geophone
Direction	Vertical or Horizontal (Uni-axial), 3 orthogonal directions (tri-axial)
Measuring range	0.0035 to 115 mm/s (option: 0.00007 to 2.3 mm/s) 0.0001378 in/s to 4.528 in/s (option: 0.0000028 in/s to 0.09 in/s)
Frequency range	1 to 315 Hz
Casing	Alu (122 x 120 x 91 mm); approx. 1500 g

### MS2004+ Triaxial Accelerometer

Principle	Micro mechanical (MEMS), force balance accelerometer (FBA)
Direction	3 orthogonal directions
Measuring range	0.069 mg to 1 g
Frequency range	0 to 150 Hz
Casing	Aluminium (80 x 75 x 57 mm); approx. 400g

## Wiring Diagram



## Features

The RED BOX MR2002-CE from SYSCOM is a compact, modular vibration recorder, designed for diverse civil engineering applications. It includes an MR2002CE recording unit and an external triaxial velocity or acceleration sensor, housed in rugged, splash proof, aluminum housings along with sensor mounting plates, cables and PC software. The RED BOX is very easy to install and operate for cost-effective and versatile vibration monitoring.

### Dual Recording Mode

For long-term vibration monitoring, dual triggered and background mode recording is an important feature. Triggered recording creates event time histories in waveform files when vibration exceeds a user-specified threshold level. At the same time, the background mode records the peak of the vibration for each user-selectable time window in a peak file. The main frequency calculated by a continuous FFT (optional) may also be stored in the peak files.

### Communication Options

Freestanding RED BOXES may be integrated in a wireless network using 802.11 b/g WLAN or GSM/GPRS/EDGE technology. Alarm messages are then sent to an e-mail server. Peak data are continuously sent to the server. Recorded waveform data may be downloaded automatically or selectively whenever required by the user. If transmission capacity and cost considerations are favorable the server may be used to poll stations continuously to retrieve waveform data.

### PC Software

Syscom's WINCOM provides easy access to the settings of the RED BOX and to the data stored in the RED BOX. Direct communication via RS-232 or USB and remote access via modem, GSM (in dial-up mode) or GPRS or LAN/WAN (over TCP/IP using static or dynamic IP address - DYNDNS). The VIEW 2002 software provides comprehensive analysis and professional presentation of MR2002-CE RED BOX data. The software license includes analysis in time and frequency domain, statistical data analysis as well as specific analysis according to different national codes such as European (e.g. DIN 4150/2 and Dutch SBR) and US standards.

### Interconnection

Syscom's NCC interconnects up to 8 RED BOXes in a star topology network for the simultaneous monitoring of vibrations at different sites. Each station works as an autonomous unit while the NCC provides time synchronization and network management functions including common triggering (all stations start recording if the vibration exceeds the threshold at one site), programmable voting logic to avoid false alarms, and single-point network control for setup and data retrieval on site or from a remote location.

The Master/Slave option interconnects up to 4 RED BOXes in a daisy-chain network. It provides the same features as the NCC, except for the sophisticated trigger and alarm voting logic. Common trigger is initiated by the MASTER only.

### Self-Test

The RED BOX provides a continuous self-test function. It assures you at any time that the system is fully operational. A programmable and fully comprehensive system self-test includes memory and battery status as well as a calibration pulse to the sensor. The RED ALERT option allows the RED BOX to send you a daily message to let you know the system is working properly, or to alert you in case of a Warning or Error condition.

### Alerting

The ALARM BOX option provides relay contact and supply power for a local alarm (siren, flashing light), and the RED ALERT option provides a remote alarm via a cellular or internet link. Stations, or networks, with the RED ALERT remote alarm option send their alarm messages as text message (SMS), fax messages or e-mail to user-designated people responsible for the project. Subsequently, the data (waveform and peak files) can be selectively uploaded and analyzed without a visit to the project site.

