



POLITÉCNICO  
DO PORTO



Instituto Superior de  
**Engenharia** do Porto

# CONTROLO DE VIBRAÇÕES NA PONTE PEDONAL SOBRE O RIO AVE EM SANTO TIRSO

Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira

Trabalho de síntese apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Politécnico do Porto para satisfação parcial dos requisitos da atribuição do Título de Especialista em Engenharia Civil

**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DO PORTO**

Trabalho de síntese para atribuição do Título de Especialista em Engenharia Civil

© Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira e ISEP, Setembro de 2013

À minha filha.

*To Engineers who, rather than blindly following the codes of practice, seek to apply the laws  
of Nature.*

*T.Y. Lin*



## **AGRADECIMENTOS**

No final deste trabalho agradeço a todas as pessoas que, de forma directa ou indirecta, tornaram possível a sua realização e contribuíram para o seu sucesso. Em particular, gostaria de aqui deixar uma palavra especial aos seguintes:

- ao Professor Hipólito de Sousa da FEUP, Administrador da SOPSEC SA, pela oportunidade de participar neste projecto e pela confiança depositada ao me entregar a responsabilidade pelo projecto de estabilidade da obra;
- aos Professores Álvaro Cunha e Elsa de Sá Caetano da FEUP, responsáveis do ViBest, pela constante disponibilidade no acompanhamento dos estudos dinâmicos de projecto e por todo o entusiasmo demonstrado na realização dos ensaios dinâmicos;
- à Professora Elsa de Sá Caetano, pela sua amizade e apoio incondicional;
- a toda a minha equipa de projecto, sem a qual nada disto teria sido possível;
- à Professora Cristina Pinto da Silva, Vice-Presidente do IPP, pela sua disponibilidade e por todos os esclarecimentos prestados no arranque da escrita deste trabalho;
- ao Professor Rui Gomes dos Santos, Presidente do Departamento de Engenharia Civil do ISEP, pelo seu constante incentivo para a escrita deste trabalho;
- ao Professor Carlos da Silva Félix, Coordenador da Secção de Estruturas do DEC do ISEP, pelo seu constante incentivo para a escrita deste trabalho;
- ao Professor José Filinto Trigo, pela sua amizade, incentivo e apoio incondicional;
- à minha filha Inês, por todo o tempo que não lhe pude dedicar.



## RESUMO

A nova ponte pedonal sobre o Rio Ave foi recentemente construída em Santo Tirso, no âmbito do projecto de requalificação da frente de rio da autarquia. Trata-se de uma estrutura em arco metálico, muito abatido, com 60m de corda central e 6m de flecha, e com extensão total de 84m. Tendo esta obra sido projectada pelo autor, o presente trabalho tem como objectivo descrever as sucessivas fases do estudo do seu comportamento dinâmico, com especial atenção às vibrações induzidas pela passagem de peões em corrida e ao desenvolvimento de um sistema de controlo de vibrações, composto por amortecedores de massas sintonizadas (TMD's), que foi instalado na estrutura.

Neste contexto, numa fase inicial são discutidos diversos aspectos sobre o comportamento dinâmico de pontes sob a acção pedonal, nomeadamente a caracterização experimental da referida acção, modelos de carga a aplicar em projecto e limites de conforto a respeitar no âmbito das recomendações internacionais actualmente existentes. São também apresentados sucintamente os sistemas de controlo de vibrações mais comuns em pontes pedonais, detalhando-se o funcionamento e princípios de dimensionamento dos TMD's.

Em seguida é apresentado o projecto da nova ponte pedonal sobre o Rio Ave, descrevendo-se a solução estrutural e os estudos dinâmicos levados a cabo em fase de projecto. São posteriormente apresentados e discutidos os resultados das campanhas de ensaios dinâmicos, realizados após o final da construção, que permitiram confirmar as conclusões obtidas em fase de projecto, assim como verificar a eficiência do sistema de controlo de vibrações dimensionado.

O trabalho termina com a apresentação das principais conclusões e também com um conjunto de ideias que permitem perspectivar novos tópicos de interesse em termos de investigação na continuidade do trabalho realizado.

**PALAVRAS-CHAVE:** Ponte pedonal, estrutura metálica, vibrações, peões, TMD.



**ABSTRACT**

The new footbridge over the Rio Ave was recently built in Santo Tirso as a part of the City Hall's program to improve the river banks pedestrian walkways. The bridge is mainly a steel arch, with a 60m central span and 6m rise, in a full extension of 84m. As one of the author's design projects, this work describes the phases in which the dynamic study of the structure was organized, with particular emphasis on pedestrian induced vibrations in running situations and on the development of a vibration control system, composed by tuned mass dampers (TMD's), that was installed in this structure.

In the initial chapters, several aspects about the dynamic behaviour of bridges under pedestrian loading are discussed, namely experimental methods of load characterization, load modelling and comfort levels to be met according to actual international recommendations. The most common damping systems for footbridges are also quickly presented, referring in detail the principles of design of TMD based systems.

Following this, the design project of the new footbridge is presented, describing the applied structural system and the dynamic studies developed in the design phase. Next, the results of the dynamic site tests, that allowed for the confirmation of the design results and for the efficiency check of the TMD's, are presented and discussed.

In the end, the main conclusions of the study are presented, as well as a series of ideas that might contribute for the development of new interesting research topics, allowing for the persecution of this theme's continuance.

**KEYWORDS:** Footbridge, steel structure, vibrations, pedestrians, TMD.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL .....	1
1.2. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	2
<b>2. COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES SOB A ACÇÃO PEDONAL</b> .....	5
2.1. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO PEDONAL.....	5
2.1.1. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL .....	5
2.1.2. MODELOS DE CARGA.....	10
2.1.2.1. Acção de peões individuais.....	10
2.1.2.2. Acção de grupos e fluxos contínuos de peões .....	19
2.2. CÁLCULO DA RESPOSTA DINÂMICA .....	23
2.3. LIMITES DE SEGURANÇA E CONFORTO .....	25
2.3.1. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA – ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO.....	25
2.3.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA – ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	29
2.3.3. CRITÉRIOS DE CONFORTO HUMANO.....	30
<b>3. SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES</b> .....	35
3.1. GENERALIDADES .....	35
3.2. SISTEMAS DE CONTROLO PASSIVO DE VIBRAÇÕES EM PONTES PEDONAIS.....	36
3.3. AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS (TMD’S) .....	39
3.3.1. DIMENSIONAMENTO DE UM SUPRESSOR DE VIBRAÇÕES.....	40
3.3.2. DIMENSIONAMENTO DE UM TMD PARA UMA ESTRUTURA SEM AMORTECIMENTO.....	44
3.3.3. DIMENSIONAMENTO DE UM TMD PARA UMA ESTRUTURA COM AMORTECIMENTO .....	50
3.3.3.1. Pré-dimensionamento da massa de TMD’s para controlo de vibrações induzidas por peões.....	54
3.3.3.2. Sensibilidade da resposta da estrutura face aos parâmetros do TMD .....	55

3.3.3.3. Aplicação de TMD's equivalentes .....	56
3.3.3.4. Determinação dos parâmetros dinâmicos após instalação dos TMD's .....	56
3.3.3.5. Cálculo simplificado da eficiência do TMD .....	60

## **4. PROJECTO DA NOVA PONTE PEDONAL SOBRE O RIO AVE .....**

63

### **4.1. APRESENTAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DA OBRA .....**

63

### **4.2. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL.....**

64

#### 4.2.1. GEOMETRIA GERAL.....

64

#### 4.2.2. FUNDAÇÕES .....

64

#### 4.2.3. SUPERESTRUTURA .....

66

#### 4.2.4. MATERIAIS .....

69

### **4.3. ESTUDOS DINÂMICOS EM FASE DE PROJECTO .....**

69

#### 4.3.1. METODOLOGIA .....

69

#### 4.3.2. MODELOS NUMÉRICOS DESENVOLVIDOS .....

70

#### 4.3.3. RESULTADOS OBTIDOS .....

73

#### 4.3.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES .....

77

## **5. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA OBRA CONSTRUÍDA ....**

79

### **5.1. INTRODUÇÃO .....**

79

### **5.2. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL.....**

79

### **5.3. ENSAIOS DE VIBRAÇÃO LIVRE .....**

84

#### 5.3.1. ENSAIO DE VIBRAÇÃO LIVRE COM LIBERTAÇÃO SÚBITA DE MASSA .....

84

#### 5.3.2. ENSAIOS DE VIBRAÇÃO LIVRE APÓS EXCITAÇÃO EM RESSONÂNCIA POR PEÃO.....

86

### **5.4. ENSAIOS DINÂMICOS COM PASSAGEM DE PEÕES .....**

87

### **5.5. SISTEMA DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES INSTALADO .....**

94

#### 5.5.1. DIMENSIONAMENTO DOS AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS .....

95

#### 5.5.2. VERIFICAÇÃO DA EFICIÊNCIA DOS TMD'S.....

97

## **6. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....**

99

### **6.1. SÍNTESE DO TRABALHO DESENVOLVIDO .....**

99

### **6.2. RESULTADOS OBTIDOS.....**

100

**6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....101**



## 1

**INTRODUÇÃO****1.1. ENQUADRAMENTO GERAL**

Durante o passado século XX, os engenheiros de pontes observaram um elevado número de mudanças neste domínio. As acções previstas na regulamentação evoluíram de acordo com os avanços nos sistemas de transportes, os materiais de construção como o aço e o betão viram as suas características melhoradas e novos materiais, como os compósitos, começaram a surgir. Em paralelo, todos os conhecimentos teóricos sobre comportamento estrutural e métodos de análise evoluíram rápida e positivamente. Isto criou inúmeras oportunidades para inovar e levou assim ao desenvolvimento de soluções progressivamente mais sofisticadas para o problema básico de criar uma ponte sobre um obstáculo que se pretende ultrapassar.

Desde a Antiguidade que as pontes em arco têm oferecido uma solução estrutural universalmente aceite. Um dos presidentes da Academia Real Inglesa terá alegadamente afirmado: “As pessoas compram sempre quadros que contêm arcos; gostam de olhar através de um arco”. De facto, nos últimos anos tem vindo a consolidar-se a ideia de que estas pontes oferecem soluções duráveis, económicas e de uma forma geral bem enquadradas com o meio ambiente. E apesar de todos os avanços técnicos referidos no parágrafo anterior, esta forma clássica mantém-se muito presente na engenharia contemporânea, continuando assim a colocar desafios aos novos engenheiros, seja na manutenção do património existente, seja na construção de novas obras.

As sucessivas edições da Conferência Internacional sobre Pontes em Arco, que ocorre desde 1995, têm mostrado que a sua construção é ainda um aspecto chave da engenharia de estruturas ao mesmo tempo que têm contribuído para o intercâmbio e disseminação da informação e consequente desenvolvimento do conhecimento nesta área. O crescente interesse sobre os aspectos do seu comportamento dinâmico e sísmico tem vindo a tornar-se mais visível, com o aumento do número de comunicações submetidas sobre este tema nas últimas duas conferências (Portugal 2007 e China 2010), tendo mesmo sido incluídas, nos programas das conferências, sessões especiais sobre “ensaios dinâmicos de pontes em arco”.

Embora os efeitos dinâmicos raramente causem o colapso de pontes, o seu impacto no conforto dos utilizadores tem de ser levado em conta durante as fases de concepção e análise estrutural. Considerando que as construções modernas tendem a ser progressivamente mais esbeltas e leves, rapidamente se conclui que este é um aspecto cuja importância se tem vindo a fazer sentir cada vez mais entre os engenheiros de pontes. Particular incidência é notada no caso das pontes pedonais, onde a aplicação de formas e materiais estruturais inovadores atinge o seu pico e os requisitos de ordem estética e de conforto em serviço são decisivos, pelo facto de serem obras normalmente enquadradas em meio urbano, com relevante impacto social e arquitectónico.

A procura de soluções cada vez mais arrojadas e estruturalmente exigentes, associadas à utilização de materiais leves e de alta resistência, tende a originar pontes pedonais com maiores vãos, menor massa e coeficientes de amortecimento mais baixos. Consequentemente, na última década surgiram vários exemplos nos quais as vibrações verticais ou laterais induzidas pela acção dos peões influenciam severamente o conforto destes últimos e, por conseguinte, limitam a sua utilização. A *Millennium Bridge* em Londres e a *Passerelle Solferino* em Paris tornaram-se famosas pela apreciável amplitude de oscilação lateral que exibiram no dia da inauguração, devido à interacção dos peões com a estrutura. Em ambos os casos, o comportamento dinâmico foi posteriormente melhorado, aumentando o amortecimento da estrutura através da inclusão de amortecedores viscosos e de massas sintonizadas.

O desenvolvimento do conhecimento sobre o comportamento dinâmico das estruturas sob a acção dos peões, associado ao custo cada vez mais reduzido dos sistemas de amortecimento passivo (especialmente quando comparado com as possíveis alternativas), tem levado a generalização da sua utilização. Em vez de constituírem uma solução de recurso após identificação de um problema com a entrada em serviço da ponte, cada vez mais projectos prevêem a utilização de dispositivos de controlo de vibrações desde as suas fases iniciais. Foi este o caso do projecto da ponte pedonal sobre o Rio Ave em Santo Tirso, uma ponte em arco metálico sobre a qual versa o presente trabalho.

## 1.2. OBJECTIVOS E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Independentemente do material utilizado na construção, as pontes pedonais são susceptíveis aos efeitos dinâmicos induzidos por peões em certos intervalos de vãos. No caso das vibrações verticais, esta susceptibilidade está claramente evidenciada em vãos superiores a 50m, enquanto vãos de 80m a 120m são frequentemente vulneráveis a vibrações horizontais e, em particular, aos fenómenos de sincronização lateral [8].

Os problemas de vibração identificados na *Passerelle Solferino* e, posteriormente, na *Millennium Bridge*, suscitaram uma investigação aprofundada sobre o tema, da qual resultaram recentes recomendações de projecto [9] estabelecendo metodologias para a quantificação das acções e para a caracterização de níveis de conforto em pontes pedonais. Estas constituem presentemente uma ferramenta importante no projecto de pontes pedonais, permitindo a identificação em fase de projecto da sua susceptibilidade às vibrações induzidas por peões, o potencial melhoramento do seu comportamento através de uma criteriosa escolha de materiais e condições de ligação e finalmente, quando tal seja necessário, o pré-dimensionamento de sistemas vocacionados para a mitigação de vibrações e a definição de reforços locais da estrutura para a sua adequada instalação.

A construção da nova ponte pedonal sobre o Rio Ave suscitou em particular a aplicação da metodologia preconizada pelas recomendações do projecto HIVOSS [10]. Estudos dinâmicos levados a cabo pelo autor (enquanto responsável pelo projecto de estabilidade) com o apoio do Laboratório de Vibrações e Monitorização da FEUP (ViBest) permitiram identificar em fase de projecto potenciais fenómenos ressonantes associados a um conjunto de frequências naturais da ponte, o que levou à identificação da eventual necessidade de instalação de um conjunto de amortecedores de massas sintonizadas (TMD's), a fim de mitigar as vibrações verticais, e ao seu pré-dimensionamento. A incerteza relacionada com as características dinâmicas da ponte, nomeadamente frequências naturais e coeficientes de amortecimento, levou à imposição da realização de um estudo experimental da estrutura após construção, no sentido de confirmar e reavaliar a necessidade de instalação de TMD's e, posteriormente, ao seu dimensionamento e à verificação da correspondente eficiência.

O presente trabalho pretende, então, apresentar e discutir os estudos realizados e demonstrar a efectividade da abordagem utilizada. A sua organização desenvolve-se em seis capítulos, o primeiro dos quais é o presente capítulo introdutório.

No segundo capítulo é feita a revisão do estado da arte relativo à caracterização experimental da acção induzida pelos peões, bem como das recomendações internacionais sobre os modelos de carga a utilizar em projecto para determinar o nível de vibrações expectável em pontes pedonais. É também revista a metodologia de cálculo da resposta dinâmica de uma estrutura sob a acção dos peões assim como os limites de segurança em conforto constantes das citadas recomendações internacionais e que deverão ser aplicados no projecto de pontes pedonais.

No terceiro capítulo são apresentados vários tipos de sistemas de controlo de vibrações aplicáveis a pontes pedonais. É posteriormente detalhado o funcionamento dos amortecedores de massas sintonizadas (TMD's) em particular, explicando-se a filosofia do seu dimensionamento para cargas harmónicas, como o é a acção pedonal, e indicando um método simplificado de estimativa da sua eficiência.

No quarto capítulo é apresentado o projecto da nova ponte pedonal sobre o Rio Ave, em Santo Tirso, sendo a obra devidamente localizada e enquadrada e descritas todas as soluções estruturais aplicadas. São ainda explicados detalhadamente todos os estudos dinâmicos levados a cabo em fase de projecto, as conclusões retiradas e o pré-dimensionamento do sistema de controlo de vibrações, que se previu ser necessário instalar para garantir o conforto de todos os utilizadores da ponte.

No quinto capítulo são detalhadamente revistos os resultados obtidos com os ensaios realizados no âmbito da campanha de caracterização experimental do comportamento dinâmico da obra construída (ensaios de vibração ambiental, vibração livre e dinâmicos com passagem de peões), sendo estabelecidas comparações com os resultados fornecidos anteriormente pelos estudos de projecto e retiradas as consequentes conclusões. É ainda caracterizado o sistema de controlo de vibrações final instalado, o seu dimensionamento e posterior verificação da sua eficiência através da realização de uma nova campanha de ensaios, sendo comentadas as diferenças verificadas no comportamento dinâmico da ponte.

Por último, sumarizam-se no sexto capítulo as conclusões do trabalho realizado, sintetizando os resultados obtidos em cada fase do processo e tecendo algumas considerações relativa a trabalhos futuros que venham a ser desenvolvidos neste domínio.



# 2

## COMPORTAMENTO DINÂMICO DE PONTES SOB A ACÇÃO PEDONAL

### 2.1. CARACTERIZAÇÃO DA ACÇÃO PEDONAL

A consciência acerca da significativa relevância dos efeitos da acção pedonal sobre as obras de arte não é recente. De facto, encontram-se diversos exemplos de pontes inglesas do século XIX que apresentavam avisos relativos à circulação de peões, interditando a passagem de militares em marcha ou de multidões em passo sincronizado. Tais avisos foram motivados pelo colapso de uma ponte na cidade de Broughton, em 1831 [1]. Esta ponte constitui, aliás, o primeiro caso conhecido de colapso de uma obra de arte devido aos efeitos dinâmicos da acção dos peões. Mais recentemente foi registada a queda de uma ponte na China, em 1994, devido ao movimento deliberadamente sincronizado de um grupo de estudantes, tendo o acidente causado 38 mortes [2].

Na actualidade, a acção dinâmica dos peões é geralmente encarada como um problema de serviço e não como um risco de colapso das estruturas [1, 3], o que não diminui, contudo, a relevância do seu estudo.

#### 2.1.1. CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL

Nas últimas décadas, muitos estudos foram realizados com o intuito de caracterizar os efeitos do movimento dos peões nas estruturas. Vários autores realizaram medições das forças dinâmicas exercidas sobre o piso pelo pé de um peão em andamento, através de células de carga colocadas sobre um pavimento rígido e estacionário. Tais medições permitiram obter um registo temporal das forças verticais e horizontais envolvidas [5]. Refira-se que uma parte significativa desta investigação foi realizada na área da Biomecânica, com o objectivo de detectar diferenças entre o movimento de peões saudáveis e peões com determinados problemas de saúde [1].

Apesar do movimento de peões induzir forças, não só na direcção vertical, como também nas direcções transversal e longitudinal, a componente vertical foi a mais exaustivamente estudada, uma vez que a sua grandeza é muito superior à das componentes nas outras direcções. A Figura 2.1 apresenta a variação típica das forças impostas por um peão em caminhada ao longo do seu movimento [5]. As curvas representadas, denominadas funções de carga, são características de determinado tipo de andamento e a sua configuração exacta depende de um número elevado de parâmetros, de natureza mais ou menos complexa e que variam de indivíduo para indivíduo.

Observando em pormenor a força vertical exercida pelo pé em caminhada, verifica-se que existem dois picos onde as forças aplicadas são mais elevadas, sendo que o primeiro corresponde ao momento

do contacto do calcanhar com o pavimento, enquanto o segundo diz respeito ao momento em que apenas a biqueira do pé contacta com o solo.