### Data Integrity

The recordings in the MR are well protected from being tampered with (it is not possible to delete single files). The RED BOX is equipped with 2 MBytes SRAM as primary storage device where all the data are stored. The RED SAFE option enhances the recording capabilities of the RED BOX and provides a storage capacity of 1/2 hour of waveform recording per MByte - from 16 up to 1000 hours storage on compact flash (CF) memory cards from 32 MBytes to 1 GByte. The most interesting data may be selectively retrieved from the CF card as the card is directly readable on a PC. The contents of the CF card is compressed and protected. The RED BOX handles the writing to the CF card as a separate task that copies the files after complete recording in the primary memory, featuring read after write verification.

# Case Studies

## Construction Sites

Construction site monitoring to determine the effects of vibration on structures and humans requires rugged and 100% reliable measuring equipment that is easy to install and operate. Immediate corrective action is needed if a pre-defined vibration alarm level is exceeded. Ready availability of the recorded data is a must. National regulations (e.g. the German DIN 45669-3) ask for a fully comprehensive system operability check after installation.

A single RED BOX with RED ALERT is enough to monitor a simple construction site. For more demanding measurements several free-standing RED BOXes at different sites may be needed. In this case the installation of a wireless network might be more economical (instead of equipping every RED BOX with a RED ALERT. If a local alarm (siren or flashlight) is required, an ALARM BOX should be added. The recording of the peak files give evidence that the system was operational 24 hours a day, 365 days a year. The RED SAFE option may be useful to reduce site visits to a minimum. The most interesting data may be retrieved after an alarm.

## Railway Lines

Vibration measurement along railway lines generally generates a lot of data (e.g. waveform recording of all trains during a 24 hour period) near the tracks and in structures. Three up to 9 measuring points with simultaneous recording, normally vertical measurements only are needed. The data are analyzed in frequency domain by 1/3-octave spectral values. By comparing the spectra of different measuring point the transfer spectra can be calculated. These data are used for modeling and prediction of the propagation of vibration and structure-borne noise (re-radiated rumbling audible sound).

For a simple measurement (1 axis near the tracks, 1 axis at the foundation and 1 axis in the uppermost floor of the structure) a RED BOX with 3 uniaxial sensors is the appropriate choice. For more demanding measurements (2 axis near the tracks, to determine the speed of the train) and simultaneous measurement in more than one structure or at intermediate points, up to 3 RED BOXes, in Master-/Slave interconnection (using wired 4-20 mA interconnection or wireless) is the best choice. The main advantage of such a system, compared to traditional multi-channel systems is its immunity against electromagnetic interference, as the analogue signals from the sensors are not

## Assessment of Dynamic Behavior

Determination of the dynamic behavior of structures, e.g. bridges is often used in the context of seismic qualification or to monitor the state-of-health of a structure over time to study effects of ageing or deterioration due to overstraining. The key parameters to be obtained are Eigenfrequency and damping ratio. As for all dynamic measurements, the structure has to be excited, either by ambient noise or by forced vibration (impulsive or harmonic excitation). Of course the use ambient noise is the most convenient method, as no additional machinery is needed, on the other hand this method requires equipment with a very high dynamic range.

Tests on a bridge showed that ambient vibration is sufficient to determine vertical and transverse Eigenfrequencies. The measurement required that traffic be stopped briefly. After decay of all traffic induced vibrations, ten measurements of 20 seconds duration were recorded.

For a simple measurement a single RED BOX, with DEEP RED and RED SAFE option is an ideal choice. Due to the very broad frequency response (1 Hz up to 315 Hz) also large structures with a low Eigenfrequency can be measured. The high dynamic range of up to 150 dB

## Case Studies

Civil Engineering System – MR2002-CE

The full set of data is redundantly stored on the CF card. Data analysis starts with the peak file data to provide an overview. The Peak vs. Frequency plot can then be made. Waveform data of relevant time history series may be analyzed in-depth.



transmitted over a long distance. As the RED BOX located near the track is the master, only vibration caused by the trains are captured and not those with their source within the structure. The RED SAFE option is mandatory to provide sufficient recording capacity.