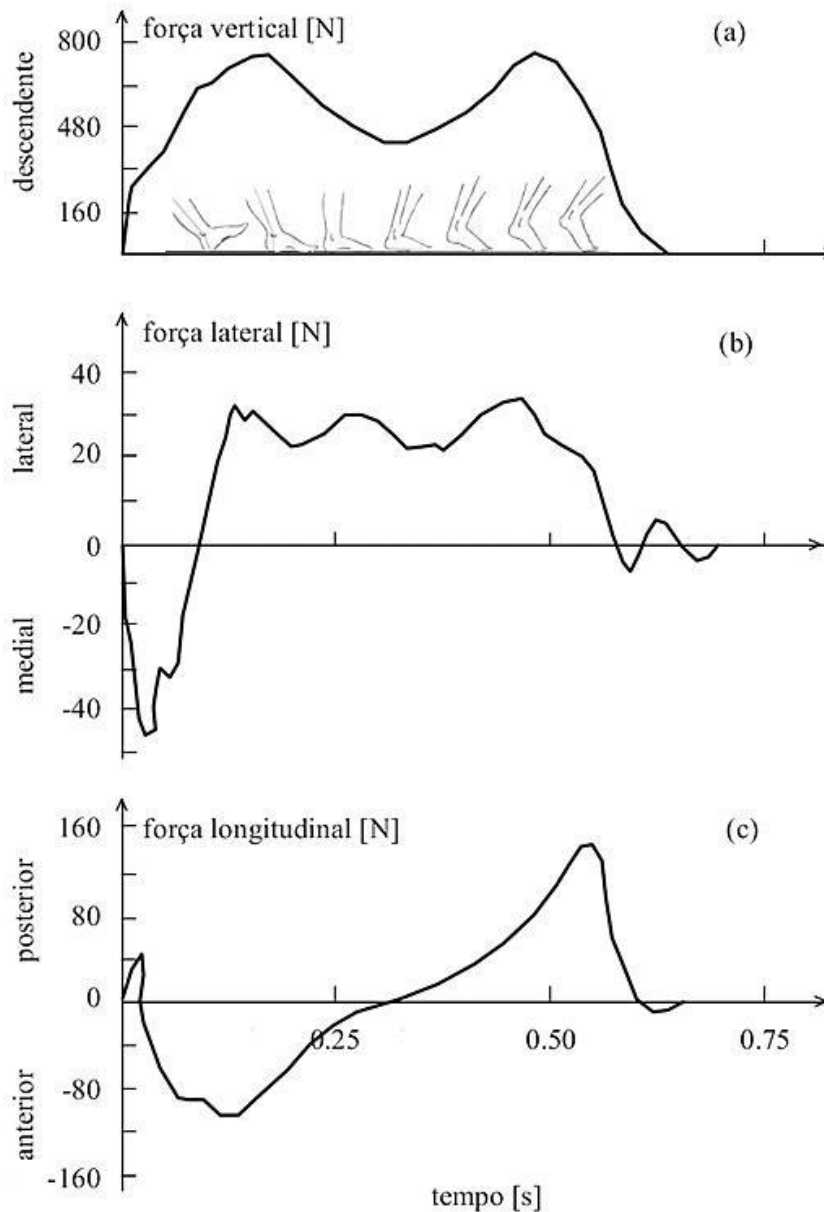


Fig.2.1. – Registos temporais de um passo em caminhada na direcção vertical, lateral e longitudinal [5]

Um levantamento exaustivo da investigação realizada neste campo foi feito por Zivanovic [1]. De entre as publicações apresentadas, destaca-se o trabalho de Wheeler, no início da década de 1980, que sistematizando o trabalho de outros autores, definiu correlações entre os parâmetros que influenciam as funções de carga. Desta forma, Wheeler sugeriu relações entre a frequência da passada e outros aspectos relevantes como o comprimento da passada, a velocidade, a força de pico e o tempo de contacto do pé com o solo. As suas conclusões estão graficamente expressas na Figura 2.2, adaptada para português por Alves [5].

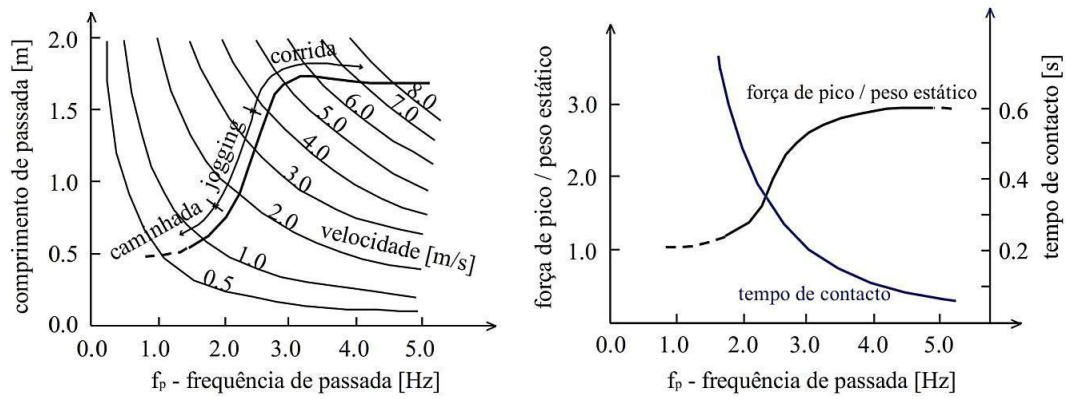


Fig.2.2. – Relação entre a frequência da passada e outros parâmetros caracterizadores da acção dos peões, de acordo com Wheeler [5]

A forma das funções de carga depende não só dos parâmetros referidos mas sobretudo do tipo de movimento do peão. Assim, enquanto que em caminhada o peão mantém contacto contínuo com o solo, traduzindo-se a sua acção por uma função contínua, em corrida a função de carga é descontínua e caracterizada por um pico único. O contacto com o solo dá-se, por isso, num intervalo de tempo mais reduzido, o que resulta num coeficiente dinâmico mais elevado, isto é, maior valor da razão entre a força de pico e o peso estático do peão. Observa-se igualmente que esse valor é proporcional à velocidade da passada [5]. As funções de carga para diferentes frequências da passada encontram-se representadas na Figura 2.3.

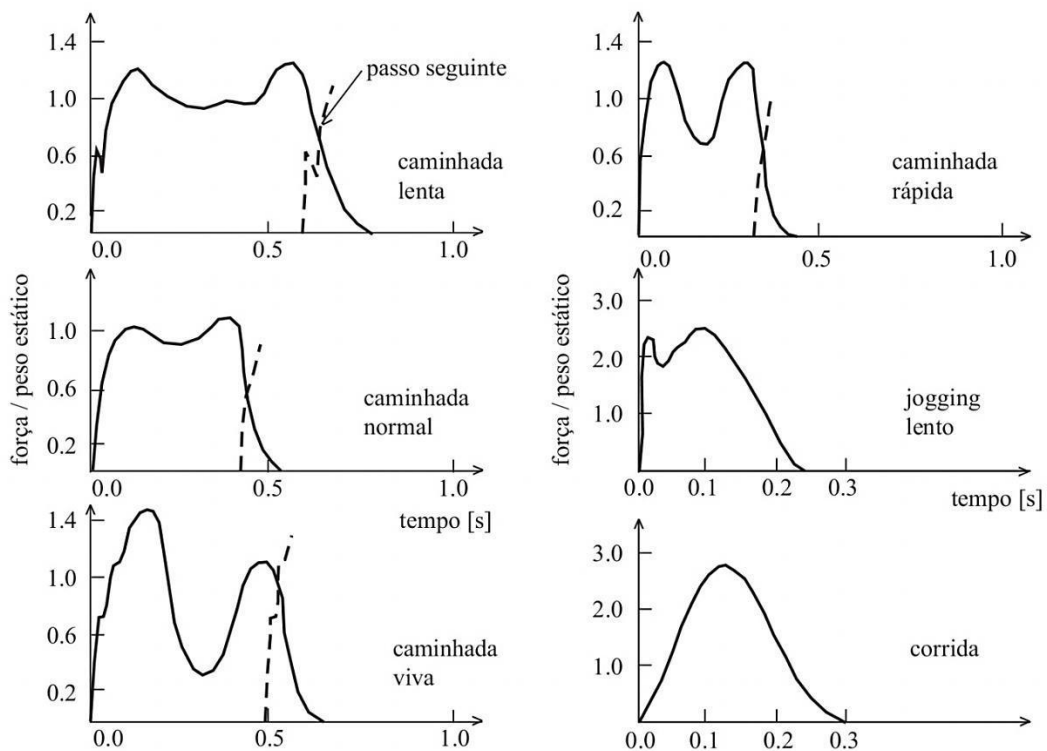


Fig.2.3. – Funções de carga de um peão para diferentes frequências de passada, de acordo com Wheeler [5]

Wheeler concluiu nos seus estudos que a frequência da passada de um peão está balizada sensivelmente entre os 1.7Hz em caminhada lenta e 3.2Hz em corrida rápida, correspondendo o andamento normal a uma frequência de aproximadamente 2.0Hz [3]. Tais conclusões foram posteriormente validadas e detalhadas por Matsumoto, que realizou pela primeira vez um estudo estatístico com vista à caracterização da função de carga vertical de um peão em caminhada. O estudo, que partiu de uma amostra de 505 indivíduos, concluiu que as frequências seguem uma distribuição gaussiana de média igual a 2.0Hz e desvio padrão de 0.173Hz [1].

Mais recentemente, o projecto europeu SYNPEX [6] fez um estudo de 1000 passagens de peões para caracterizar a função de carga, com um universo de 100 indivíduos, tendo obtido funções densidade de probabilidade da frequência de passada para vários tipos de andamento, à semelhança de Matsumoto. O estudo concluiu que, na realidade, a média de frequências é um pouco inferior a 2.0Hz, cifrando-se nos 1.8Hz. No entanto, questões como a população escolhida podem influenciar os resultados, havendo sempre alguma incerteza quanto à fiabilidade dos dados medidos [5]. As funções densidade de probabilidade da frequência de passada de acordo com o SYNPEX encontram-se representadas na Figura 2.4.

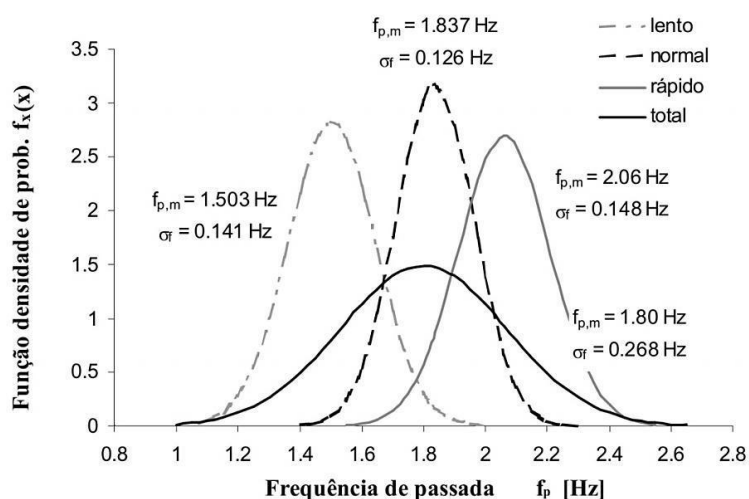


Fig.2.4. – Funções densidade de probabilidade da frequência de passada, de acordo com o SYNPEX [5]

Os estudos realizados no projecto SYNPEX permitiram também estabelecer relações entre a altura dos indivíduos e a frequência da passada para diferentes tipos de movimento, bem como relacionar a frequência da passada com o tempo de contacto com o pavimento e com o coeficiente dinâmico da força exercida. Para além disso, foi igualmente estudado o comportamento dos peões face a oscilações laterais do pavimento, de forma a caracterizar os efeitos de sincronização lateral [6].

Relativamente a outros tipos de movimento, como peões em corrida, o trabalho de investigação existente é notoriamente mais escasso. De facto, no final da década de 1980, Rainer efectuou medições da força exercida por peões em caminhada e em corrida. O estudo cingiu-se, contudo, à análise de apenas três indivíduos, não sendo por isso estatisticamente representativo [1].

No que diz respeito à acção de vários peões a movimentarem-se sobre o tabuleiro de uma ponte, esta pode tornar-se particularmente gravosa na hipótese de o andamento dos peões ser sincronizado, isto é, de circularem em fase com uma frequência de passada idêntica. Na realidade, quando peões circulam

em grupo, não é provável que todos os indivíduos circulem de forma sincronizada, da mesma forma que é improvável que a totalidade circule de forma aleatória. O próprio movimento dos peões é influenciado pela quantidade de pessoas que circulam na ponte e a compreensão destes aspectos assume hoje um papel importante. Neste contexto, o termo “grupo” refere-se a um número limitado de pessoas deslocando-se à mesma velocidade, enquanto o termo “fluxo contínuo” está relacionado com uma distribuição uniforme de peões sobre o tabuleiro que, função da densidade pedonal, poderão ter que ajustar as características do seu movimento em função do espaço disponível [5]. Deste modo, os fluxos de peões podem acarretar, além da sincronização entre peões, uma sincronização entre estes e a estrutura. O Quadro 2.1 identifica as principais características associadas a diversas densidades de fluxos contínuos de peões, de acordo com a investigação realizada no âmbito do projecto SYNPEX.

Quadro 2.1. – Características de diversas densidades de fluxos contínuos de peões [5]

Densidade pedonal $d$ [P/m <sup>2</sup> ]	Características
0.2	Pode-se caminhar confortável e livremente Ultrapassagem de outros peões sem dificuldades Cada indivíduo pode escolher o ritmo que deseja
0.5	Tráfego significativamente denso A liberdade de movimentos é limitada de forma intermitente
1.0	A liberdade de movimento é reduzida Situação pouco confortável Não é possível ultrapassar
1.5	Tráfego muito denso e marcha desconfortável Apenas é possível dar pequenos passos Razoável apenas durante um curto espaço de tempo

Dados experimentais obtidos por Fujino na *Toda Park Bridge*, em Tóquio, com vibrações assinaláveis na direcção lateral, confirmaram que o grau de sincronização dos 2000 peões que circulavam no tabuleiro rondava os 20% [5], um número muito significativo e bastante superior às estimativas realizadas até então. Os estudos levados a cabo por Dallard [7] na *Millennium Bridge*, bem como trabalhos anteriores relativos aos problemas detectados na *Passerelle Solferino*, permitiram concluir que, quando a densidade de peões aumenta, o grau de sincronização também sobe, uma vez que o movimento dos peões passa a estar mais condicionado pelas limitações de espaço. Nestes dois casos foi também observado que, se as vibrações ocorrerem na direcção lateral, os peões tendem a sincronizar a passada não só entre si mas também com o movimento da estrutura, dado que este tipo de comportamento dinâmico condiciona de forma mais gravosa o movimento humano do que vibrações na direcção vertical. Este fenómeno, designado na literatura por *lock-in*, tem sido alvo de intensa investigação nos anos recentes mas, uma vez que o problema não se colocou no caso de estudo em apreço, não será desenvolvido no presente trabalho.

Dados experimentais do projecto SYNPEX permitiram relacionar a densidade de peões com a velocidade de andamento e esta com a frequência da passada para grupos de peões, sendo estas conclusões sintetizadas no Quadro 2.2.

Quadro 2.2. – Relação entre densidade pedonal, velocidade e frequência da passada em fluxos de peões (SYNPEX) [5]

Densidade pedonal $d$ [P/m <sup>2</sup> ]	Velocidade de andamento $v$ [m/s]	Frequência de passada $f_p$ [P/m <sup>2</sup> ]
0.2	1.45	1.93
0.5	1.30	1.81
1.0	1.04	1.61
1.5	0.79	1.41

Bachmann [4] descreve o efeito de vários peões em caminhada da seguinte forma: se dois peões se deslocarem em caminhada na zona de meio vão de uma ponte, a resposta induzida por cada um deles irá sobrepor-se, produzindo vibrações com amplitudes que em certos momentos se adicionam ou subtraem, dependendo da frequência e fase dos peões. Assim, a amplitude de deslocamentos da ponte não será constante e exibirá variações que resultam da interferência das duas respostas. À medida que o número de peões aumenta e os seus efeitos se adicionam, podem ocorrer vibrações de maior amplitude. No entanto, as dimensões do tabuleiro limitam o número de peões que podem circular a uma dada velocidade e a existência de sincronização só é provável para frequências de passada entre 1,6Hz e 2,4Hz.

### 2.1.2. MODELOS DE CARGA

O objetivo dos estudos enunciados anteriormente é a definição de modelos de carga analíticos que possam ser empregues em fase de projecto. Na revisão bibliográfica realizada por Zivanovic [1] são referidos alguns dos aspectos que fazem dessa modelação um processo complexo. No presente trabalho serão apresentados e discutidos alguns modelos de carga determinísticos no domínio do tempo, por constituírem a abordagem mais comum ao problema, sendo diferenciados os modelos aplicáveis a peões individuais e a grupos e fluxos de peões.

#### 2.1.2.1. Acção de peões individuais

A carga periódica imposta pelos peões em movimento pode ser definida por um somatório de harmónicos através de um desenvolvimento em série de Fourier [1]. Esta formulação é traduzida pela expressão (2.1.):

$$F_p(t) = G + \sum_{i=1}^n G \cdot \alpha_i \cdot \sin(2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t - \phi_i) \quad (2.1.)$$

onde  $G$  representa o peso do peão em N,  $\alpha_i$  o coeficiente de Fourier do  $i$ -ésimo harmónico, também conhecido na literatura como factor de carga dinâmico ou “dynamic load factor” (DLF),  $f_p$  a frequência da passada em Hz,  $\phi_i$  o ângulo de fase do  $i$ -ésimo harmónico,  $i$  o número de ordem do harmónico e  $n$  o número total de harmónicos considerados.

Quanto maior o número de harmónicos utilizados, mais a função de carga se aproximará do seu valor real. Diferentes autores tentaram, por isso, identificar os coeficientes de Fourier e os ângulos de fase dos harmónicos que compõem a função de carga do movimento dos peões de forma a obter a sua expressão analítica, registando-se contudo alguma dispersão dos resultados obtidos [3].

Blanchard sugeriu um primeiro modelo de carga na década de 1970, posteriormente adoptado pela norma britânica BS 5400-2 [5, 8]. O seu trabalho sugeriu um modelo simples para estudo do primeiro modo de vibração vertical, contabilizando apenas a contribuição do primeiro harmónico da acção. O valor de amplitude normalizada sugerido, isto é, a razão entre a amplitude do harmónico e o peso do peão, foi de 0,257 para um peão de peso igual a 700N. Este modelo está limitado, todavia, a pontes com frequência de vibração vertical até 4Hz. Para frequências entre 4Hz e 5Hz, Blanchard sugere a aplicação de um coeficiente de redução linear de forma a ter em consideração a menor amplitude do segundo harmónico da acção, uma vez que o primeiro harmónico em caminhada não consegue excitar frequências mais elevadas [1].

Na Figura 2.5. representa-se um exemplo da função de carga com este modelo, para um peão de peso igual a 700N e uma frequência de passada igual a 1,80Hz (frequência média da passada de um peão, de acordo com os resultados do projeto SYNPEX, anteriormente referidos).

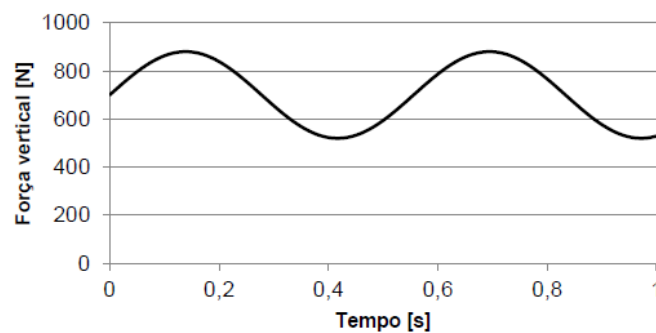


Fig.2.5. – Função de carga para um peão com  $G=700\text{N}$  e  $f_p=1,80\text{Hz}$ , de acordo com Blanchard

A simplicidade do modelo faz com que seja muito limitado na sua aplicação, reflectindo a fraca compreensão da acção dos peões existente na altura. Na sua revisão bibliográfica, Alves [5] refere que, “para frequências entre 1,6Hz e 2,4Hz, o facto de se ignorar a forte dependência da amplitude do primeiro harmónico com a frequência da passada constitui uma importante limitação deste modelo”, alertando ainda para o facto de, sendo o contributo do primeiro harmónico bastante baixo para frequências mais elevadas, a resposta pode, para esses casos, ser sobrestimada.

De facto, Bachmann e Ammann [4] sugeriram, no final dos anos 80 do século passado, um modelo mais robusto para a caminhada, baseando-se nos seus estudos e no trabalho desenvolvido por outros autores. O seu trabalho evidencia, através de estudos de um peão em caminhada com  $f_p = 2,0\text{Hz}$ , que o deslocamento lateral do centro de gravidade do peão ocorre a metade da frequência da passada, ao contrário do que sucede na direcção longitudinal, onde a acção apresenta uma frequência idêntica à direcção vertical. Para além disso, os autores procuraram determinar a influência de cada harmónico da acção nas diferentes direcções, estando os resultados representados na Figura 2.6. Os autores justificam ainda o aparecimento de sub-harmónicos na acção horizontal com o facto de a força exercida por cada pé em caminhada não ser exactamente idêntica.

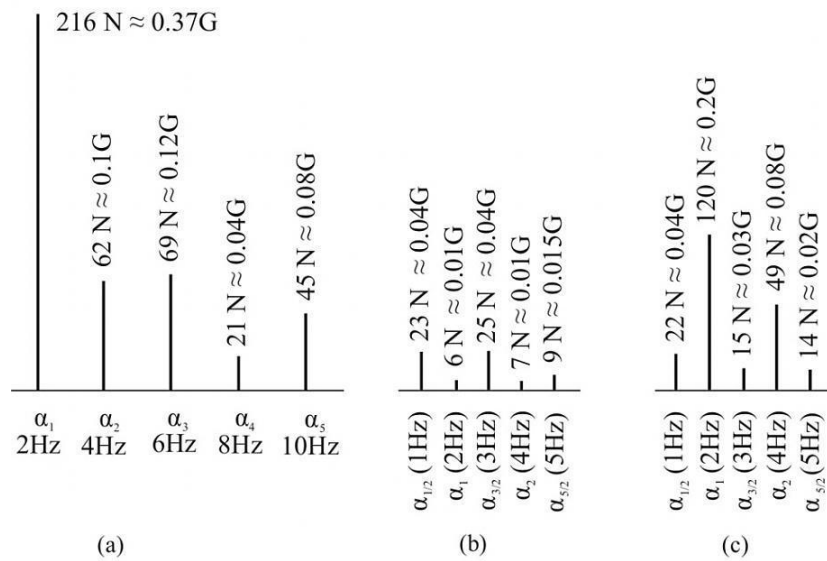


Fig.2.6. – Coeficientes de Fourier para a acção de um peão em caminhada, na direcção vertical (a), lateral (b) e longitudinal (c), com  $G=587N$  e  $f_p = 2,0Hz$  [4]

Bachmann e Ammann sugerem a adopção de um modelo de carga vertical para a caminhada composto por três harmónicos, em conformidade com os resultados da Figura 2.6. A amplitude do primeiro harmónico é definida em função da frequência da passada, adoptando-se o valor de 40% do peso estático do peão para frequências inferiores a 2,0Hz e fazendo variar linearmente a amplitude desse valor até 50% do peso para uma frequência de 2,4Hz. Quanto aos restantes dois harmónicos, é indicado um valor de 10% para a amplitude normalizada para frequências próximas de 2,0Hz.