Data analysis with VEIW2002 is very simple using the methods for statistical analysis of the data. With a mouse click, averaged amplitude or octave band spectra may be computed, or transfer spectra between measuring points calculated. For documentation purposes also the waveform data and their temporal distribution during the measuring period can be visualized, easily.



make sure that the very low amplitudes are captured with a good resolution.

VIEW2002 calculates the average spectra of all measurements (frequency enhancement method) to determine the Eigenfrequencies.



## VIEW 2002 Data Analysis Software

### Time Domain

Time domain analysis includes the representation of recorded signals as time histories, the calculation of the derived signals such as displacement, velocity and acceleration and the calculation of the vector sum. Filtering of the signals can be made with Butterworth or FFT-Filters. The recorded signals are displayed as triplets (three orthogonal directions). They can be enlarged and displayed for all channels. With Zoom and Point functions the significant parts can be displayed and labeled.

### Damping

The damping function calculates Eigenfrequency and damping for a decaying vibration. VIEW 2002 calculates the damping ratio in terms of percent of critical damping (assuming a single degree of freedom system) for the signal section determined by the user. The graphical representation allows a straightforward control of the computed result.

### Frequency Domain

Frequency analysis in terms of amplitude or power spectra are readily produced with VIEW 2002. The user interface includes procedures like "zero stuffing" and "windowing" easy to understand. Zoom and point functions allow quick and easy display and labeling of interesting data.

### 1/3rd Octave Band And Response Spectrum

The representation of the frequency analysis in terms of a 1/3rd octave band spectrum is primarily used in connection with train induced vibrations. Numerous analysis programs for train vibration prediction use these spectra. VIEW 2002 includes two types of 1/3rd octave band spectra: the average 1/3rd octave band spectrum and the maximum octave band spectrum.

Response spectra are calculated with various damping ratios.

### File Group Analysis

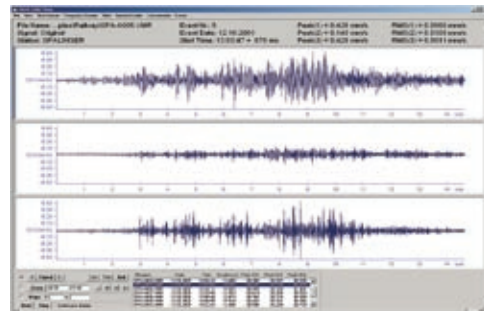
File Group Analysis is a very powerful tool to analyze large amount of data. With this tool, a series of files can be processed and statistically analysed according to the selected method, including: peak values and vector sum; RMS values with threshold values; and, Peak vs. main frequency. Customized analysis methods can be created in the menu « Process Data», where various analysis procedures like Filters, Integration, Differentiation, Frequency analysis etc. can be combined.

### Peak VS -Frequency-Diagram

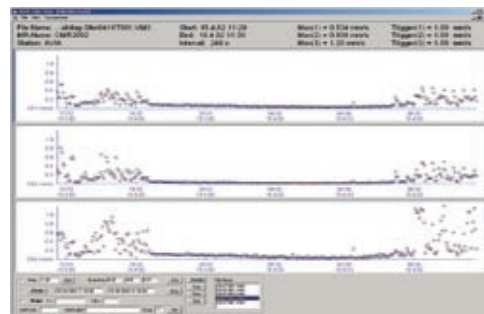
The Peak vs Frequency Diagram with national code limits is fully implemented. Presently the SN 640 312a and DIN 4150/3 are available. Others can be entered by the user.

### 3-D-Representation

Vibration recordings are not always easy to understand and interpret. With complex vibration time histories a 3-D-representation is often quite helpful. The 3-D-Diagram in VIEW 2002 can be rotated in all directions allowing an optimal display of the vibration process.



VIEW 2002 Data Analysis Software, Waveform File



VIEW 2002 Data Analysis Software, Peak File

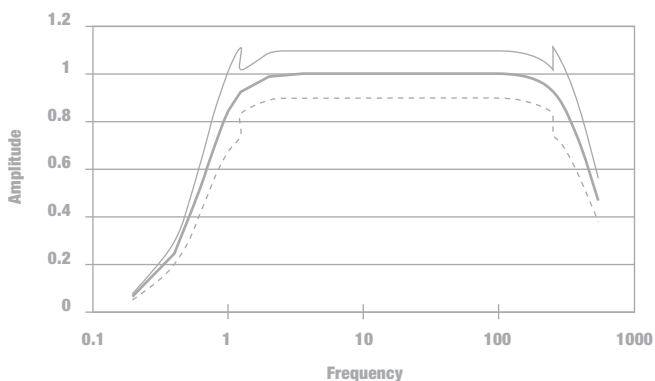


## MS2003+ Velocity Sensor conforms to DIN 45669 A3HV 315/1

The MS2003+ velocity sensor is best suited for vibration monitoring according to DIN 4150. The excellent dynamic range and the broad frequency range fully cover the needs of the engineer in charge with structural dynamics.

The rugged construction of the MS2003+ is designed to withstand the rough outdoor use. Each axis of the MS2003+ is calibrated individually.

The sensor is shipped with a calibration certificate.



- upper limit
- Frequency response (MS2003+)
- - - lower limit

## Technical Specification

Velocity Sensor – MS2003+

# Technical Specification MS2003+

## Performance

Type	Velocity sensor with linearized frequency response and built-in amplification (Deep Red Option) (corresponds to short period geophone) A3HV 315/1 (triaxial) (according to DIN 45669) A1H 315/1 and A1V 315/1 (single axis)	
		<b>Deep Red Option</b>
Principle	Active, electronically equalized geophone	
Measuring range full scale	$\pm 11.4$ cm/s ( $f > 9$ Hz), down to 1.2 cm/s ( $f = 1$ Hz)	$\pm 2.28$ mm/s
Sensitivity	0.39 V/cm/s (calibrated at 16 Hz)	19.5 V/cm/s
Case-to-coil motion	4 mm p-p	
Frequency range	1 – 350 Hz (linear $\pm 10\%$ frequency response), see chart below	
Dynamic range	$> 130$ dB	110 dB
Linearity / Phase	According to DIN 45669 (class 1)	
Cross axis sensitivity	According to DIN 45669 ( $< 5\%$ )	
Supply voltage	$\pm 5.0$ V	
Power consumption	$< 10$ mA (per axis)	$< 20$ mA
Output voltage	0 V $\pm$ 4.5 V	
Temperature range	$-30^{\circ}\text{C}$ to $+60^{\circ}\text{C}$	
Housing	Aluminium	
Protection	IP 65 (splash-proof)	
Self-Test	Integrated, active self-test (Mechanical and electronic tests)	

## MS2003+ triaxial

Dimensions	122 x 120 x 80 mm
Weight	1.55 kg
Connector	Metallic self-latching push-pull connector with positioning key
Accessories	Mounting platform with levelling screws, weight: 1.9 kg
Option	Connector for external z-axis

## MS2003+ single axis (horizontal or vertical)

Dimensions	80 x 75 x 57 mm
Weight	0.45 kg
Connection	0.5 m interconnection cable with metallic, self-latching push-pull connector with positioning key
Accessories	- Interconnection box (input for 3 single axis sensors, output like triaxial sensor) - Extension lead