Relativamente aos ângulos de fase do segundo e terceiro harmónicos e devido ao grande número de parâmetros de que dependem, caracterizam-se por uma grande dispersão de valores. Apesar disso, os autores indicam que para simulações numéricas pode adoptar-se o valor de  $\pi/2$  para ambos. A força induzida por um peão em caminhada é normalmente condicionada apenas pelo primeiro harmónico, pelo que os ângulos de fase acabam por não ter uma grande importância na modelação da acção. Na Figura 2.7. representa-se a função de carga vertical para um peão em caminhada, de acordo com Bachmann e Ammann, para uma frequência de passada de 1,80Hz e peso do peão de 700N.

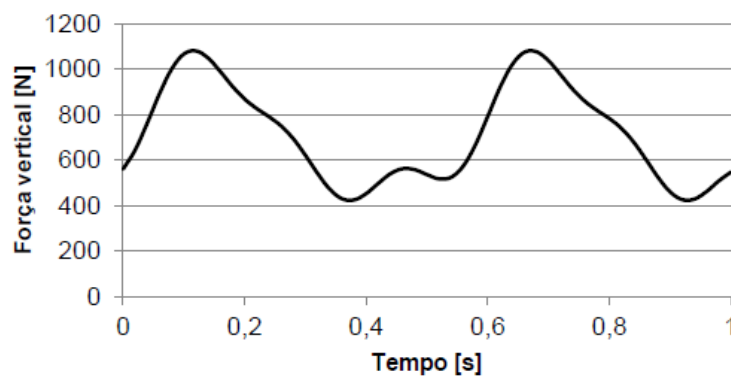


Fig.2.7. – Função de carga vertical para um peão com  $G=700N$  e  $f_p=1,80Hz$ , de acordo com Bachmann [4]

Relativamente às acções horizontais, Bachmann sugere funções de carga em conformidade com os coeficientes de Fourier indicados na Figura 2.6. Neste caso, a expressão (2.1.) é aplicada sem a primeira parcela uma vez que o valor médio é nulo, isto é, no instante  $t=0$  o peão não exerce qualquer carga no plano horizontal, ao contrário do que se verifica na direcção vertical. Adicionalmente são também contabilizados os sub-harmónicos 1/2, 3/2 e 5/2 pelos motivos anteriormente explicitados. Os ângulos de fase são aproximadamente nulos. Representa-se na Figura 2.8. a função de carga na direcção lateral e na Figura 2.9. a função de carga na direcção longitudinal, ambas para um peão de peso igual a 700N e para uma frequência de passada de 1,80Hz.

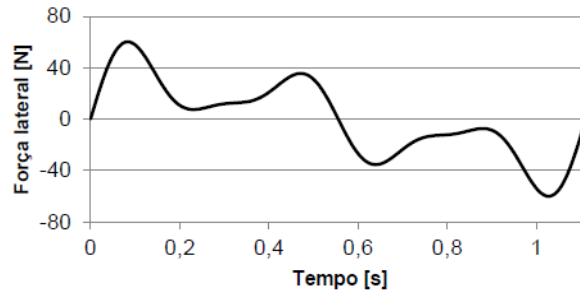


Fig.2.8. – Função de carga lateral para um peão com  $G=700\text{N}$  e  $f_p=1,80\text{Hz}$ , de acordo com Bachmann [4]

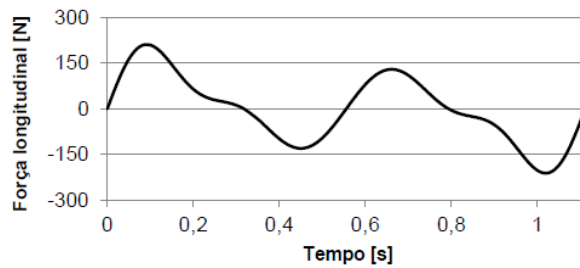


Fig.2.9. – Função de carga longitudinal para um peão com  $G=700\text{N}$  e  $f_p=1,80\text{Hz}$ , de acordo com Bachmann [4]

Outro aspecto relevante do trabalho de Bachmann e Ammann foi a caracterização da carga relativa a um peão em corrida. A função de carga para esta situação (caracterizada por ser descontínua e por ter um único máximo, como já referido), é expressa por uma sequência de impulsos semi-sinusoidais [4] e pode ser traduzida pela seguinte expressão:

$$F_p(t) = \begin{cases} k_p \cdot G \cdot \sin\left(\pi \cdot \frac{t}{t_p}\right) & t \leq t_p \\ 0 & t_p < t \leq T_p \end{cases} \quad (2.2.)$$

em que  $k_p$  é fator de impacto dinâmico, isto é, a razão entre o valor máximo da força aplicada e o peso do peão,  $t_p$  é o tempo de contacto do pé com o pavimento e  $T_p$  é o período da passada, isto é, o inverso da frequência da passada  $f_p$ .

O tempo de contacto  $t_p$  pode ser determinado através da relação gráfica obtida por Wheeler, representada na Figura 2.2. Alternativamente, Alves [5] sugere a utilização da expressão (2.3.), obtida por ajuste ao gráfico da Figura 2.2.

$$t_p = \frac{2}{f_p^{2.13}} \quad (2.3.)$$

O factor de impacto dinâmico  $k_p$  é calculado através da igualdade entre o integral da função de carga durante uma passada e o peso estático do peão, uma vez que a energia potencial é constante [4]. Através dessa consideração, obtém-se a seguinte expressão [5]:

$$k_p = \frac{\pi}{4} \cdot f_p^{2.13} \quad (2.4.)$$

Na Figura 2.10. representa-se um exemplo da função de carga em corrida formulada por Bachmann e Ammann, para um peão de peso igual a 700N e uma frequência de passada de 3,0Hz.

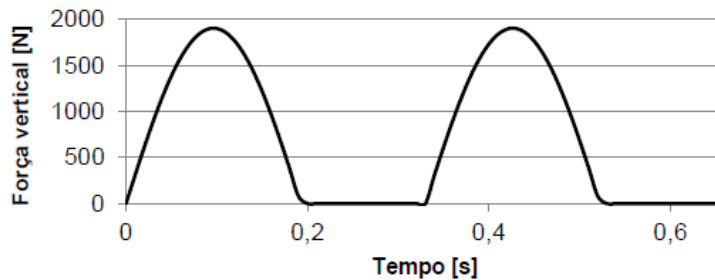


Fig.2.10. – Função de carga vertical para corrida ( $G=700\text{N}$  e  $f_p=3,00\text{Hz}$ ), de acordo com Bachmann [4]

A função de carga para um peão em corrida pode igualmente ser traduzida através de uma série de Fourier, passando a ser dada pela expressão (2.5.).

$$F_p(t) = G + \sum_{i=0}^{\infty} \alpha_i \cdot \cos \left[ 2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot \left( t - \frac{t_p}{2 \cdot i} \right) \right] \quad (2.5.)$$

Bachmann e Ammann [4] propõem o uso de quatro harmónicos, cujos coeficientes de Fourier são dados na Figura 2.11. em função do quociente entre o tempo de contacto com o solo,  $t_p$ , e o período da passada,  $T_p$ .

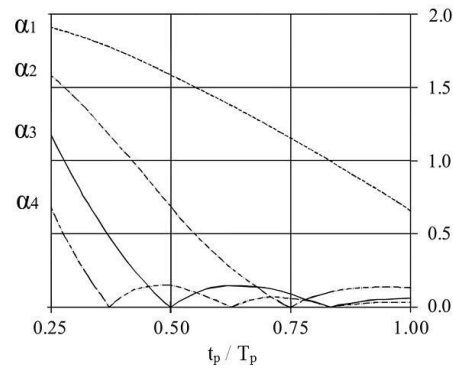


Fig.2.11. – Ábaco para determinação dos coeficientes de Fourier dos primeiros 4 harmônicos da função de carga da corrida, segundo Bachmann e Ammann [4]

Um estudo semelhante foi conduzido por Rainer que, como referido, realizou medições com três indivíduos em caminhada, corrida e salto rítmico [1]. Deste modo, definiu coeficientes de Fourier para cada um destes tipos de movimento em função da frequência da passada. Apesar da pouca representatividade dos resultados obtidos, a sua importância prende-se com a falta de outros estudos relativos à corrida, sendo portanto uma alternativa ao trabalho desenvolvido por Bachmann. Os coeficientes de Fourier obtidos indicam-se na Figura 2.12.

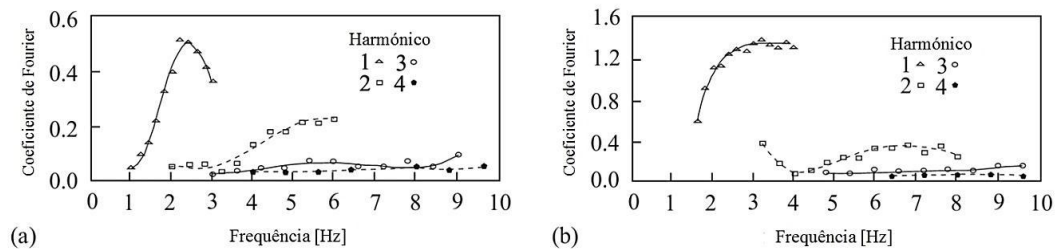


Fig.2.12. – Coeficientes de Fourier para caminhada (a) e corrida (b), de acordo com Rainer [1]

Posteriormente, diversos autores sugeriram outros valores para os coeficientes de Fourier para peões em caminhada. Young estudou os resultados obtidos em vários projetos de investigação e definiu valores médios e de dimensionamento para os quatro primeiros harmônicos, indicados no Quadro 2.3., bem como princípios básicos para projeto relativos à modelação de acções pedonais, que são usados pela empresa inglesa Arup Consulting Engineers [1].

Quadro 2.3. – Coeficientes de Fourier para a caminhada, de acordo com Young [1]

	Valor médio	Valor de dimensionamento
$\alpha_1$	$0.37(f_p - 0.95) \leq 0.5$	$0.41(f_p - 0.95) \leq 0.56$
$\alpha_2$	$0.054 + 0.088f_p$	$0.069 + 0.0112f_p$
$\alpha_3$	$0.026 + 0.015f_p$	$0.033 + 0.0192f_p$
$\alpha_4$	$0.010 + 0.0204f_p$	$0.013 + 0.026f_p$

Recentemente, dois estudos de grande importância foram desenvolvidos com o objectivo de expandir o conhecimento existente relativo a acções pedonais em caminhada e de sintetizar as conclusões em recomendações técnicas passíveis de serem utilizadas em projecto. O primeiro foi realizado em França, pelo SÉTRA [9], e concluiu que relativamente à função de carga vertical, as amplitudes dos harmónicos são idênticas às indicadas por Bachmann e Ammann [4], ressalvando apenas que para andamento lento ( $f_p \approx 1,0\text{Hz}$ ) o coeficiente de Fourier correspondente ao primeiro harmónico é de 10%, em vez dos 40% indicados por Bachmann, indo assim de encontro ao observado em ensaios experimentais. Por outro lado, o SÉTRA indica ainda funções de carga horizontais, recomendando a utilização dos coeficientes de Fourier constantes do Quadro 2.4.

Quadro 2.4. – Coeficientes de Fourier para a caminhada, no plano horizontal, segundo o SÉTRA [9]

	Direção lateral	Direção longitudinal
$\alpha_{1/2}$	0.05	0.04
$\alpha_1$	0.01	0.20
$\alpha_{3/2}$	0.05	0.03
$\alpha_2$	0.01	0.10

Comparando com a Figura 2.6. é possível verificar que a amplitude normalizada dos harmónicos é quase idêntica à de Bachmann. A supressão do harmónico  $\alpha_{5/2}$ , face às funções de carga idealizadas por Bachmann, não altera significativamente o modelo. No que diz respeito à direcção longitudinal, o SÉTRA acrescenta que é uma componente que tem “em geral, pouca influência na maioria das pontes pedonais” [9]. Nas suas recomendações para projecto, o SÉTRA define funções de carga simplificadas, compostas apenas por um harmónico, que se indicam em seguida.

$$F_{p,vert}(t) = G \cdot [1 + 0.4 \cdot \sin(2\pi \cdot f_p \cdot t)] \quad (2.6.)$$

$$F_{p,lat}(t) = 0.05 \cdot G \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{f_p}{2} \cdot t\right) \quad (2.7.)$$

$$F_{p,long}(t) = 0.2 \cdot G \cdot \sin(2\pi \cdot f_p \cdot t) \quad (2.8.)$$

Por último, destaca-se o projecto europeu SYNPEX [6], que através dos estudos referidos em 2.2.1 definiu os parâmetros caracterizadores da função de carga da caminhada: a duração do carregamento, os dois máximos e o mínimo local entre eles e as variações inicial e final da força registadas. Os parâmetros medidos indicam-se na Figura 2.13.

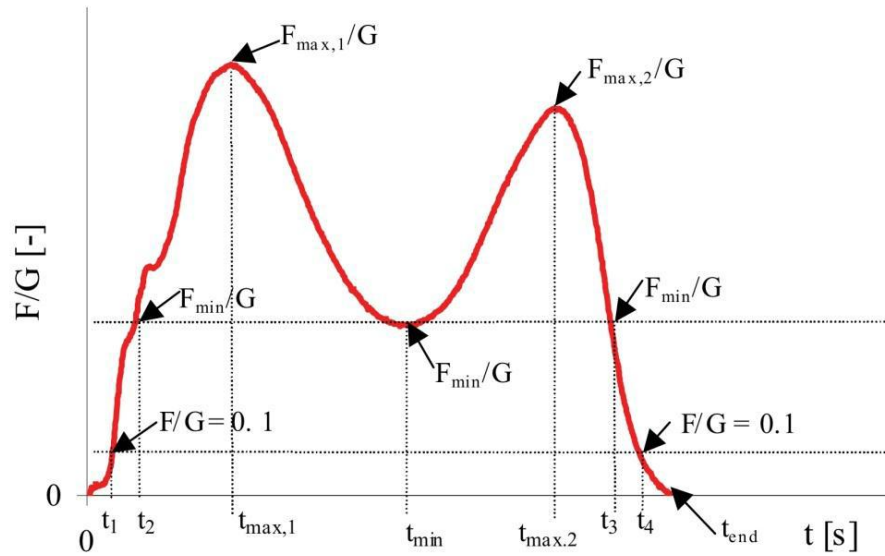


Fig.2.13. – Parâmetros da função de carga medidos no âmbito do projecto europeu SYNPEX [6]

Com base nestes resultados, foram indicados coeficientes de Fourier e ângulos de fase para os primeiros quatro harmónicos da função de carga, indicados nos Quadros 2.5 e 2.6, respectivamente. Um exemplo de função de carga para um peão de peso igual a 700N e frequência de passada de 1.80Hz é também indicado na Figura 2.14.

Quadro 2.5. – Coeficientes de Fourier dos 4 primeiros harmónicos para um peão em caminhada (SYNPEX) [5, 6]

Coeficiente de Fourier do harmónico i	
$\alpha_1$	$0.0115f_p^2 + 0.2803f_p - 0.2902$
$\alpha_2$	$0.0669f_p^2 + 0.1067f_p - 0.0417$
$\alpha_3$	$0.0247f_p^2 + 0.1149f_p - 0.1518$
$\alpha_4$	$-0.0039f_p^2 + 0.0285f_p - 0.0082$

Quadro 2.6. – Ângulos de fase dos 4 primeiros harmónicos para um peão em caminhada (SYNPEX) [5, 6]

Coeficiente de Fourier do harmónico i	
$\phi_1$	0
$\phi_2$	$-1.741f_p^2 + 8.359f_p - 6.768$
$\phi_3$	$-2.633f_p^3 + 14.306f_p^2 - 24.982f_p + 14.171, \quad f_p < 2 \text{ Hz}$
	$14.192f_p^3 - 93.508f_p^2 + 204.657f_p - 148.456, \quad f_p \geq 2 \text{ Hz}$
$\phi_4$	$0.597f_p - 1.137$

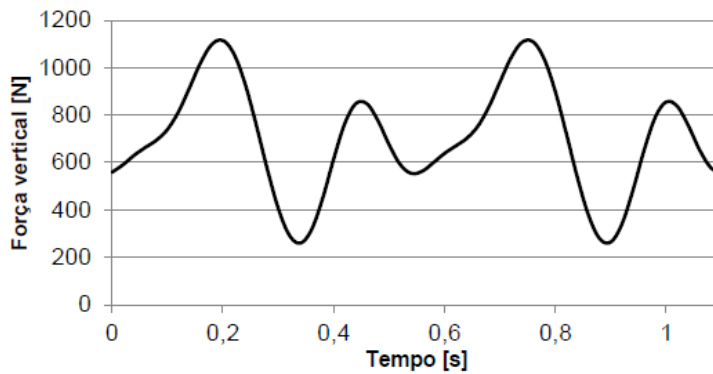


Fig.2.14. – Função de carga vertical para um peão em caminhada ( $G=700N$  e  $f_p=1.80Hz$ ) – SYNPEX

Procurou-se ainda definir os parâmetros da função de carga na direcção lateral, à semelhança do que foi feito para a direcção vertical. Concluiu-se, contudo, que existe uma enorme dispersão de resultados de indivíduo para indivíduo, não tendo por isso o SYNPEX produzido um modelo de carga para a acção lateral de um peão. Todavia e recorrendo ao integral das séries temporais da força lateral experimentalmente, foi apresentado um coeficiente de força dinâmica equivalente,  $DLF_{lat,eq}$ , que permite a determinação de uma função discreta equivalente à acção lateral. Sobre este coeficiente, o SYNPEX indica que não apresenta correlação com a frequência da passada e que o seu valor médio é de 0.038. O cálculo do valor do coeficiente de força dinâmica é representado na Figura 2.15.

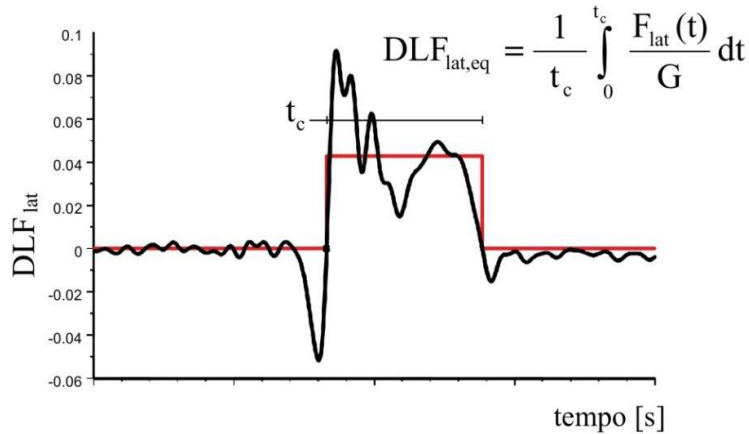


Fig.2.15. – Valor do coeficiente de força dinâmica equivalente e representação gráfica da função de carga lateral equivalente, de acordo com o SYNPEX [6]

A expressão (2.9.) traduz a função de carga equivalente para a acção lateral exercida por um peão em caminhada [5].

$$F_{p,lat}(t) = \begin{cases} 0.043 \cdot G \cdot (-1)^{int(t/f_p)}, & t > t_p - T_p \\ 0, & t \leq t_p - T_p \end{cases} \quad (2.9.)$$

O tempo de contacto  $t_p$  pode ser obtido com a função de regressão determinada para a direcção vertical [5], indicada na expressão (2.10.).

$$t_p = 0.2846 \cdot f_p^2 - 1.5164 \cdot f_p + 2.5091 \quad (2.10.)$$

#### 2.1.2.2. Acção de grupos e fluxos contínuos de peões

No trabalho de investigação conduzido pelo SÉTRA [9], foram realizadas 500 simulações através do Método de Monte Carlo, com vista à determinação do número de peões sincronizados, tendo-se definido o valor de  $n_{eq}$  como o número de peões sincronizados correspondente ao percentil 95%. Para densidades inferiores a um peão por metro quadrado, o SÉTRA estabelece uma expressão considerando que os peões se deslocam com frequências de passada que seguem uma distribuição normal e fases aleatórias. Para densidades superiores, considera-se que os peões circulam com a mesma frequência da passada e fases aleatórias. O valor de  $n_{eq}$  é dado pela seguinte função:

$$\begin{cases} n_{eq} = 10.8 \cdot \sqrt{n \cdot \xi}, & d < 1.0 P/m^2 \\ n_{eq} = 1.85 \cdot \sqrt{n}, & d \geq 1.0 P/m^2 \end{cases} \quad (2.11.)$$

em que  $\xi$  é o coeficiente de amortecimento do modo de vibração em estudo e  $n$  é o número de peões no tabuleiro, que pode ser expresso pelo produto da densidade de peões pela área útil do tabuleiro. Verifica-se assim que, para densidades de peões elevadas, a sincronização deixa de estar dependente do amortecimento da estrutura. O valor da carga distribuída na direcção em análise é dado por:

$$p_i(t) = d \cdot \lambda \cdot \psi_{k,i} \cdot [\alpha_i \cdot G \cdot \cos(2\pi \cdot f_i \cdot t)] \quad (2.12.)$$

em que  $d$  é a densidade de peões no tabuleiro,  $\lambda$  é o quociente entre  $n_{eq}$  e o número de peões total,  $\psi_{k,i}$  é um coeficiente redutor tendo em conta o risco de ressonância no harmónico de ordem  $k$  da acção dos peões para o modo de ordem  $i$ . O seu valor é dado pelo gráfico representado na Figura 2.16. O peso do peão  $G$  a considerar é de 700N. A parte estática da acção dos peões não está incluída na expressão indicada, pelo que deve ser incluída na massa da ponte. Relativamente aos coeficientes de Fourier, o SÉTRA indica para o primeiro harmónico os valores de  $\alpha_{1, \text{vert}} = 0.40$ ,  $\alpha_{1, \text{long}} = 0.20$  e  $\alpha_{1, \text{lat}} = 0.05$  e para o segundo os valores  $\alpha_{2, \text{vert}} = 0.10$ ,  $\alpha_{2, \text{long}} = 0.05$  e  $\alpha_{2, \text{lat}} = 0.01$ .