## Ordering Information

		Product Codes
MS2003+ triaxial	Horizontal mounting	14.11.0222
Calibration certificate	In compliance with DIN 45669 part 3	30.10.0002
MS2003+ triaxial	For additional external vertical sensor	14.11.0223
Calibration certificate	In compliance with DIN 45669 part 3	30.10.0002
MS2003+ uniaxial	Horizontal mounting, vertical axis	14.11.0221
Calibration certificate	In compliance with DIN 45669 part 3	30.10.0003
MS2003+ uniaxial	Horizontal mounting, horizontal axis	14.11.0220
Calibration certificate	In compliance with DIN 45669 part 3	30.10.0004

Syscom Instruments SA  
Kornhausstrasse 15  
CH-8037 Zurich  
A member of the BARTEC Group

Phone +41 44 365 27 00  
Fax +41 44 362 06 50  
info@syscom.ch  
www.syscom.ch

**SYSCOM** Instruments.  
A Pleasure to Measure.



## MR2002-CE Civil Engineering System

The MR2002-CE RED BOX is a complete vibration monitoring system of rugged and modular design.

- Buildings
- Construction sites
- Tunneling
- Blasting monitoring
- Truck and rail traffic
- Industrial quality assurance
- Bridges
- Site evaluation
- Industrial vibrations
- Conforms to DIN 45669 C3HV 315/1

**Technical Specification**

Civil Engineering System – MR2002-CE

**Technical Specification****MR2002-CE  
Civil Engineering System****Data Acquisition**

Principle	3 individual delta-sigma modulators and digital filtering (32 bit DSP)
Recording	16 bit signed (2 bytes), optionally 24 bit signed (3 bytes)
Resolution	20 bit
Sampling-rate	50, 100, 200, 500, 800 sps, others on request
Number of channels	3 (X,Y,Z) data channels, 4 auxiliary channels (10 bit resolution)
Channel to channel skew	None
Dynamic range	> 114 dB @ 500 sps (RMS noise / RMS clip)
Data Filter	Digital CIC and FIR filter cut-off at 80% of Nyquist frequency -default
Additional Pre-defined filters	50 Hz low pass (200 sps), 156 Hz low pass (400 sps) 315 Hz low pass (800 sps) 1-100 Hz band pass (400 sps) 4-80 Hz band pass (400 sps) - KB-filter according to DIN 4150 Possibility to set-up user-defined filters
Trigger Filter	None - default Optional: User defined FIR or IIR digital filters

**Trigger and De-trigger:**

Principle	Level trigger
Channels	X,Y or Z axis, software- or external trigger
Trigger voting logic	Predefined AND or OR combinations
Level trigger	0.003 to 50% full scale
Smart Trigger /De-Trigger	Automatic adjustment of trigger level: - Increment / decrement - Decrement time 1-3600 seconds

**Microprocessor****Recording**

Principle	Event recording (full waveform) with on-line data compression AND continuous background recording mode (peak per period)
Optional	- Recording of KBFT (weighted peak values according to DIN 4150 part II), 30 second period length - Recording of 'Frequency versus Peak' histogram (with real-time FFT), 20 second period length

- Recording of 'Frequency versus Peak' with weighted frequency (SBR Dutch Code)
- Recording of peaks and peak vector sum (1-255 second period length)

Header	Contains status information at time of trigger and event summary
Pre-event recording	1 - 100 seconds (in 1 sec steps)
Post-event recording	1 - 100 seconds (in 1 sec steps)
Max. recording time	Event recording: unlimited, optionally split into files of 1-255 seconds length

### Alarm Triggers

Principle	Level trigger with unlimited signal 2 levels (individually settable for each axis)
Channels	OR combination of the 3 axis
Range	0.1 % to 100% full scale

### Clock

Primary Clock	20 ppm (10 min / year) with Lithium back-up battery (> 5 years autonomy)
Time code receiver	DCF

### Firmware

Principle	Multitasking environment, simultaneous data acquisition and communication (data retrieval or parameter setting)
Intelligent Alerting	System initiates communications or sends text message (SMS) when an event is detected or if the self-test feature detects a malfunction

### Display

4 LED	Power Supply, Run / Self-test, Recording / Memory use, Warning / Error
LC-Display	Status information, Peak values of the last event, important settings, time and sync information

## Memory

Primary Memory	Internal 2 MByte SRAM with backup battery
Organisation	Flat or ring-buffer (oldest recordings are overwritten by new ones) - or - Buffer memory for the mass storage device
Optional	Mass storage: removable CF disk (Compact Flash) (32 MByte up to 1 GByte), FAT formatted - directly readable by PC
Organisation	Read after write verification and retry in case of failure or removal of CF card
Recording capacity	Approx. 30 min/MByte (at 200s <sup>-1</sup> )

## Power Supply

Battery	Internal lead-acid gel cell 9 Ah, optionally additional external battery
Supply Voltage	AC 230 V, optionally AC 115 V, built-in battery charger
Power consumption	Approx. 200 mA @ 12 V (standard modules)
Autonomy (with int. battery)	Approx. 40 hours

## I/O and Connectors

Type	Metallic self-latching push-pull connectors with positioning key (LEMO)
Sensor	Bipolar input (0 ± 4 V)
RS-232	Communication with PC or Modem with full galvanic separation
External	Alarm relay output: Alarm 1, Alarm 2, Error Pushbutton for manual trigger
Printer / DCF	2nd RS-232 for printer Master-/Slave interconnection - or - DCF time code receiver
Line Power	Metallic connector with protective GND - internal power line filter

## Options/Ordering Information

		<b>Product Codes</b>
MR2002-CE	With AC supply 230 V	14.11.1060
	With AC supply 115 V: add kit	93.11.2110
Alarm Box	3 power relays to switch on /off external alarm devices with AC supply 85-253 V Includes internal MR relay board with 3 low voltage relays Power consumption approx. 40 mA @ 12 V	93.11.1041
DCF timing	Sets time information, accuracy 5 ms Power consumption approx. 4 mA @ 12 V	93.11.1080
Master-/Slave	Interconnects up to 4 MRs in a daisy chain network Current-loop interface 4-20 mA Tx/Rx, distance up to 1 km Power consumption approx. 40 mA @ 12 V	93.11.1100
Printer	Thermo transfer printer, powered by MR, incl. cable	93.11.1060
Red Safe	Mass-Storage on Compact Flash (CF-card), includes 32 MByte CF card Power consumption approx. 10 mA @ 12 V (average)	93.11.1070
Deep Red	Amplification option for MS2003+	78.00.0070
Red Alert	External GSM/GPRS 900/1800 MHz engine, powered by MR, incl. cable and antenna Includes MR Firmware option to send text messages (SMS) and dial-up Power consumption approx. 40 mA @ 12 V (average)	93.11.1050
LAN / WAN	External Ethernet interface (10/100 BASE-T - ISO 8877) Configuration via WEB Browser (remote configuration via https or SNMP) Power consumption approx. 75 mA @ 12 V	14.11.0171
WLAN (Wifi)	External WLAN interface (802.11b/g) Configuration via WEB Browser (remote configuration via https or SNMP) Power consumption approx. 75 mA @ 12 V	14.11.0175
Calibration certificate	In compliance with DIN 45669 part 3	30.10.0001

## Dimensions

Housing	Aluminum, 200 x 230 x 110 mm (250 x 230 x 110 with handles)
Weight	7.5 kg
Protection degree	IP 65 (splash-proof)

## Compliance with standards and regulations

Conformity	DIN 45669 - meets class 1 requirement SBR Dutch Code
Electrical Safety	In compliance with EN 50 081 and EN 50 082
EMI/RFI	In compliance with EN 61010
Environmental	In compliance with IEC 68-2 Shock: 30 g / 11 ms half-sine Heat: -20° up to +50°C Humidity: up to 100% rh Vibration: up to 5 g (operating)
Conformity	<b>CE</b>