O modelo de carga referido é utilizado nas recomendações de projecto do SÉTRA. A sua aplicação deve ser feita de acordo com a configuração do modo em análise, isto é, a um modo de vibração vertical corresponderá uma acção distribuída na direcção vertical, não devendo ser aplicadas forças harmónicas distribuídas noutras direcções em simultâneo. Para além disso, por forma a verificar-se a resposta mais desfavorável, o sentido da força deve estar em concordância com o sinal da deformação modal, conforme se indica no exemplo da Figura 2.17.

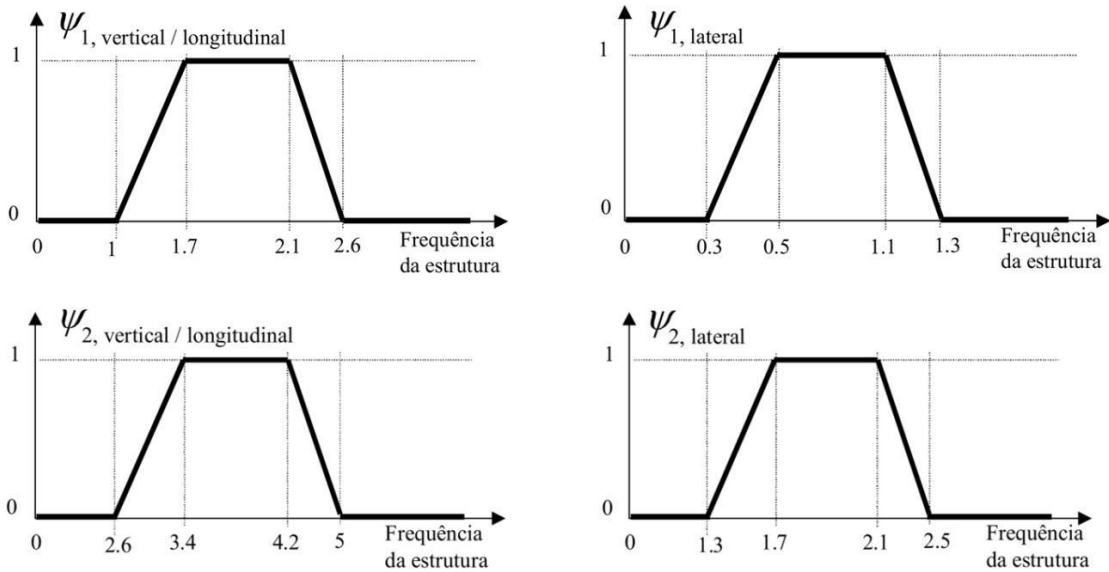


Fig.2.16. – Coeficiente redutor referente ao primeiro e segundo harmónico, nas direcções vertical, longitudinal e lateral [9]

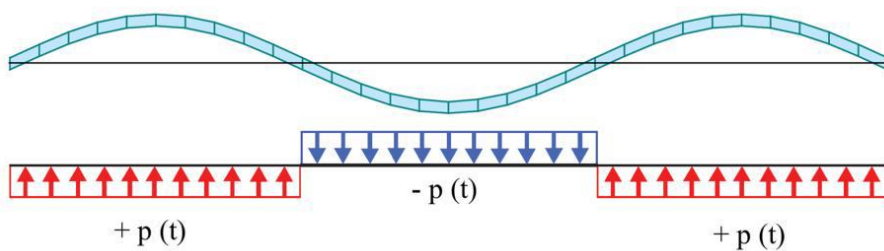


Fig.2.17. – Sinal da carga distribuída para um modo de vibração vertical [9]

O projeto SYNPEX [6] e subsequentes recomendações europeias HIVOSS [10] adoptam um modelo idêntico ao do SÉTRA para fluxos contínuos de peões. O SYNPEX sugere, todavia, um modelo específico para grupos de peões em corrida lenta, considerando peões deslocando-se a uma velocidade de 3m/s, com sincronia perfeita de frequência e fase com a frequência natural do modo de vibração em análise. Para peões em corrida com frequências de passada e velocidade superiores, considera-se não ser provável a ocorrência de sincronização dos peões. A expressão analítica da carga é dada por:

$$F_{p,grupo}(t) = n \cdot G \cdot [1 + \psi_1 \cdot \alpha_1 \cdot \sin(2\pi \cdot f_p \cdot t)] \quad (2.13.)$$

sendo  $n$  o número de peões do grupo,  $\psi_1$  um coeficiente redutor cujo valor é expresso na Figura 2.18 e  $\alpha_1$  é o coeficiente de Fourier do primeiro harmónico da acção, aqui tomado como constante e igual a 1.79.

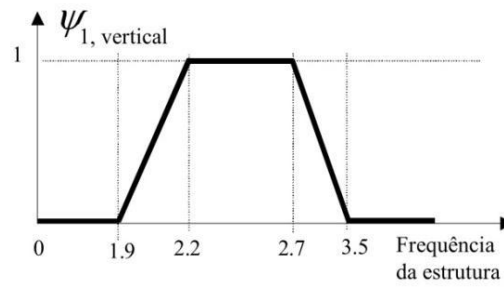
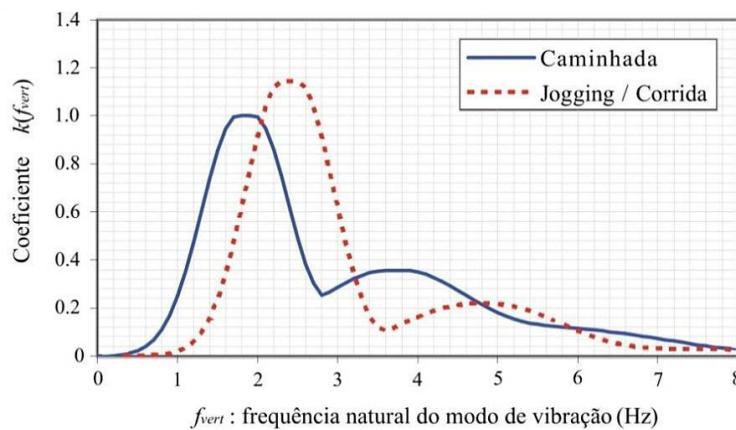


Fig.2.18. – Coeficiente redutor da amplitude da carga vertical em corrida, de acordo com SYNPEX [6]

Por fim, o Anexo Nacional da norma britânica BS EN 1991-2 aconselha também um modelo de carga vertical a utilizar para grupos de peões [11], com semelhanças relativamente aos modelos já apresentados. A expressão da carga é dada por:

$$F_{p,grupo}(t) = k(f_{vert}) \cdot n_{eq} \cdot [\alpha_1 \cdot G \cdot \sin(2\pi \cdot f_{vert} \cdot t)] \quad (2.14.)$$

em que  $k(f_{vert})$  é um coeficiente redutor de natureza semelhante ao coeficiente  $\psi_1$  dos modelos do SÉTRA e SYNPEX, que traduz a redução da amplitude do segundo harmónico da acção face ao primeiro, bem como a incerteza da sincronização da frequência da passada dos peões com a frequência natural do modo em análise, sendo o seu valor indicado na Figura 2.19,  $f_{vert}$  é a frequência natural do modo de vibração em estudo,  $n_{eq}$  é o número de peões sincronizados equivalente no grupo de  $n$  peões, dado pela equação (2.15),  $G$  assume o valor de 700N e  $\alpha_1$  é igual a 0.4 para grupos em caminhada e 1.3 para grupos em corrida.

Fig.2.19. – Coeficiente  $k(f_{vert})$  em função da frequência natural do modo de vibração em estudo [11]

$$n_{eq} = \sqrt{1 + \gamma \cdot (n - 1)} \quad (2.15.)$$

Na expressão (2.15.),  $\gamma$  é um coeficiente (ver Figura 2.20) que traduz a combinação de acções não sincronizadas num grupo de peões, dependendo do coeficiente de amortecimento da estrutura e do vão efectivo,  $L_{eff}$ . Este varia consoante o modo de vibração em análise, sugerindo a norma uma metodologia de cálculo específica. No entanto, pode adoptar-se o valor conservativo de  $L_{eff} = L$ .

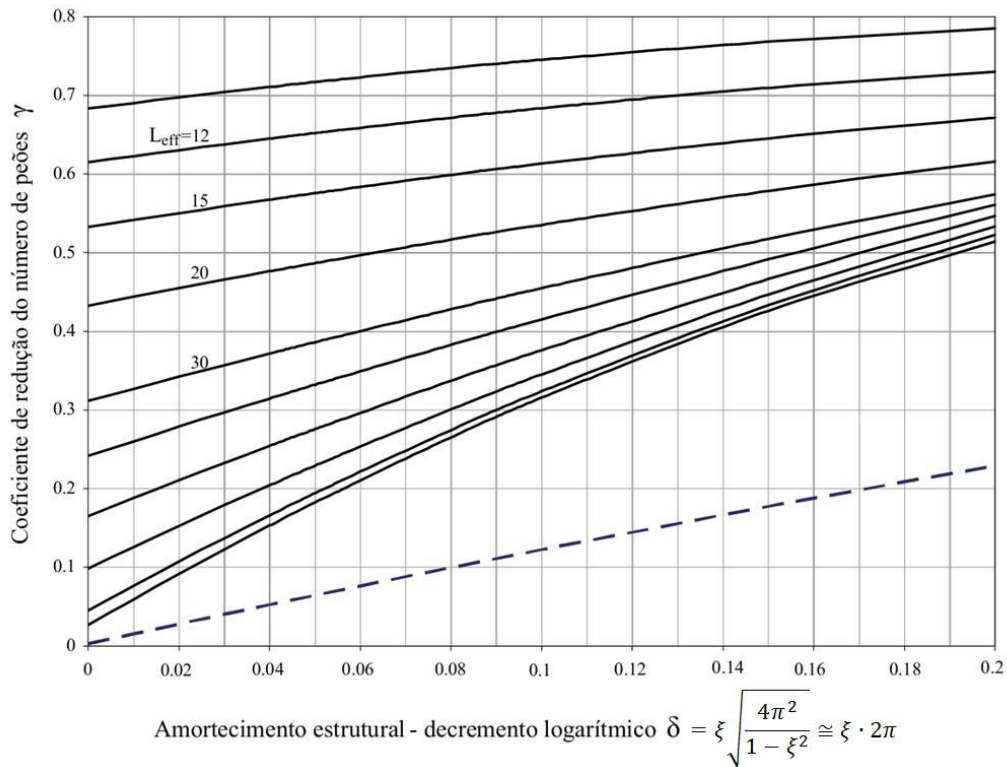


Fig.2.20. – Valor do coeficiente  $\gamma$ , função do amortecimento da estrutura e do vão efectivo [11]

Relativamente a fluxos de peões, a BS EN 1991-2 indica uma carga harmónica estacionária, uniformemente distribuída e aplicada de acordo com o disposto na Figura 2.17, expressa por:

$$p_{vert}(t) = d \cdot \lambda \cdot k(f_{vert}) \cdot [\alpha_1 \cdot G \cdot \sin(2\pi \cdot f_{vert} \cdot t)] \quad (2.16.)$$

sendo  $\lambda$  a taxa de sincronização dos peões, definida por:

$$\lambda = \frac{n_{eq}}{n} = 1.8 \cdot \sqrt{\frac{\gamma}{\beta \cdot S \cdot d}} \quad ; \quad \beta = 0.634 \cdot \frac{L_{eff}}{L} \quad (2.17.)$$

sendo  $S$  é a área útil do tabuleiro e  $d$  a densidade de peões em circulação na ponte. A massa dos peões deve, à semelhança do modelo do SÉTRA, ser incluída na massa da ponte.

## 2.2. CÁLCULO DA RESPOSTA DINÂMICA

A resposta dinâmica de uma estrutura sob a acção dos peões pode expressar-se em termos de tensões, deslocamentos, velocidades, acelerações ou outro parâmetro afectado pelas vibrações que lhe são induzidas. Os parâmetros mais relevantes em serviço relacionam-se com questões de conforto dos utilizadores da ponte, procurando-se garantir que os deslocamentos, a velocidade e em particular a aceleração de pico se encontram abaixo de um dado limite estabelecido de acordo com os requisitos específicos da obra. Por outro lado, em estado limite último, importa acautelar a segurança da estrutura, essencialmente através da verificação da resistência e da estabilidade dos elementos estruturais e controlo de deslocamentos e verificação da capacidade dos elementos secundários e da sua interface com a estrutura, face ao nível de vibração que pode ocorrer.

De um modo geral, a avaliação dos efeitos da vibração de uma estrutura pode ser realizada desde que seja possível estabelecer simultaneamente um modelo numérico da estrutura e das acções que nela actuam. No ponto 2.1 apresentaram-se diversos modelos determinísticos das acções induzidas por peões em situações de uso corrente. A modelação numérica deverá traduzir o comportamento real da estrutura o mais fielmente possível, traduzindo eventuais não-linearidades e todos os efeitos relevantes que afectem os resultados obtidos, podendo ser validada por resultados teóricos conhecidos ou por calibração com resultados experimentais.

No contexto da análise dinâmica, as estruturas complexas de engenharia civil podem ser descritas como sistemas com um grande número de graus de liberdade [5]. A equação clássica de equilíbrio dinâmico [12] estabelece que:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}(t) = \mathbf{P}(t) \quad (2.18.)$$

em que  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  e  $\mathbf{K}$  representam respectivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez,  $\mathbf{P}$  o vector solicitação,  $\mathbf{u}$  o vector dos deslocamentos e  $\dot{\mathbf{u}}$  e  $\ddot{\mathbf{u}}$  a sua primeira e segunda derivada temporal, respectivamente, ou seja, vectores velocidade e aceleração. As matrizes têm dimensão  $n \times n$  e os vectores dimensão  $n \times 1$ , sendo  $n$  o número de graus de liberdade do sistema em estudo.

A resolução da equação de equilíbrio dinâmico de um sistema pode ser feita através de vários métodos. O mais simples é o Método da Sobreposição Modal, através do qual o sistema de  $n$  equações a  $n$  incógnitas indicado na expressão (2.18.) é transformado em  $n$  equações desligadas (isto é,  $n$  equações ortogonais), associadas a cada um dos modos de vibração da estrutura, como se indica na equação (2.19.) [12].

$$\ddot{Y}_n(t) + 2 \cdot \xi_n \cdot \omega_n \cdot \dot{Y}_n(t) + \omega_n^2 \cdot Y_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} \quad (2.19.)$$

Nesta equação,  $\ddot{Y}_n$ ,  $\dot{Y}_n$  e  $Y_n$  representam a aceleração, velocidade e deslocamento generalizados,  $\xi_n$  é o coeficiente de amortecimento do  $n$ -ésimo modo de vibração,  $\omega_n$  é a frequência angular desse mesmo modo e  $P_n$  e  $M_n$  representam a força e massa modais do modo de vibração  $n$ .

As configurações dos modos de vibração, bem como as suas frequências naturais, podem ser determinadas através da solução do problema de valores e vectores próprios da dinâmica de estruturas, expresso pela equação (2.20.):

$$(K - \omega^2 \cdot M) \cdot \phi = 0 \quad (2.20.)$$

em que  $\phi$  é o vector das componentes modais de um dado modo de vibração.

A resposta estrutural pode, deste modo, ser representada pela sobreposição dos modos que caracterizam a resposta, através da expressão (2.21.).

$$x(t) = \phi_1 \cdot Y_1(t) + \phi_2 \cdot Y_2(t) + \dots + \phi_n \cdot Y_n(t) \quad (2.21.)$$

Quanto maior o número de modos de vibração utilizados, mais fiel à realidade será a resposta estrutural obtida. A contribuição de cada modo de vibração pode ser estimada através de um parâmetro denominado por massa modal efectiva, que pode ser interpretado como a parte da massa total da estrutura que responde à solicitação em cada modo [12]. Desta forma, é possível realizar uma análise simplificada calculando a resposta global como uma sobreposição das respostas dos modos mais relevantes, obtendo ainda assim resultados representativos do comportamento real do sistema.

Em alternativa, pode recorrer-se a métodos de integração directa para a resolução da equação (2.18.), o mais comum dos quais sendo o Método de Newmark, disponível na grande maioria dos softwares de elementos finitos.

Ao contrário do Método da Sobreposição Modal, os métodos de integração directa não limitam a avaliação da resposta dinâmica da estrutura à contribuição de um número limitado de modos de vibração. Este aspecto, apesar de permitir resultados mais fidedignos, pode ser causador de problemas se existirem modos que não estejam bem caracterizados pela modelação e que possam, dessa forma, ter um impacto negativo nos resultados. A definição correcta do amortecimento estrutural é fundamental para evitar esses problemas.

A matriz de amortecimento,  $C$ , é geralmente calculada com base na matriz de amortecimento de Rayleigh, ou seja, a matriz de amortecimento é obtida por uma combinação linear das matrizes de rigidez e de massa, como se indica na equação (2.22.).

$$C = \alpha \cdot M + \beta \cdot K \quad (2.22.)$$

Os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  podem ser determinados a partir da seguinte expressão [12]:

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \cdot \frac{\omega_m \cdot \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \cdot \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -\frac{1}{\omega_n} & -\frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} \quad (2.23.)$$

em que  $\omega_m$  e  $\omega_n$  são as frequências angulares dos modos de ordem  $m$  e  $n$  e  $\xi_m$  e  $\xi_n$  os respectivos coeficientes de amortecimento. Esta relação é traduzida graficamente pela Figura 2.21.

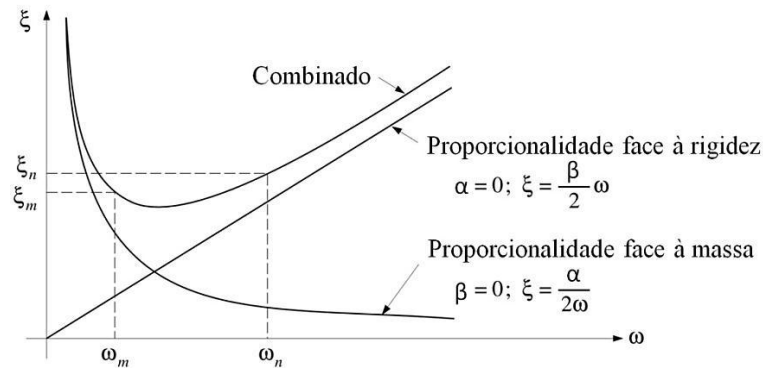


Fig.2.21. – Relação entre o coeficiente de amortecimento e a frequência angular para o amortecimento de Rayleigh [12]

Conclui-se assim que uma escolha criteriosa dos modos a utilizar na determinação da matriz de amortecimento de Rayleigh influenciará significativamente os resultados obtidos. Outro parâmetro de grande importância é o incremento de tempo a utilizar na integração,  $\Delta t$ , sendo prática comum a utilização de um incremento da ordem de 1/10 do período do último modo de vibração com contribuição significativa para a resposta estrutural.

## 2.3. LIMITES DE SEGURANÇA E CONFORTO

### 2.3.1. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA – ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

Se um utilizador de uma ponte pedonal sentir vibrações incómodas capazes de gerar uma sensação de receio ou medo, será provável que tente evitar a sua travessia. Trata-se, portanto, efectivamente, de uma perda de funcionalidade que deverá ser objecto de análise em fase de projecto. A principal causa de níveis de vibração elevados deve-se à possibilidade de ocorrência de fenómenos de ressonância motivados pela proximidade entre a frequência de passada dos peões e a frequência natural de um dado modo de vibração da estrutura. Esta vulnerabilidade será tanto maior quanto mais baixo for o amortecimento estrutural.

A simples análise de um sistema de 1 grau de liberdade com frequência natural  $f_n$ , submetido à acção de uma força sinusoidal de frequência  $f_p$  variável, permite tirar conclusões sobre a importância deste parâmetro. Na Figura 2.22. representa-se o coeficiente de amplificação dinâmica (quociente entre a resposta dinâmica estacionária e a resposta estática) em função do quociente  $\eta$  entre a frequência da força aplicada e a frequência natural do sistema, para coeficientes de amortecimento de 0.2%, 0.6% e 1.5%, típicos respectivamente de pontes pedonais construídas em aço, estrutura mista aço-betão, e betão armado.

Explica-se deste modo a grande sensibilidade das modernas soluções estruturais, caracterizadas por muito baixos coeficientes de amortecimento, quando submetidas à acção de forças, mesmo que de pequena intensidade, aplicadas em ressonância com uma das suas frequências naturais. O valor do amortecimento reflecte de forma directa a capacidade da estrutura dissipar energia num dado modo de vibração. Por isso, para além do material resistente que a constitui e da sua tipologia estrutural, os pormenores de construção, nomeadamente as ligações e interfaces entre a própria estrutura e os seus revestimentos, desempenham também um papel fundamental. Assim, os elementos não estruturais, como por exemplo o pavimento ou os guarda-corpos, podem representar um importante contributo em termos de amortecimento.

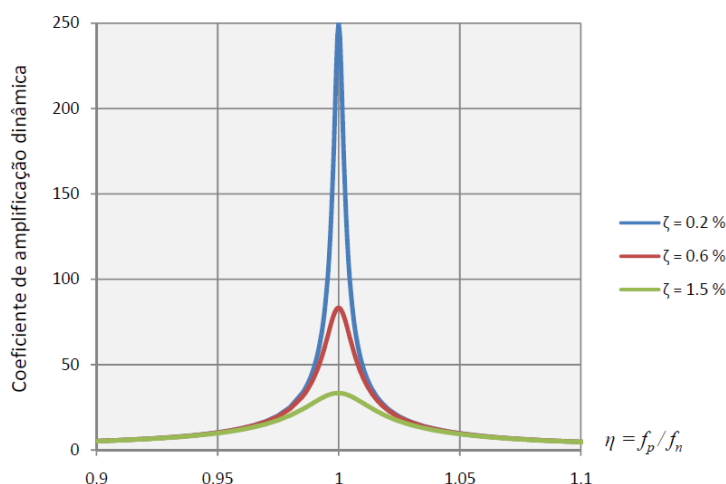


Fig.2.22. – Coeficiente de amplificação dinâmica de um sistema de 1GL para vários valores de  $\xi$  [5]

Na prática, o valor do coeficiente de amortecimento para uma determinada amplitude de vibração, associado a uma solução estrutural em particular, constitui uma das principais incertezas de qualquer análise dinâmica realizada na fase de projecto. Assim, uma adequada estimativa do amortecimento apenas poderá advir da experiência anterior em estruturas semelhantes, e mesmo assim deverá ser sujeita a confirmação por via experimental após o final da construção.

Na falta de valores mais precisos, em fase de projecto poderão utilizar-se os coeficientes de amortecimento indicados no Quadro 2.7, provenientes de medições em 43 pontes pedonais no Reino Unido, que foram recolhidos por Pretlove e Bachmann [8]. Convém sublinhar que estes valores dos coeficientes de amortecimento foram medidos com níveis de vibração resultantes de um peão em caminhada na frequência natural da ponte. Dado que, à medida que a amplitude do movimento aumenta, também aumenta o coeficiente de amortecimento, estes valores são demasiado conservativos para serem utilizados no estudo de vibrações de maior amplitude, como acontece nos estados limite últimos, por exemplo, para acções sísmicas ou de vandalismo, entre outras.

Quadro 2.7. – Coeficientes de amortecimento para diferentes tipos de construção [8]

Tipo de construção	$\xi$ mínimo	$\xi$ médio
Estrutura de aço	0.2%	0.4%
Estrutura mista aço-betão	0.3%	0.6%
Estrutura de betão armado	0.8%	1.3%
Estrutura de betão pré-esforçado	0.5%	1.0%
Estrutura de madeira	1.5%	3.0%

A avaliação dinâmica de uma estrutura submetida à acção pedonal deverá, então, iniciar-se pela caracterização dos seus parâmetros estruturais, nomeadamente frequências próprias e respectivos modos de vibração e amortecimento estrutural associado a cada modo.

As várias recomendações técnicas estabelecem gamas de frequências naturais para as quais se recomenda a realização de uma análise dinâmica, isto é, valores de frequências para os quais existe a possibilidade de ressonância face a ações pedonais. Particularmente no passado, estas análises eram morosas e, por conseguinte, apenas aplicadas quando tal se justificava. Alves [5] comparou essas gamas de frequências críticas, representadas na Figura 2.23. Destacam-se os valores avançados pelo SYNPEX, muito pouco conservativos face às outras propostas. É de realçar inclusivamente que, com a gama de frequências indicada, ficam dispensadas, por exemplo, verificações em pontes com frequências naturais mais elevadas e que podem sofrer vibrações excessivas quando solicitadas por peões em corrida. Adicionalmente, o SÉTRA introduziu o conceito de bandas de risco, isto é, classificar as pontes pedonais em função do risco que demonstram relativamente a vibrações excessivas. De acordo com o SÉTRA, existem quatro bandas de risco: risco elevado, risco médio, risco baixo e risco insignificante (bandas de risco 1 a 4, respectivamente) para a direcção vertical e para a direcção lateral, conforme se indica na Figura 2.24. e na Figura 2.25. Pontes que se insiram na banda de risco 4 estão automaticamente dispensadas de qualquer análise dinâmica.

Quando as frequências naturais da ponte não se enquadram nos valores indicados, é necessário seguir uma metodologia de análise dinâmica. Cada um dos autores / publicações indicados na Figura 2.23. indica procedimentos a seguir, baseados nos modelos de carga respetivos expostos em 2.1.2.

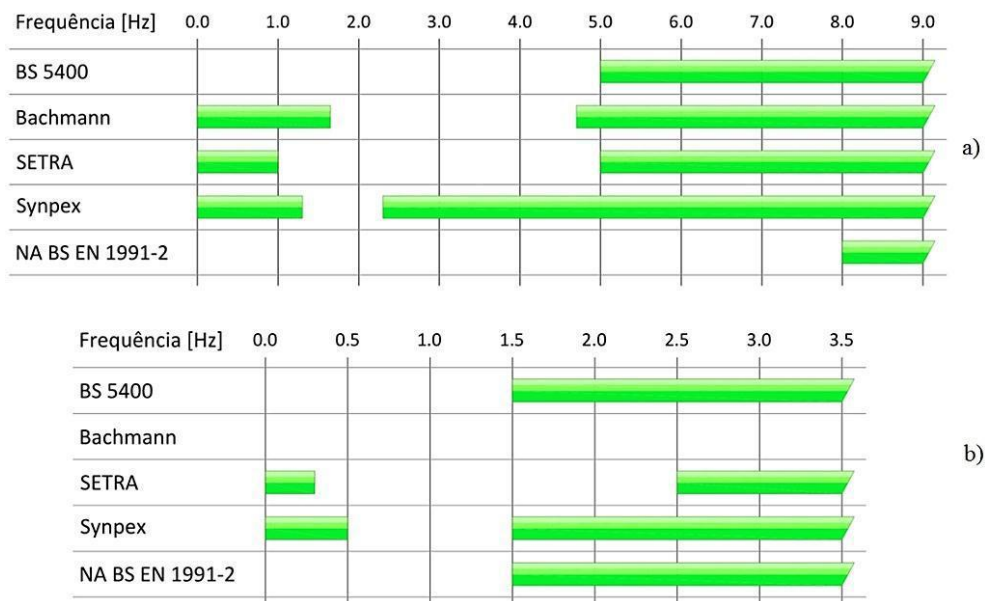


Fig.2.23. – Gamas de frequência para as quais está dispensada a análise dinâmica, relativamente a modos verticais (a) e modos horizontais (b) [5]

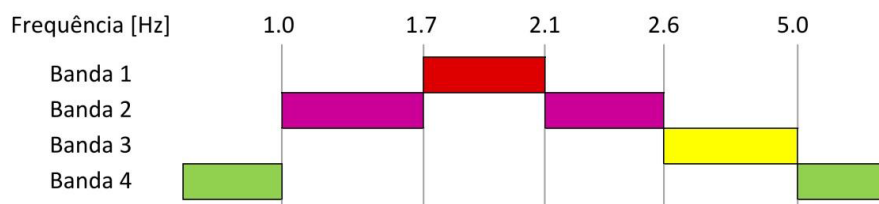


Fig.2.24. – Bandas de risco nas direcções vertical e longitudinal (SÉTRA) [9]

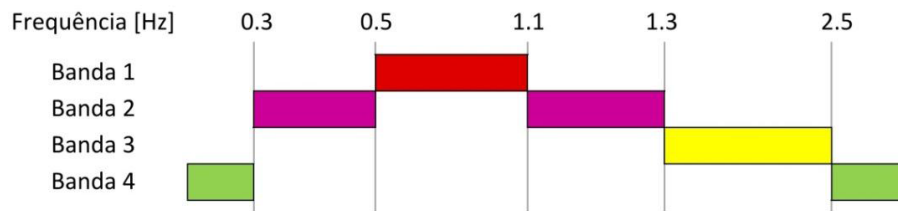


Fig.2.25. – Bandas de risco na direcção transversal (SÉTRA) [9]

A metodologia da norma britânica BS 5400 cinge-se ao estudo de vibrações na direcção vertical. Caso se verifique que a frequência natural da ponte seja inferior a 5.0Hz, a norma sugere a aplicação de uma carga relativa a um peão em caminhada com frequência igual à da estrutura (ver modelo de carga de Bachmann em 2.1.2.1), actuando no ponto de coordenada modal máxima, calculando-se a aceleração máxima vertical atingida. Esse valor deve ser comparado com o valor de aceleração limite estipulado pela norma e que corresponde a  $0.5 \cdot \sqrt{f_i}$ , em  $m/s^2$ . Esta verificação não garante, contudo, um bom comportamento estrutural em situações de corrida nem avalia de forma correcta eventuais fenómenos de sincronização de peões.

Mais recentemente verificou-se uma profunda alteração na abordagem do problema, havendo a preocupação de conciliar níveis de conforto com classes de tráfego com o objectivo de formular recomendações mais realistas e objectivas. O SÉTRA [9] recomenda a classificação das pontes pedonais numa de quatro classes em função da intensidade de utilização prevista. Assim, pontes de classe IV correspondem a estruturas raramente utilizadas, enquanto pontes pedonais de classe I estão sujeitas a tráfego intenso de peões. Com base nessa classificação fica então definida a densidade de tráfego da ponte, admitindo-se respetivamente para as classes I, II, III e IV densidades de peões de 1.0, 0.8, 0.5 e 0.0 peões por metro quadrado. Pontes de classe IV estão, deste modo, dispensadas de qualquer análise dinâmica. A escolha da classe de conforto da ponte fica a cargo do projectista e do dono de obra, que são aconselhados, contudo, a ter em conta aspectos como a população a servir e o nível de importância da ponte.

O SÉTRA sugere o cálculo das frequências naturais com base em duas hipóteses distintas: a primeira, assumindo apenas a massa da estrutura; a segunda, acrescentando a esta a massa de um peão por metro quadrado de superfície do tabuleiro, de forma a compreender se a massa dos peões tem efeito significativo no comportamento dinâmico da ponte. A partir das frequências calculadas, é atribuído à ponte um determinado risco de ressonância. Pontes com frequências verticais entre 1.0Hz e 5.0Hz e frequências transversais entre 0.3Hz e 2.5Hz não dispensam verificação dinâmica, sendo posteriormente classificadas em risco de ressonância baixo, médio e alto em função das frequências naturais calculadas. A classe da ponte e o risco de ressonância determinam os casos de carga a utilizar, como se indica no Quadro 2.8. O SÉTRA apresenta assim três casos de carga: dois casos para o 1º harmónico (C1 e C2), com densidades inferiores a 1 peão/ $m^2$  para o caso 1, e iguais a 1 peão/ $m^2$  para o caso 2, e um terceiro caso complementar para análise do 2º harmónico da acção (caso C3).

Ao contrário da metodologia da BS 5400, a acção modelada diz respeito a grupos e fluxos de peões e não a peões isolados. Comparando as acelerações máximas verticais obtidas com os limites que dependem da classe de conforto escolhida e verificando também se as acelerações máximas no plano horizontal não excedem os  $0.1m/s^2$ , de forma a prevenir a ocorrência de *lock-in*, afere-se se o comportamento dinâmico da ponte é satisfatório ou se, por outro lado, são necessárias medidas mitigadoras das vibrações.

Quadro 2.8. – Casos de carga para modelação de fluxos contínuos de peões em função da densidade de peões e da banda de risco da ponte pedonal (SÉTRA) [5, 9]

Classe da ponte	Densidade de peões [P/m <sup>2</sup> ]	Banda de risco das frequências naturais		
		Máximo (banda 1)	Médio (banda 2)	Baixo (banda 3)
I	1,0	C2	C2	C3
II	0,8	C1	C1	C3
III	0,5	C1	-	-

Também os resultados do projeto SYNPEX [6] resultaram em recomendações técnicas, tendo mais tarde dado origem às recomendações europeias HIVOSS [10]. Na realidade, o processo é muito similar ao desenvolvido pelo SÉTRA. Caso as frequências naturais da ponte estejam dentro da gama crítica apresentada na Figura 2.23, o projectista deve definir, em conjunto com o dono de obra, situações de projecto, isto é, conjuntos de classe de tráfego e nível de conforto. A classe de conforto exigida deve ter em consideração a frequência de ocorrência de um carregamento com as características da classe de tráfego que lhe está associada. O HIVOSS preconiza cinco classes de tráfego, correspondendo a classe de tráfego muito reduzido a 15 peões e as classes de tráfego seguintes a densidades de 0.2, 0.5, 1.0 e 1.5 peões por metro quadrado. Através dos modelos de carga explicados em 2.1.2 procede-se à análise dinâmica da estrutura e, comparando por fim os valores de aceleração obtidos com os limites relativos às classes de conforto previamente definidas, verifica-se se a ponte apresenta um comportamento dinâmico satisfatório. O limite da aceleração lateral relativo à não ocorrência de *lock-in* é de 0.1 m/s<sup>2</sup>, em linha com o definido pelo SÉTRA.

Por último, o anexo nacional da BS EN 1991-2 [11] apresenta um modelo com algumas diferenças assinaláveis. Por um lado, a classificação da ponte é feita pelo dono de obra em função da localização e tráfego, correspondendo a cada classe o número/densidade de peões a utilizar nos casos de carga. Alves [5] destaca o facto de os casos de carga estarem bem definidos e cobrirem todas as situações que a ponte sofrerá em serviço, bem como a avaliação da possibilidade de ocorrência de *lock-in*, através de um critério de estabilidade ao invés de um valor limite de aceleração, como os pontos essenciais que distinguem esta proposta das restantes. A verificação do critério de estabilidade na direcção lateral é feita com base no cálculo de um parâmetro adimensional  $D$ , que depende da massa da ponte, do coeficiente de amortecimento do modo de vibração lateral em estudo e da massa dos peões, e posterior comparação com a curva crítica de estabilidade fornecida pela norma.

### 2.3.2. CRITÉRIOS DE SEGURANÇA – ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Ao contrário das verificações dinâmicas em serviço, em que se procura fundamentalmente garantir o conforto dos peões, as verificações em estado limite último destinam-se a garantir a segurança da estrutura, limitando danos irreversíveis que resultem de situações com baixa probabilidade de ocorrência, mas cujo acontecimento não se pode excluir considerando o período de vida útil da obra. Neste sentido, deverá avaliar-se a segurança em E.L.U. através de uma combinação do tipo acidental, de modo a simular uma acção de vandalismo e/ou uma manifestação de grandes dimensões sobre o tabuleiro.

Dado que na verificação de segurança em estado limite último se assume por definição que os níveis de tensão estão próximos dos limites elásticos dos materiais, não é adequada a utilização dos coeficientes de amortecimento previamente referidos para análises em serviço. No Quadro 2.9. indicam-se os coeficientes de amortecimento recomendados pelo SÉTRA [9] para este tipo de verificação.

Quadro 2.9. – Coeficientes de amortecimento para verificações em E.L.U. [9]

<b>Tipo de construção</b>	<b>Amortecimento</b>
Estrutura de aço soldada	2%
Estrutura de aço aparafusada	4%
Estrutura de betão armado	5%
Estrutura de betão pré-esforçado	2%

De acordo com a experiência reportada pelos autores do guia de projecto do SÉTRA [9], os problemas de falta de resistência devido a acções dinâmicas induzidas por peões apenas se verificam em situações particulares de construções muito optimizadas e onde as secções transversais dos elementos estruturais se encontram exploradas até ao limite. Pode então concluir-se que é uma situação com baixa probabilidade de ocorrência prática, mas que não pode à partida ser excluída.

### 2.3.3. CRITÉRIOS DE CONFORTO HUMANO

Estabelecer critérios de conforto levanta grandes dificuldades, desde logo porque o conceito é bastante subjectivo e depende de inúmeros factores. A percepção de vibrações e a sua apreciação em termos de grau de desconforto varia com o indivíduo, dependendo das expectativas que a estrutura desperta em cada utilizador e do seu meio envolvente. Ao longo do tempo poderá existir um incremento de tolerância às vibrações à medida que vá sendo reconhecido publicamente que as estruturas não são necessariamente estáticas e que um comportamento dinâmico mais “vivo” não significa falta de segurança. Pelo contrário, um acidente muito divulgado pode ter o efeito inverso, baixando os níveis de aceitação.

Para cada indivíduo podem definir-se níveis que vão desde o limite da percepção até graus de desconforto que podem ser classificados como toleráveis, perturbadores ou inaceitáveis. Os níveis de vibração podem também ser distinguidos pelas consequências que produzem, por exemplo perda de equilíbrio ou mesmo problemas de saúde. A percepção das vibrações varia com a posição (de pé, sentado, deitado) e com a actividade (parado, em marcha, em corrida) da pessoa que as avalia. Flaga [23] refere que pessoas sentadas classificam como desagradáveis vibrações cerca de três vezes inferiores às que são indicadas por pessoas em marcha. Outros autores [8] indicam factores como a idade, o sexo, a frequência de ocorrência e a altura do dia como tendo igualmente um peso apreciável na avaliação realizada pelos peões. Em termos da intensidade com que as vibrações são experimentadas, são preponderantes os factores como o período de exposição, frequência, deslocamento, velocidade e aceleração. Bachmann [8] refere que a intensidade da percepção é proporcional à aceleração na gama de frequências de 1 a 10Hz, enquanto para frequências superiores o parâmetro determinante passa a ser a velocidade.

É também de referir a importante diferença entre vibrações verticais e horizontais. Na realidade, verifica-se que a sensibilidade humana a vibrações laterais é muito superior. De facto um peão, quando sujeito a movimento lateral, depressa altera a sua marcha, aproximando-se do corrimão ou mesmo parando devido ao sentimento de insegurança. Este efeito de interacção peão-estrutura foi registado por diversos autores, por exemplo nos já referidos casos da *Passerelle Solferino* em Paris, da *Millennium Bridge* em Londres e da Ponte Pedro e Inês em Coimbra.

No âmbito do projeto SYNPEX [6], foram realizados vários estudos sobre a questão do conforto humano em pontes pedonais. Por um lado, foram conduzidos estudos na ponte pedonal da FEUP, através de inquéritos realizados junto dos participantes de uma campanha de ensaios dinâmicos, tendo em vista correlacionar a aceleração máxima registada (parâmetro habitualmente utilizado para caracterizar o nível de vibrações) e o grau de desconforto que os utilizadores dizem sentir. Os participantes classificaram o grau de desconforto numa de cinco categorias (desde imperceptível até muito perturbador) e, conforme mostra a Figura 2.26, os resultados mostram existir uma relação aproximadamente linear entre a aceleração máxima registada e o grau de conforto dos peões. No Quadro 2.10, indicam-se os valores limites de aceleração obtidos para garantir os níveis de conforto referentes a cada uma das classes utilizadas no estudo.

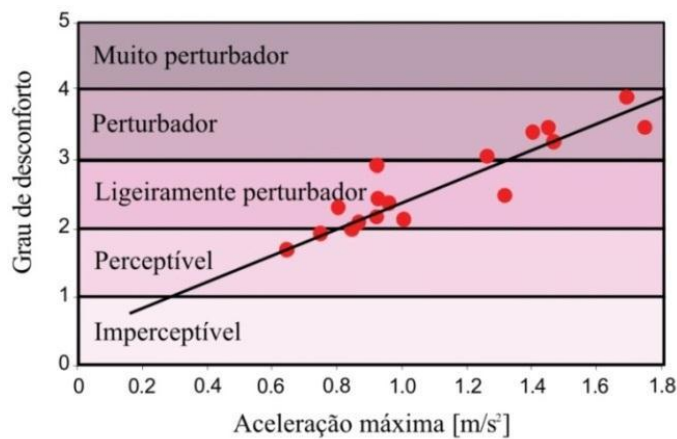


Fig.2.26. – Relação entre aceleração máxima e grau de desconforto – estudo FEUP [6]

Quadro 2.10. – Classes de conforto e níveis de aceleração de pico – estudo FEUP [6]

Grau de desconforto	Nível de aceleração ( $m/s^2$ )
Imperceptível	< 0,25
Perceptível	0,25 – 0,75
Ligeiramente perturbador	0,75 – 1,25
Perturbador	1,25 – 1,75
Muito perturbador	> 1,75

Um outro estudo de conforto foi realizado na Alemanha, analisando duas pontes pedonais distintas, uma na cidade de Stuttgart e outra em Pforzheim. As duas pontes apresentam características dinâmicas idênticas, com frequências naturais da ordem dos 2Hz, tendo-se registado acelerações de cerca de  $0.30\text{m/s}^2$  com a passagem de um peão individual. Os inquéritos permitiram concluir que apenas 10% dos utilizadores da ponte de Stuttgart consideravam as vibrações perturbadoras, enquanto na ponte de Pforzheim esse número ascendia aos 40%. As diferenças na distribuição etária e de sexo dos universos de indivíduos inquiridos podem ser um dos factores que justificam essa discrepância, bem como a importância das emoções e de outros aspetos psicológicos, já atrás referidos.

Apesar disso, algumas normas indicam valores máximos de aceleração vertical e lateral a cumprir, como se indica na Figura 2.27, baseada numa revisão de literatura do projeto SYNPEX [6]. Os valores observados permitem tirar duas conclusões: por um lado, as acelerações horizontais têm um maior impacto no conforto humano, pelo que os limites são mais baixos; por outro, que não existe convergência dos valores apresentados pelas várias normas indicadas.

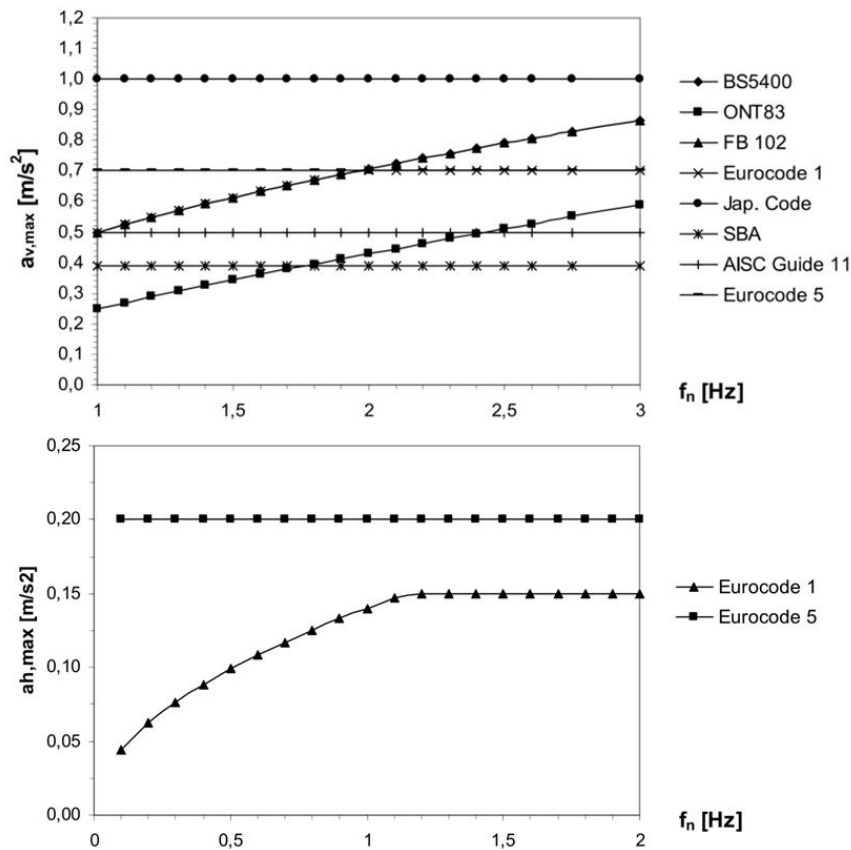


Fig.2.27. – Comparação dos valores limite das acelerações nas direcções vertical e horizontal, estabelecidos por várias normas internacionais [6]

Na sequência do trabalho realizado pelo SÉTRA [9], foi sugerida a introdução do conceito de classe de conforto, fazendo corresponder a cada classe uma gama de acelerações de pico para as direcções vertical e horizontal a cumprir. No Quadro 2.11. indicam-se os valores de aceleração referentes a cada classe de conforto. Esta metodologia foi posteriormente adotada pelas recomendações do SYNPEX [6].

Quadro 2.11. – Classes de conforto e respectivas acelerações máximas (SÉTRA e SYNPEX) [6, 9]

Classe de conforto	Aceleração vertical (m/s <sup>2</sup> )	Aceleração horizontal (m/s <sup>2</sup> )
Classe 1: conforto máximo	< 0,5	< 0,1
Classe 2: conforto médio	0,5 – 1,0	0,1 – 0,3
Classe 3: conforto mínimo	1,0 – 2,5	0,3 – 0,8
Desconforto intolerável	> 2,5	> 0,8

Outra abordagem é sugerida pelo anexo nacional da norma britânica BS EN 1991-2, onde o valor da aceleração limite na direcção vertical é expresso à custa da seguinte expressão [11]:

$$a_{lim} = 1.0 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \quad [m/s^2] \quad (2.24.)$$

em que  $k_1$  traduz aspectos relativos à percepção das vibrações face à localização da ponte,  $k_2$  representa a redundância do trajecto,  $k_3$  a sensibilidade a vibrações em função da altura da ponte e  $k_4$  um coeficiente a definir pelo dono de obra e projectista. Como Alves [5] realça, esta abordagem permite uma grande flexibilidade no tratamento desta questão em projecto, constituindo uma metodologia de simples aplicação.



# 3

## SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

### 3.1. GENERALIDADES

O cumprimento dos critérios de conforto humano referidos em 2.3.3 é muitas vezes difícil no caso das pontes pedonais, por serem habitualmente estruturas leves e esbeltas. Este aspecto é particularmente relevante em pontes metálicas, como é o caso da nova ponte pedonal sobre o Rio Ave, caso de estudo do presente trabalho. Consequentemente, a aplicação de medidas mitigadoras das vibrações induzidas pela passagem de peões é cada vez mais habitual, contribuindo para que estas estruturas passem a apresentar um comportamento dinâmico aceitável em serviço, garantindo assim o conforto dos seus utilizadores.

Na literatura aplicável [3, 8] são apontadas várias soluções para que as frequências naturais da estrutura se afastem das gamas críticas, como o aumento da rigidez com a conseqüente alteração das frequências naturais ou o aumento do amortecimento estrutural, através da utilização de amortecedores adicionais que contribuam para uma maior eficácia na dissipação da energia associada às acções dinâmicas. Uma vez que actualmente já é consenso comum que as soluções de aumento de rigidez são de eficácia diminuta, devido ao inevitável aumento de massa associado, é mais frequentemente recomendada a utilização de dispositivos de controlo de vibrações, que podem ser divididos em duas categorias distintas: controlo activo e controlo passivo.

Os sistemas de controlo activo têm por base a aplicação de forças adicionais, através de uma fonte exterior de energia, mediante uma estratégia de controlo pré-definida pelo projectista. Estes sistemas são complexos e geralmente menos comuns do que os sistemas de controlo passivo. A sua principal vantagem reside no facto de ser possível controlar vários modos de vibração através de um único dispositivo. Os sistemas de controlo passivo de vibrações caracterizam-se por serem independentes de fontes de energia exteriores, o que torna a sua aplicação mais económica. Um levantamento exaustivo dos vários dispositivos disponíveis foi realizado por Moutinho [3].

No presente capítulo será feita uma descrição sumária das várias soluções de controlo passivo de vibrações em pontes pedonais. O funcionamento dos amortecedores de massas sintonizadas, assim como a sua fundamentação teórica, serão tratados em particular e com maior desenvolvimento, por ter sido esta a solução encontrada para resolver os problemas de vibração excessiva que, tanto durante os estudos dinâmicos de projecto como durante os ensaios dinâmicos realizados *in situ*, se revelaram no caso de estudo em apreço no presente trabalho.

### 3.2. SISTEMAS DE CONTROLO PASSIVO DE VIBRAÇÕES EM PONTES PEDONAIS

De entre as opções disponíveis para controlo passivo de vibrações, destacam-se os amortecedores adicionais, as soluções de isolamento de base, os amortecedores de massas sintonizadas e os amortecedores de colunas líquidas sintonizadas.

No que diz respeito aos sistemas constituídos por amortecedores adicionais, estes podem ser divididos em vários tipos, em função da forma de dissipação de energia. Os amortecedores de fluido viscoso, por exemplo, actuam com base na força gerada pela passagem de um fluido por um orifício, como se ilustra na Figura 3.1. Este dispositivo foi utilizado na ponte pedonal de Minden, na Alemanha (Figura 3.2) [15].

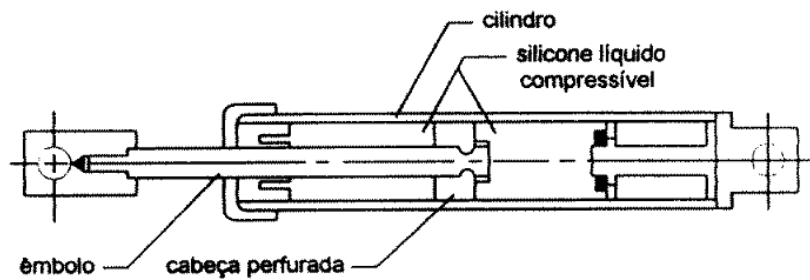


Fig.3.1. – Esquema de funcionamento de um amortecedor de fluido viscoso [3]



Fig.3.2. – Amortecedores de fluido viscoso instalados na ponte pedonal de Minden [15]

Outro tipo de amortecedor utilizado em pontes é o amortecedor viscoelástico (Figura 3.3). Neste caso, a dissipação de energia dá-se através da deformação do material viscoelástico. Em termos estruturais, o seu comportamento pode ser idealizado através de um amortecedor e uma mola dispostos em paralelo [15].

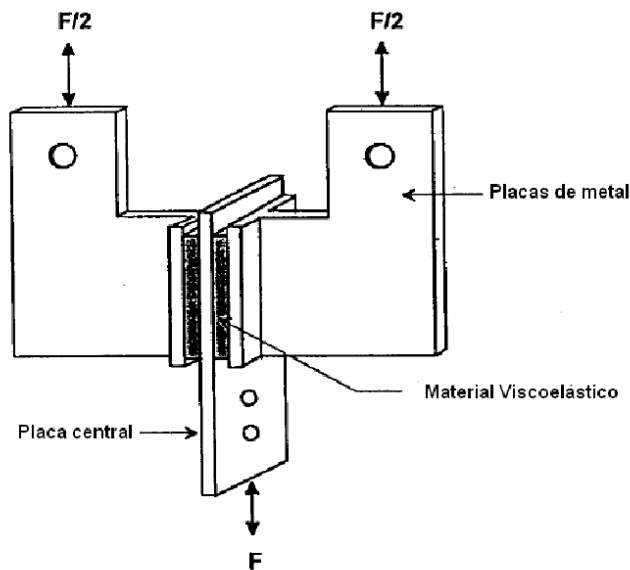


Fig.3.3. – Esquema de funcionamento de um amortecedor viscoelástico [3]

Existem ainda amortecedores cuja dissipação de energia se processa através do atrito entre duas superfícies. Um exemplo deste tipo de sistemas, denominados de amortecedores friccionais, é ilustrado na Figura 3.4.

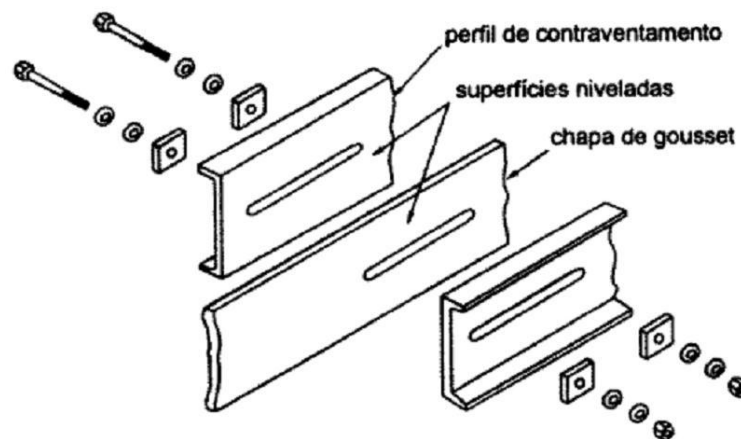


Fig.3.4. – Exemplo de um amortecedor friccional [3]

Para além dos amortecedores adicionais, existem então dois outros tipos comuns de soluções de controlo passivo de vibrações: os amortecedores de líquido sintonizado (TLD – *Tuned Liquid Dampers*) e os amortecedores de massas sintonizadas (TMD – *Tuned Mass Dampers*).

Os TLD's, utilizados para a mitigação de vibrações no plano horizontal, dissipam a energia da estrutura através do movimento de um líquido contido num tubo que, por sua vez, introduz forças na estrutura onde está instalado. Este esquema de funcionamento é apresentado na Figura 3.5.

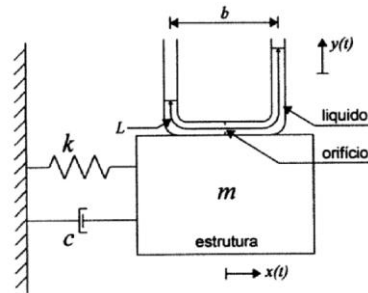


Fig.3.5. – Esquema de funcionamento do um TLD [3]

No que diz respeito aos TMD's, a sua utilização tem sido cada vez mais frequente, quer em edifícios quer em pontes pedonais. De facto, estes foram utilizados pela primeira vez em edifícios, tendo o seu campo de aplicação sido posteriormente alargado às pontes pedonais [3]. São compostos por uma massa ligada à estrutura a controlar, por intermédio de uma mola e de um amortecedor dispostos em paralelo, conforme se esquematiza na Figura 3.6. Compreende-se assim que o seu comportamento dinâmico é idêntico ao de uma estrutura de um grau de liberdade. Refira-se que os TMD's apenas são eficazes para estruturas caracterizadas por um baixo amortecimento, sendo que estruturas com coeficientes de amortecimento superiores a 5% não apresentam resultados satisfatórios com este tipo de dispositivos [3].

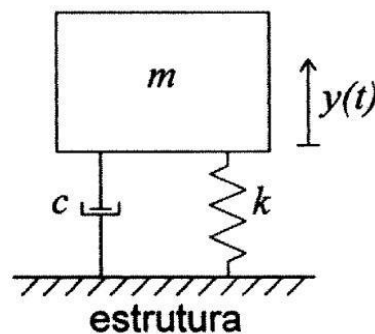


Fig.3.6. – Funcionamento esquemático de um TMD [3]

Em anos recentes, os TMD's foram utilizados com êxito em várias pontes notáveis, como são exemplos a *Millennium Bridge* em Londres [7] ou, mais recentemente, a ponte pedonal Pedro e Inês em Coimbra (Figura 3.7) [16].



Fig.3.7. – TMD's na ponte pedonal Pedro e Inês em Coimbra [16]

### 3.3. AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS (TMD'S)

O conceito de TMD teve a sua origem no Supressor de Vibrações (Figura 3.8), idealizado por Frahm em 1909, que consistia numa massa ligada à estrutura por intermédio de uma mola. Esse conceito foi posteriormente desenvolvido com a introdução de um amortecedor entre a massa adicional e a estrutura, dando origem aos TMD's [17]. As aplicações destes dispositivos são vastas, não se cingindo apenas ao âmbito da Engenharia Civil.

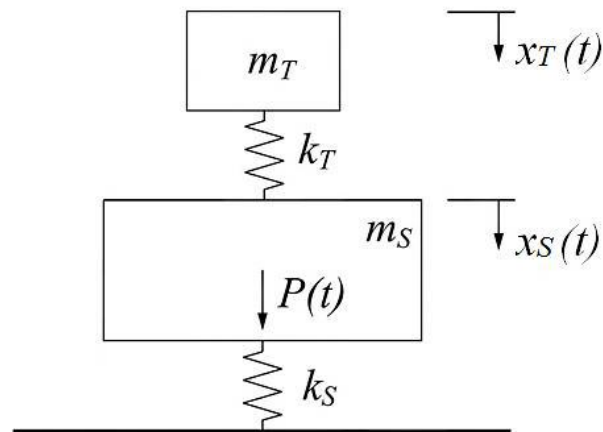


Fig.3.8. – Representação esquemática de um supressor de vibrações [18]

Cada TMD está associado a um modo específico de vibração da estrutura, contribuindo apenas para controlar as vibrações relativas a esse mesmo modo, devendo a sua localização coincidir com a do respectivo ponto de máxima amplitude. Caso se pretenda controlar mais do que um modo de vibração, o sistema de controlo será composto por um número de TMD's pelo menos igual ao número de modos a controlar. O seu dimensionamento deve ser efectuado de forma individual, uma vez que se considera que cada TMD apenas atenua a resposta do modo para o qual foi concebido [3].

A sintonização de um TMD com o modo de vibração da estrutura que se pretende controlar é feita através da escolha dos parâmetros caracterizadores do TMD, isto é, massa, rigidez e amortecimento, de tal forma que se minimize a amplitude dos deslocamentos, velocidades ou acelerações verificados. O processo de dimensionamento depende do tipo de solicitação a que a estrutura está sujeita, pelo que diferentes considerações devem ser feitas caso a estrutura esteja sujeita a acções harmónicas, acções periódicas não harmónicas ou acções sísmicas. No presente trabalho é apresentada a formulação relativa a acções harmónicas, uma vez que é este o caso das funções de carga associadas à passagem de peões em caminhada e em corrida, conforme explicado no Capítulo 2.

Para melhor compreender o dimensionamento de um TMD é importante desenvolver alguns aspectos teóricos subjacentes à sua aplicação. A formulação do dimensionamento foi exhaustivamente detalhada por Den Hartog no seu livro [17], assentando o processo clássico no pressuposto de se pretender minimizar os deslocamentos da estrutura, como se demonstrará em seguida. Contudo, um raciocínio análogo pode ser aplicado relativamente à minimização de velocidades e acelerações. A formulação que se descreve nas secções seguintes baseia-se no trabalho de Den Hartog, utilizando-se a notação e adaptando-se imagens do trabalho de Paredes [18].

### 3.3.1. DIMENSIONAMENTO DE UM SUPRESSOR DE VIBRAÇÕES

Conforme foi atrás referido, o conceito de TMD nasceu originalmente como desenvolvimento da ideia de Supressor de Vibrações, da autoria de Frahm, esquematicamente representado na Figura 3.8. Na generalidade das estruturas de Engenharia Civil, a sua complexidade leva a que apresentem um grande número de graus de liberdade. Em consequência, os parâmetros de massa, rigidez e amortecimento são dados por matrizes quadradas cuja dimensão corresponde ao número de graus de liberdade que caracterizam o seu comportamento dinâmico. Como demonstrado em 2.2, a resposta da estrutura pode ser obtida através da sobreposição dos seus modos de vibração. Em teoria, caso a solitação esteja em ressonância com um modo de vibração da estrutura, isto é, caso a frequência da solitação seja igual a uma das frequências naturais da estrutura, a resposta será composta apenas pelo contributo do modo em questão.

Assim, a estrutura pode ser representada por um sistema de 1 grau de liberdade equivalente ao modo a controlar, em que  $m_S$  representa a massa modal da estrutura,  $k_S$  a sua rigidez modal e  $x_S$  o seu deslocamento, enquanto  $m_T$ ,  $k_T$  e  $x_T(t)$  correspondem respectivamente à massa, rigidez e deslocamento do supressor de vibrações. A solitação é dada pela função harmónica  $P(t)$  de frequência angular  $\omega$ . De realçar que, neste caso, se admite que a estrutura não apresenta qualquer amortecimento. A frequência angular do modo de vibração em estudo é dada pela equação (3.1.).

$$\omega_s = \sqrt{\frac{k_S}{m_S}} = \omega \quad (3.1.)$$

As equações do movimento relativo ao sistema de 2 graus de liberdade formado pela estrutura e pelo supressor de vibrações são dadas pelas expressões seguintes.

$$\begin{cases} m_S \cdot \ddot{x}_S + (k_S + k_T) \cdot x_S - k_T \cdot x_T = P_0 \cdot \sin(\omega \cdot t) \\ m_T \cdot \ddot{x}_T + (x_T - x_S) \cdot k_T = 0 \end{cases} \quad (3.2.)$$

Os deslocamentos devidos à acção harmónica aplicada, associados a cada uma das massas, são obtidos através das expressões seguintes.

$$\begin{cases} x_S = a_S \cdot \sin(\omega \cdot t) \\ x_T = a_T \cdot \sin(\omega \cdot t) \end{cases} \quad (3.3.)$$

Uma vez que a velocidade e a aceleração correspondem respectivamente à primeira e segunda derivadas da função deslocamento, pode concluir-se que:

$$\begin{cases} \dot{x}_S = \omega \cdot a_S \cdot \cos(\omega \cdot t) \\ \dot{x}_T = \omega \cdot a_T \cdot \cos(\omega \cdot t) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \ddot{x}_S = -\omega^2 \cdot a_S \cdot \sin(\omega \cdot t) \\ \ddot{x}_T = -\omega^2 \cdot a_T \cdot \sin(\omega \cdot t) \end{cases} \quad (3.4.)$$

Substituindo as expressões (3.4.) no sistema (3.2.) e dividindo ambos os membros por  $\sin(\omega \cdot t)$ , obtém-se:

$$\begin{cases} -m_S \cdot \omega^2 \cdot a_S + (k_S + k_T) \cdot a_S - k_T \cdot a_T = P_0 \\ a_T \cdot (-m_T \cdot \omega^2 + k_T) - a_S \cdot k_T = 0 \end{cases} \quad (3.5.)$$

O sistema (3.5.) pode ser reescrito através de simplificações de notação. Assim, o deslocamento estático da estrutura é dado pela seguinte expressão.

$$x_{S,est} = \frac{P_0}{k_S} \quad (3.6.)$$

Para além disso, a razão da massa modal da estrutura pela massa do supressor de vibrações pode exprimir-se pela letra  $\mu$ , ou seja:

$$\mu = \frac{m_T}{m_S} \quad (3.7.)$$

Pelas equações da dinâmica de estruturas, sabe-se ainda que:

$$\omega_T^2 = \frac{k_T}{m_T} \quad (3.8.)$$

$$\omega_S^2 = \frac{k_S}{m_S} \quad (3.9.)$$

Deste modo, o sistema de equações (3.5.) pode ser resolvido em ordem a  $\frac{a_S}{x_{S,est}}$  e  $\frac{a_T}{x_{S,est}}$ , factores de amplificação dinâmica dos deslocamentos da estrutura e do supressor de vibrações. A solução do sistema é dada por (3.10.).

$$\begin{cases} \frac{a_T}{x_{S,est}} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_T}{k_S} - \frac{\omega^2}{\omega_S^2}\right) - \frac{k_T}{k_S}} \\ \frac{a_S}{x_{S,est}} = \frac{1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_T}{k_S} - \frac{\omega^2}{\omega_S^2}\right) - \frac{k_T}{k_S}} \end{cases} \quad (3.10.)$$

Para que a amplitude de deslocamentos da estrutura seja nula, a seguinte condição tem de ser verdadeira:

$$1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2} = 0 \Leftrightarrow \omega = \omega_T \quad (3.11.)$$

Nestas condições, a amplitude de deslocamentos do supressor de vibrações passa a ser expressa por:

$$a_T = -\frac{P_0}{k_T} \quad (3.12.)$$

A estrutura está assim em repouso, deslocando-se o supressor de vibrações de tal forma que a força exercida na mola que o liga à estrutura é de igual módulo e de sinal contrário à força exterior exercida,  $P(t)$ . Como mostra a equação (3.11.), para que o deslocamento da estrutura seja nulo a frequência da solitação tem de ser igual à frequência do supressor e, conforme indicado na equação (3.2.), a frequência da solitação é igual à frequência da estrutura para o modo a controlar. Deste modo pode concluir-se que:

$$\omega_T = \omega_S \Leftrightarrow \frac{k_T}{m_T} = \frac{k_S}{m_S} \Leftrightarrow \frac{k_T}{k_S} = \frac{m_T}{m_S} = \mu \quad (3.13.)$$

Pode por isso reescrever-se o sistema (3.10.) da seguinte forma:

$$\begin{cases} \frac{a_T}{x_{S,est}} = \frac{1}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) \cdot \left(1 + \mu - \frac{\omega^2}{\omega_S^2}\right) - \mu} \\ \frac{a_S}{x_{S,est}} = \frac{1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) \cdot \left(1 + \mu - \frac{\omega^2}{\omega_S^2}\right) - \mu} \end{cases} \quad (3.14.)$$

O sistema de 1 grau de liberdade equivalente à vibração da estrutura no modo em estudo está assim transformado num sistema de 2 graus de liberdade pela adição do supressor, pelo que a estrutura passa a apresentar duas frequências naturais em vez de apenas uma. As novas frequências podem ser calculadas igualando os denominadores das equações (3.14.) a zero, uma vez que quando a solitação está em ressonância com a estrutura, o seu deslocamento tenderá para infinito, visto que a estrutura não está dotada de qualquer amortecimento.

$$\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_T^2}\right) \cdot \left(1 + \mu - \frac{\omega^2}{\omega_S^2}\right) - \mu = 0 \Leftrightarrow \frac{\omega^4}{\omega_T^4} - \frac{\omega^2}{\omega_T^2} \cdot (\mu + 2) + 1 = 0 \quad (3.15.)$$

As soluções da equação (3.15.) são dadas pela equação (3.16.) e representadas graficamente na Figura 3.9.

$$\frac{\omega}{\omega_T} = \sqrt{\left(1 + \frac{\mu}{2}\right) \pm \sqrt{\mu + \frac{\mu^2}{4}}} \quad (3.16.)$$

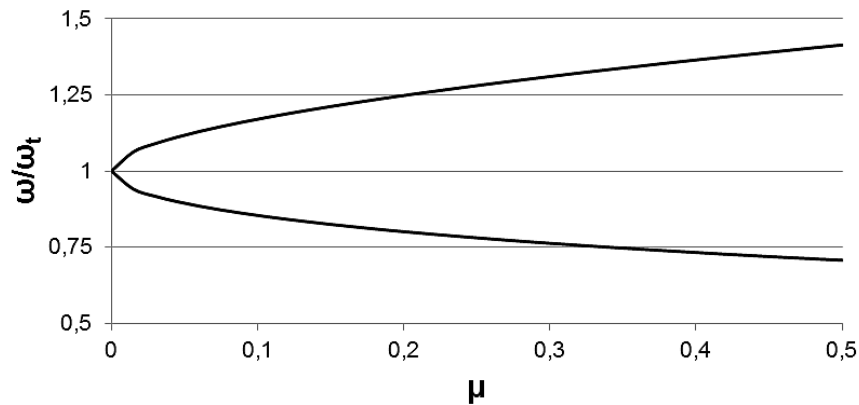


Fig.3.9. – Frequências naturais da estrutura após instalação do supressor de vibrações, em função de  $\mu$

Apresenta-se ainda a comparação entre a resposta com e sem supressor de vibrações, em função da frequência da solicitação (Figura 3.10), bem como a resposta para diferentes valores de  $\mu$  (Figura 3.11). Observa-se assim que o sistema passa a ter duas frequências naturais após instalação do supressor, como esperado, e que quanto maior a massa do supressor maior será a diferença entre as novas frequências naturais, isto é, mais distantes estarão as novas frequências naturais da frequência a controlar.

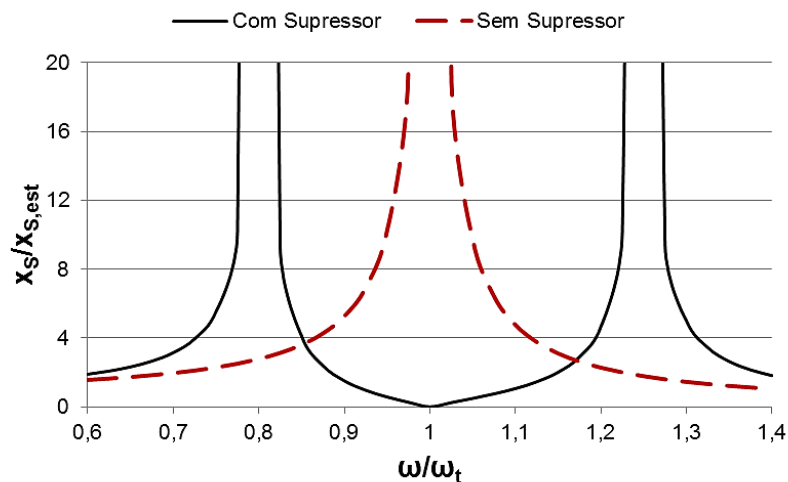


Fig.3.10. – Resposta da estrutura antes e após a instalação do supressor de vibrações para  $\mu = 0,20$

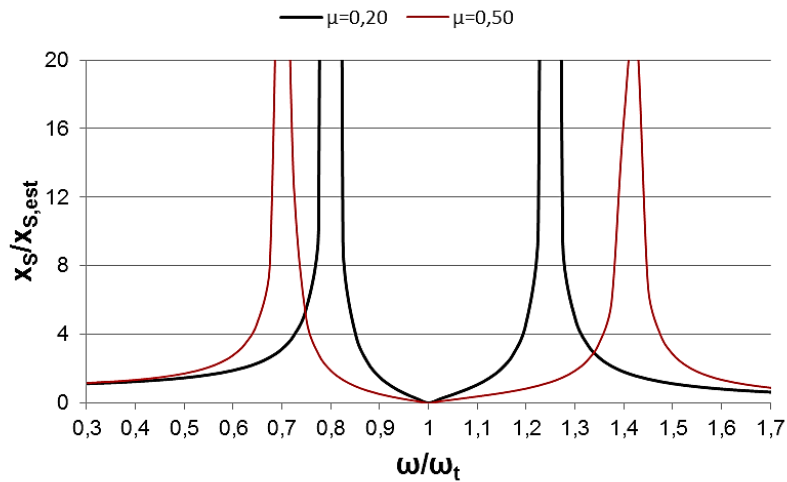


Fig.3.11. – Resposta da estrutura para diferentes massas do supressor de vibrações

### 3.3.2. DIMENSIONAMENTO DE UM TMD PARA UMA ESTRUTURA SEM AMORTECIMENTO

Analise-se agora o caso de um TMD ligado a uma estrutura sem amortecimento. Face à situação exposta anteriormente, a única diferença reside no facto de se acrescentar um amortecedor ao dispositivo de controlo. O novo cenário é representado na Figura 3.12.

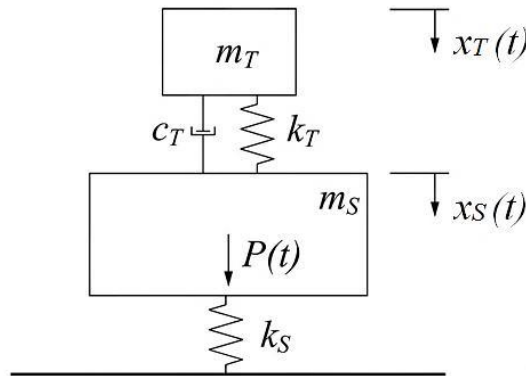


Fig.3.12. – Representação esquemática de um TMD aplicado a uma estrutura sem amortecimento [18]

As equações do movimento para este caso são dadas por:

$$\begin{cases} m_S \cdot \ddot{x}_S + k_S \cdot x_S + k_T \cdot (x_S - x_T) + c_T \cdot (\dot{x}_S - \dot{x}_T) = P_0 \cdot \sin(\omega \cdot t) \\ m_T \cdot \ddot{x}_T + k_T \cdot (x_T - x_S) \cdot c_T \cdot (\dot{x}_T - \dot{x}_S) = 0 \end{cases} \quad (3.17.)$$

Pelas relações estabelecidas nas equações (3.4.), o sistema (3.17.) pode tomar a seguinte forma:

$$\begin{cases} -m_S \cdot \omega^2 \cdot a_S \cdot \sin(\omega \cdot t) + k_S \cdot a_S \cdot \sin(\omega \cdot t) + k_T \cdot \sin(\omega \cdot t) \cdot (a_S - a_T) + \omega \cdot c_T \cdot \cos(\omega \cdot t) \cdot (a_S - a_T) = P_0 \cdot \sin(\omega \cdot t) \\ -m_T \cdot \omega^2 \cdot a_T \cdot \sin(\omega \cdot t) + k_T \cdot \sin(\omega \cdot t) \cdot (a_T - a_S) + \omega \cdot c_T \cdot \cos(\omega \cdot t) \cdot (a_T - a_S) = 0 \end{cases} \quad (3.18.)$$

O sistema de equações (3.18.) pode ser reescrito à custa da representação dos termos com  $\sin(\omega \cdot t)$  e  $\cos(\omega \cdot t)$  no plano de Argand, tornando-os como vectores que rodam a uma velocidade  $\omega$  [17]. Esta representação no domínio dos números complexos é ilustrada na Figura 3.13. O resultado desta transformação é expresso em (3.19.).

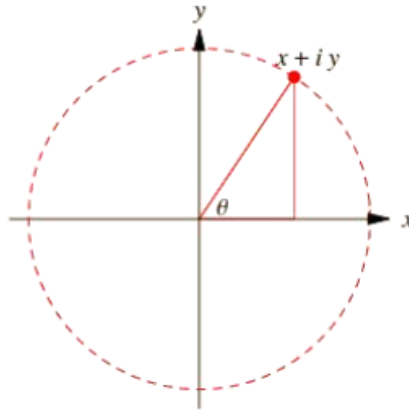


Fig.3.13. – Representação de um vector no plano de Argand [17]

$$\begin{cases} -m_S \cdot \omega^2 \cdot x_S + k_S \cdot x_S + k_T \cdot (x_S - x_T) + i \cdot \omega \cdot c_T \cdot (x_S - x_T) = P_0 \\ -m_T \cdot \omega^2 \cdot x_T + k_T \cdot (x_T - x_S) + i \cdot \omega \cdot c_T \cdot (x_T - x_S) = 0 \end{cases} \quad (3.19.)$$

Desenvolvendo as equações anteriores pode obter-se o deslocamento da estrutura através da seguinte relação:

$$x_S = P_0 \cdot \frac{(k_T - m_T \cdot \omega^2) + i \cdot \omega \cdot c_T}{[(-m_S \cdot \omega^2 + k_S) \cdot (-m_T \cdot \omega^2 + k_T) - m_T \cdot \omega^2 \cdot k_T] + i \cdot \omega \cdot c_T \cdot (-m_S \cdot \omega^2 + k_S - m_T \cdot \omega^2)} \quad (3.20.)$$

A expressão anterior pode ser condensada, obtendo-se:

$$x_S = P_0 \cdot (A_1 + i \cdot B_1) \quad (3.21.)$$

em que  $A_1$  e  $B_1$  são números reais. De acordo com Den Hartog, a expressão (3.21.) pode ser entendida pelo facto de o vector deslocamento  $x_S$  ter duas componentes: uma delas em fase com  $P_0$  e outra 1/4 de período adiantada [17]. Da soma geométrica dos dois vectores resulta a equação (3.22.), representando a norma do vector  $x_S$ .

$$x_S = P_0 \cdot \sqrt{A_1^2 + B_1^2} \quad (3.22.)$$

Contudo, a equação (3.21.) não tem exactamente a forma da equação (3.20.). Para tal pode realizar-se a seguinte transformação:

$$x_S = P_0 \cdot \frac{A + iB}{C + iD} = P_0 \cdot \frac{(A + iB) \cdot (C - iD)}{(C + iD) \cdot (C - iD)} = P_0 \cdot \frac{(AC + BD) + i(BC - AD)}{C^2 + D^2} \quad (3.23.)$$

Assim, a norma do vector  $x_S$  pode ser expressa através da relação estabelecida em (3.22.).

$$\frac{x_S}{P_0} = \sqrt{\left(\frac{AC + BD}{C^2 + D^2}\right)^2 + \left(\frac{BC - AD}{C^2 + D^2}\right)^2} \quad (3.24.)$$

Desenvolvendo a equação (3.24.) obtém-se:

$$\frac{x_S}{P_0} = \sqrt{\frac{A^2 + B^2}{C^2 + D^2}} \quad (3.25.)$$

Pode por isso substituir-se a equação (3.25.) na equação (3.20.), o que resulta em:

$$\frac{x_S^2}{P_0^2} = \frac{(k_T - m_T \cdot \omega^2)^2 + \omega^2 \cdot c_T^2}{[(-m_S \cdot \omega^2 + k_S) \cdot (-m_T \cdot \omega^2 + k_T) - m_T \cdot \omega^2 \cdot k_T]^2 + \omega^2 \cdot c_T^2 \cdot (-m_S \cdot \omega^2 + k_S - m_T \cdot \omega^2)^2} \quad (3.26.)$$

A notação pode ser ainda mais simplificada. Assim, pode dizer-se que a razão das frequências do TMD e do modo de vibração da estrutura a controlar é expresso por:

$$q = \frac{\omega_T}{\omega_S} \quad (3.27.)$$

Por outro lado, a razão entre a frequência da solicitação e a frequência da estrutura é representada por:

$$r_S = \frac{\omega}{\omega_S} \quad (3.28.)$$

Por último, o amortecimento do TMD é dado por:

$$c_T = 2 \cdot \xi_T \cdot m_T \cdot \omega_T \quad (3.29.)$$

Substituindo na equação (3.26.), obtém-se a equação da resposta da estrutura:

$$\frac{x_S}{x_{S,est}} = \sqrt{\frac{(2 \cdot \xi_T \cdot r_S \cdot q)^2 + (r_S^2 - q^2)^2}{(2 \cdot \xi_T \cdot r_S \cdot q)^2 \cdot [1 - r_S^2 \cdot (1 + \mu)]^2 + \{r_S^4 - [1 + (1 + \mu) \cdot q^2] \cdot r_S^2 + q^2\}^2}} \quad (3.30.)$$

Na Figura 3.14 representam-se curvas de amplitude do movimento da massa da estrutura para diferentes valores do coeficiente de amortecimento do TMD e para  $q=0.90$ , obtidas a partir da equação (3.30). Na Figura 3.15 apresentam-se as curvas para o caso de  $q=0.80$ . Em ambos os casos a razão de massas entre o TMD e a estrutura é  $\mu=0.20$ .

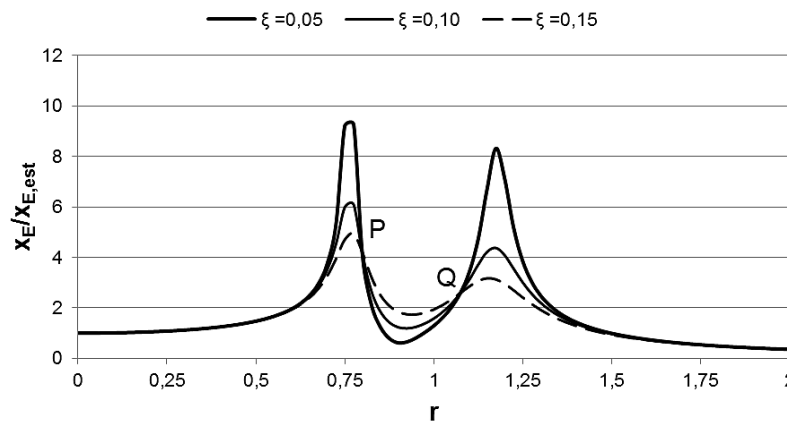


Fig.3.14. – Curvas de amplitude do movimento de  $m_S$  para  $\mu=0.20$ ,  $q=0.90$  e vários valores de  $\xi_T$

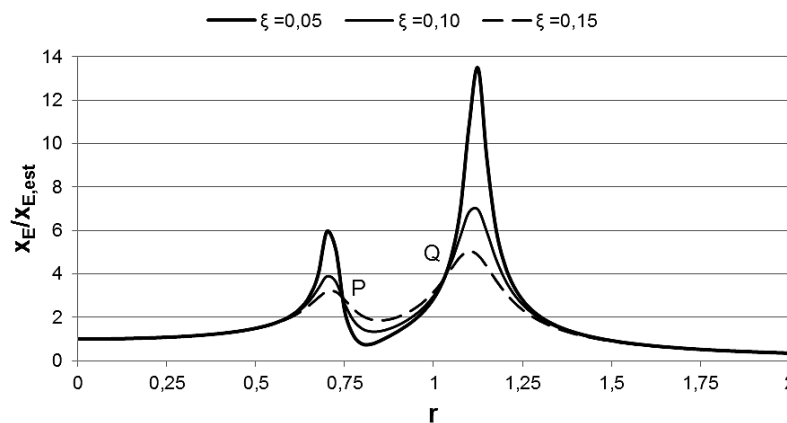


Fig.3.15. – Curvas de amplitude do movimento de  $m_S$  para  $\mu=0.20$ ,  $q=0.80$  e vários valores de  $\xi_T$

Por observação das figuras anteriores, pode concluir-se que a estrutura passa a ter duas frequências naturais de vibração na vizinhança da frequência natural do sistema de 1 grau de liberdade equivalente ao modo de vibração a controlar. Contudo, ao contrário do supressor de vibrações, a aplicação de um TMD não conduz a resposta nula na frequência original de ressonância. Apesar disso, a resposta passa a assumir valores bastante reduzidos.

Outro aspecto importante evidenciado nos gráficos apresentados é a existência de dois pontos fixos, P e Q, comuns às curvas com o mesmo valor de  $q$  e  $\mu$  e independentes do valor do amortecimento do TMD,  $\zeta_T$ . Esta particularidade está na base do dimensionamento dos TMD's.

De facto, o dimensionamento óptimo do TMD, isto é, os parâmetros do TMD para os quais se minimizam os deslocamentos da estrutura onde está instalado, pode ser obtido a partir da satisfação de duas condições: estabelecer um valor de  $q$  para o qual os pontos P e Q tenham a mesma ordenada e calcular o valor de  $\zeta_T$  tal que P e Q correspondam aos máximos locais da curva de amplitude de deslocamentos da estrutura.

Estas condições implicam, por isso, determinar os valores de  $r_S$  para os quais  $x_S/x_{S,est}$  é independente de  $\zeta_T$ . Para o efeito, pode reescrever-se a equação (3.30.) na seguinte forma:

$$\frac{x_S}{x_{S,est}} = \sqrt{\frac{A \cdot \zeta_T^2 + B}{C \cdot \zeta_T^2 + D}} \quad (3.31.)$$

Pode concluir-se assim que  $x_S/x_{S,est}$  é independente de  $\zeta_T$  quando:

$$\frac{A}{C} = \frac{B}{D} \quad (3.32.)$$

Assim, obtém-se a seguinte equação:

$$\left( \frac{2 \cdot r_S \cdot q}{(2 \cdot r_S \cdot q) \cdot [1 - r_S^2 \cdot (1 + \mu)]} \right)^2 = \left( \frac{(r_S^2 - q^2)}{r_S^4 - [1 + (1 + \mu) \cdot q^2] \cdot r_S^2 + q^2} \right) \quad (3.33.)$$

Os expoentes podem ser eliminados, passando a existir duas equações: uma com ambos os membros de sinal positivo e outra com um dos membros de sinal positivo e o restante de sinal negativo. Den Hartog [17] refere, todavia, que a equação com um dos membros negativos origina uma solução com  $r_S=0$ , ou seja,  $\omega=0$  o que, para aplicação dos TMD's, é um caso irrelevante visto tratar-se de uma solicitação estática e, por conseguinte, não originar vibrações. Por este motivo e para efeito da presente formulação, podem eliminar-se os expoentes da equação (3.33.) directamente, sem alterar o sinal de qualquer dos membros da equação. A equação resultante pode escrever-se como:

$$r_S^4 - 2 \cdot r_S^2 \cdot \frac{1 + q^2 + \mu \cdot q^2}{2 + \mu} + \frac{2 \cdot q^2}{2 + \mu} = 0 \quad (3.34.)$$

A equação (3.34.) tem duas soluções, que correspondem às abcissas dos pontos fixos P e Q (ou seja, os valores de  $r_S$  correspondentes a esses pontos). No entanto, a obtenção destes valores pode ser feita alternativamente à custa da equação (3.30.), uma vez que, como demonstrado, as abcissas dos pontos P e Q são independentes de  $\zeta_T$ . Por este motivo,  $\zeta_T$  pode assumir qualquer valor na equação (3.30.) para determinação das abcissas dos pontos fixos. Assim e por conveniência, pode admitir-se que  $\zeta_T = \infty$  e reescrever a equação do seguinte modo:

$$\frac{x_S}{x_{S,est}} = \frac{1}{1 - r_S^2 \cdot (1 + \mu)} \quad (3.35.)$$

Para um dimensionamento óptimo do TMD, as ordenadas dos pontos P e Q são iguais, ou seja:

$$\left[ \frac{x_S}{x_{S,est}} \right]_P = \left[ \frac{x_S}{x_{S,est}} \right]_Q \quad (3.36.)$$

Ou, de outra forma:

$$\frac{1}{1 - (r_S^P)^2 \cdot (1 + \mu)} = \frac{1}{1 - (r_S^Q)^2 \cdot (1 + \mu)} \quad (3.37.)$$

O valor óptimo de  $q$  é, por conseguinte, dado por:

$$q_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (3.38.)$$

Resta assim determinar o valor de  $\zeta_T$  para o qual P e Q correspondem aos picos das curvas de resposta da estrutura. Introduzindo a expressão de  $q_{opt}$  na equação (3.30.), igualando a derivada da expressão obtida a zero e resolvendo a equação em ordem a  $\zeta_T$ , obtém-se:

$$\zeta_T = \sqrt{\frac{\mu \cdot \left( 3 \pm \sqrt{\frac{\mu}{\mu + 2}} \right)}{8 \cdot (1 + \mu)^3}} \quad (3.39.)$$

A equação (3.39.) expressa dois valores de  $\zeta_T$ , pelo que Den Hartog sugere a adopção do seu valor médio para determinação do coeficiente de amortecimento óptimo, isto é:

$$\xi_{T,opt} = \sqrt{\frac{3 \cdot \mu}{8 \cdot (1 + \mu)^3}} \quad (3.40.)$$

Nestas condições, a amplitude máxima do deslocamento da estrutura é dada por:

$$\left(\frac{x_S}{x_{S,est}}\right)_{max} = 1 + \frac{2}{\mu} \quad (3.41.)$$

Aplicando as equações (3.38.) e (3.44.) para um caso com  $\mu=0.20$  obtém-se o gráfico da Figura 3.16.

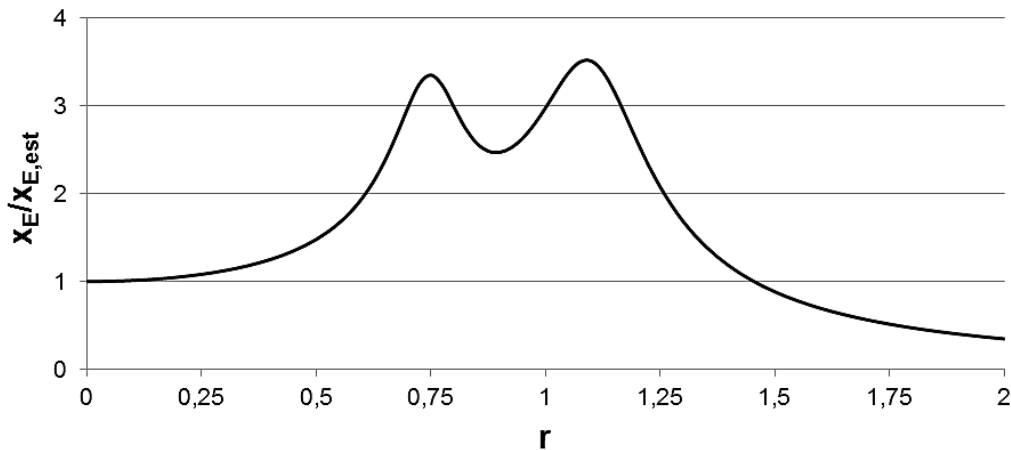


Fig.3.16. – Amplitude de movimento da estrutura para  $\mu=0.20$  e respectivos valores óptimos  $\xi_{T,opt}$  e  $q_{opt}$

Por último, um aspecto importante para a aplicação prática destes dispositivos é o deslocamento relativo entre o TMD e a estrutura, que pode condicionar a sua aplicação ou a sua posição na estrutura em casos onde existam limitações de espaço relevantes. O deslocamento relativo máximo é dado por:

$$\left(\frac{x_{S,rel}}{x_{S,est}}\right)_{max} = \sqrt{\frac{x_S}{x_{S,est}} \cdot \frac{1}{2 \cdot \mu \cdot r_S \cdot \xi_{T,opt}}} \quad (3.42.)$$

### 3.3.3. DIMENSIONAMENTO DE UM TMD PARA UMA ESTRUTURA COM AMORTECIMENTO

Em situações práticas, as estruturas de Engenharia Civil apresentam amortecimento não nulo devido ao comportamento dos materiais que as constituem. Deste modo, por exemplo, estruturas de betão armado tendem a apresentar coeficientes de amortecimento superiores face às estruturas de aço [4]. Este facto origina um desenvolvimento dos casos expostos anteriormente, passando o sistema a assumir o esquema que se apresenta na Figura 3.17.

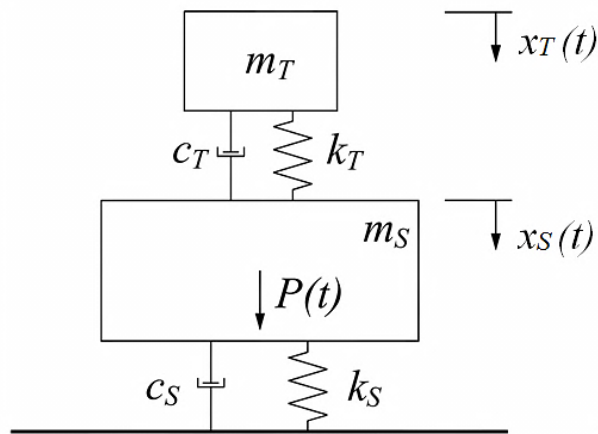


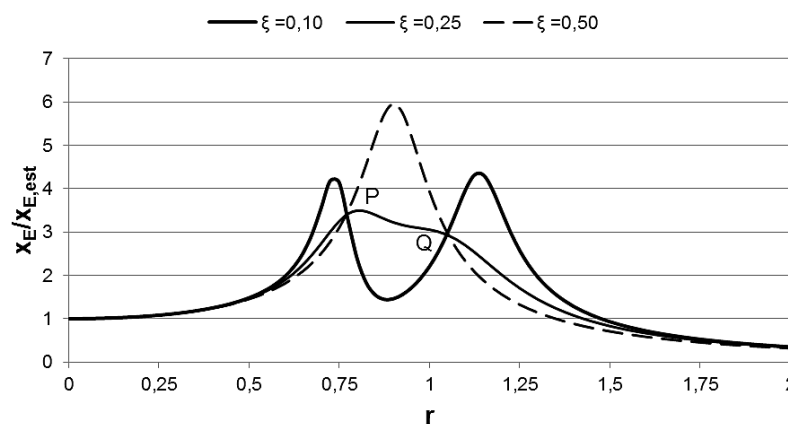
Fig.3.17. – Esquema de funcionamento de um TMD aplicado a uma estrutura com amortecimento [18]

Através de um procedimento análogo ao descrito em 3.3.2, pode obter-se o deslocamento da estrutura e do TMD para o caso de uma estrutura com amortecimento, expressos nas equações (3.43.) e (3.44.) [18].

$$\frac{x_S}{x_{S,est}} = \sqrt{\frac{(2 \cdot \xi_T \cdot r_S \cdot q)^2 + (r_S^2 - q^2)^2}{(2 \cdot r_S)^2 \cdot \{\xi_T \cdot [r_S^2 \cdot (1 + \mu) - 1] + \xi_S \cdot (r_S^2 - q^2)\}^2 + [\mu \cdot q^2 \cdot r_S^2 - (r_S^2 - 1) \cdot (r_S^2 - q^2) + (2 \cdot r_S)^2 \cdot \xi_S \cdot \xi_T]^2}} \quad (3.43.)$$

$$\frac{x_T}{x_{S,est}} = \sqrt{\frac{(2 \cdot \xi_T \cdot q)^2 + q^4}{(2 \cdot r_S)^2 \cdot \{\xi_T \cdot [r_S^2 \cdot (1 + \mu) - 1] + \xi_S \cdot (r_S^2 - q^2)\}^2 + [\mu \cdot q^2 \cdot r_S^2 - (r_S^2 - 1) \cdot (r_S^2 - q^2) + (2 \cdot r_S)^2 \cdot \xi_S \cdot \xi_T]^2}} \quad (3.44.)$$

Nas Figuras 3.18 e 3.19 representam-se as curvas de amplitude do movimento da massa da estrutura,  $m_S$ , obtidas a partir da equação (3.43.), respectivamente para uma estrutura com baixo amortecimento estrutural ( $\xi_S=1\%$ ) e para uma estrutura com amortecimento estrutural elevado ( $\xi_S=10\%$ ). Em ambas as situações adoptou-se  $\mu=0.20$  e  $q=0.85$ , fazendo-se variar o valor de amortecimento do TMD,  $\xi_T$ .

Fig.3.18. – Amplitude do deslocamento de  $m_S$  para  $\mu=0.20$ ,  $q=0.85$  e diferentes valores de  $\xi_T$  numa estrutura de amortecimento baixo ( $\xi_S=0.01$ )

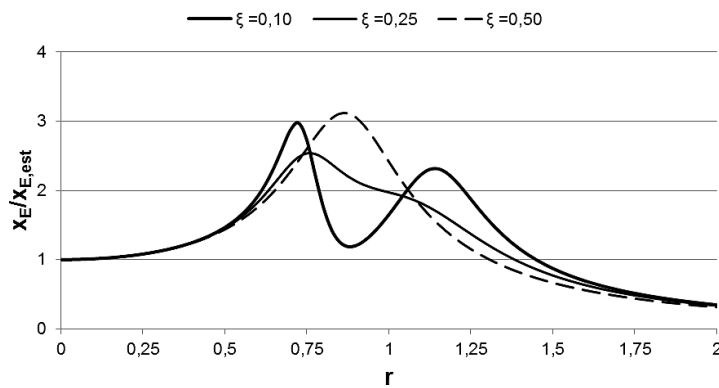


Fig.3.19. – Amplitude do deslocamento de  $m_s$  para  $\mu=0.20$ ,  $q=0.85$  e diferentes valores de  $\xi_T$  numa estrutura de amortecimento elevado ( $\xi_s=0.1$ )

A comparação dos dois conjuntos de curvas permite tecer considerações importantes para o dimensionamento dos TMD's. De facto, para estruturas de amortecimento baixo, observa-se que todas as curvas têm dois pontos comuns, P e Q, à semelhança da aplicação de um TMD a uma estrutura sem amortecimento. Por conseguinte, as equações (3.38.) e (3.40.) são adequadas para a determinação dos parâmetros óptimos do TMD em estruturas com amortecimento baixo. Por outro lado, a Figura 3.19 permite concluir que, para estruturas com amortecimento elevado, as curvas deixam de apresentar quaisquer pontos fixos. Assim sendo, a formulação anteriormente desenvolvida não é válida, sendo necessário adoptar uma metodologia diferente para a aplicação de TMD's a estruturas com amortecimento elevado.

De facto, Bachmann e Weber [19] indicam que, para valores de amortecimento estrutural  $\zeta_s$  inferiores a 1%, as equações (3.38.) e (3.40.), podem ser utilizadas para o dimensionamento do TMD, em virtude de o erro não ser significativo. Caso contrário, os autores recomendam a utilização de ábacos que representam a solução da equação (3.43.), obtida por intermédio de métodos numéricos, conforme se indica nas Figuras 3.20, 3.21 e 3.22, da autoria de Moutinho [3]. Adicionalmente, a Figura 3.23 permite a determinação do máximo deslocamento relativo entre o TMD e a estrutura, parâmetro importante para instalação do TMD na estrutura. Realça-se, contudo, que os TMD's apresentam uma eficiência superior em estruturas com amortecimento baixo, pelo que a utilização dos ábacos é muitas vezes dispensada.

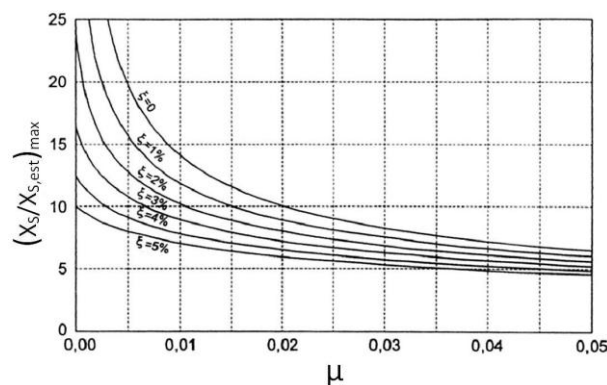


Fig.3.20. – Curvas de amplificação máxima do deslocamento da massa  $m_s$  [3]

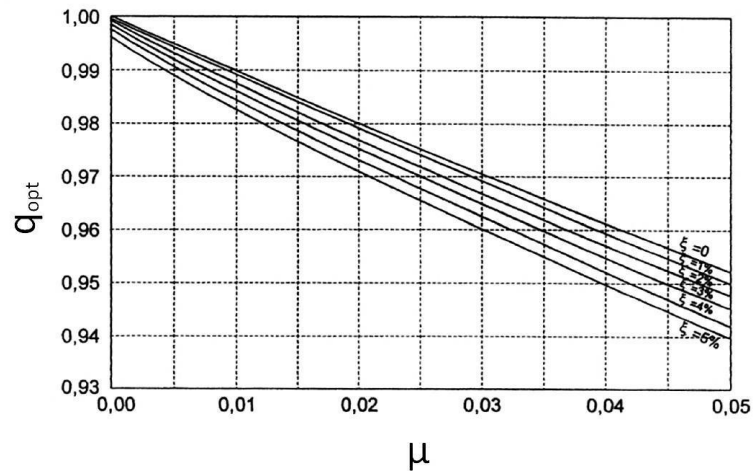
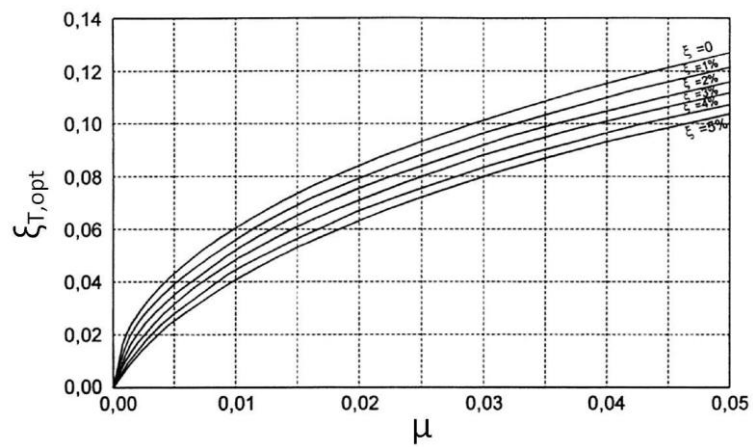
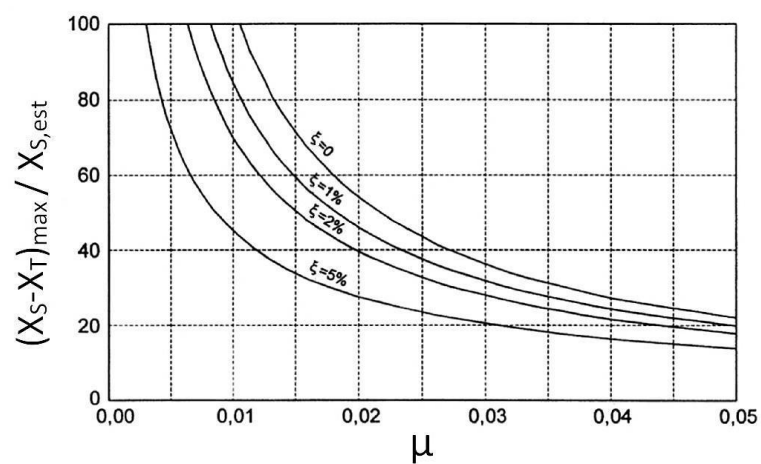
Fig.3.21. – Curvas para determinação de  $q_{opt}$  [3]Fig.3.22. – Curvas para determinação de  $\xi_{T,opt}$  [3]

Fig.3.23. – Curva de amplificação máxima do deslocamento relativo entre o TMD e a estrutura [3]

### 3.3.3.1. Pré-dimensionamento da massa de TMD's para controlo de vibrações induzidas por peões

Conforme referido em 2.3.3, o cumprimento das condições de serviço em pontes pedonais implica limitar as acelerações que podem ocorrer na estrutura. É por isso importante, à luz dos aspectos discutidos sobre o dimensionamento dos TMD's, escolher a sua massa de acordo com as acelerações máximas que se considerem admissíveis para a estrutura em causa. Apresenta-se a seguir um possível procedimento de pré-dimensionamento da massa dos TMD's sugerido por Moutinho [3].

O problema consiste em garantir que:

$$a_{max} = a_{adm} \quad (3.45.)$$

onde  $a_{max}$  representa a aceleração máxima da estrutura e  $a_{adm}$  a aceleração máxima admissível, que deve ser definida de acordo com as recomendações referidas em 2.3.3.

O valor do deslocamento máximo da massa da estrutura ( $m_s$ ) do sistema equivalente de 1 grau de liberdade, correspondente ao modo de vibração a controlar antes da instalação do TMD, pode ser obtido a partir da Figura 3.20, tomando para isso  $\mu=0$ , ou seja, considerando nula a massa do TMD. Para esta situação, o valor da amplitude do deslocamento da estrutura é dado por [3]:

$$\frac{x_{S,max}}{x_{S,est}} = \frac{1}{2 \cdot \xi_S} \quad (3.46.)$$

O dimensionamento do TMD pressupõe o raciocínio inverso uma vez que se procura que  $x_S/x_{S,est}$  não ultrapasse um dado valor máximo e, para tal, se calcula o valor mínimo da massa do TMD que garante o cumprimento desta condição.

Uma vez que a resposta é dominada pelo modo a controlar, de frequência  $\omega_n$ , a velocidade máxima ( $v_{max}$ ) e o deslocamento máximo ( $d_{max}$ ) da estrutura podem obter-se, de forma simplificada, através das seguintes expressões:

$$v_{max} = \frac{a_{max}}{\omega_n} \quad (3.47.)$$

$$d_{max} = x_{S,max} = \frac{a_{max}}{\omega_n^2} \quad (3.48.)$$

É importante recordar que o deslocamento estático é dado por:

$$x_{S,est} = \frac{P_0}{k_S} \quad (3.49.)$$

Através das equações (3.48.) e (3.49.) pode concluir-se que:

$$\frac{x_{S,max}}{x_{S,est}} = \frac{a_{max} \cdot k_S}{\omega_n^2 \cdot P_0} \quad (3.50.)$$

Recorrendo ao ábaco da Figura 3.20 pode então determinar-se o valor de  $\mu$  para o qual o deslocamento da massa da estrutura não ultrapasse o valor definido na expressão (3.50.). Tendo definido o valor da massa, é possível então terminar o processo de dimensionamento recorrendo às expressões dos parâmetros óptimos ou aos ábacos de dimensionamento, consoante o coeficiente de amortecimento da estrutura.

É importante notar que este processo de determinação da massa deve ser encarado apenas como indicativo uma vez que, na aplicação prática de um TMD a uma estrutura, o valor de  $\mu$  é frequentemente limitado pelo espaço disponível para a sua instalação. Para contornar algumas destas limitações é corrente, por exemplo, a aplicação de vários TMD's equivalentes de dimensão mais reduzida para controlo de um dado modo, ao invés da utilização de um único dispositivo cuja instalação seria inviável.

### 3.3.3.2. Sensibilidade da resposta da estrutura face aos parâmetros do TMD

A escolha correcta dos parâmetros do TMD, nomeadamente o seu amortecimento  $\zeta_T$  e a sua frequência  $\omega_T$ , produz uma redução muito eficaz da resposta da estrutura, como já anteriormente exposto. No entanto, Bachmann e Weber [20] destacam que o rigor dessa afinação tem implicações muito significativas na eficiência do TMD.

Bachmann e Weber ilustram esta questão com um exemplo, assumindo  $\mu=0,01$  e  $\zeta_S=0,01$ . As curvas de amplificação máxima da resposta, em função do valor de  $q$  e  $\zeta_T$ , indicam-se na Figura 3.24. O dimensionamento óptimo, correspondente à amplificação mínima de valor 11,6, pressupõe os valores  $q_{opt}=0,99$  e  $\zeta_{T,opt}=0,06$ . Observando a curva de amplificação 15 podem tirar-se conclusões relativas ao impacto das variações destes dois parâmetros. Bachmann e Weber realçam que, para que se obtenha uma amplificação inferior a 15,  $q$  terá de assumir um valor entre 0,96 e 1,02, ou seja, uma variação máxima de cerca de 3% em torno do seu valor óptimo. Quanto ao valor do amortecimento do TMD,  $\zeta_T$ , o seu valor deverá estar contido no intervalo de 0,03 e 0,11, isto é, desvios de respectivamente 50% e 100% em relação ao valor óptimo.

Deste exemplo pode concluir-se que o ajuste rigoroso da frequência do TMD é fundamental para a sua eficiência e que, por outro lado, o seu amortecimento é um parâmetro comparativamente pouco determinante para a resposta da estrutura. Por conseguinte, a afinação da rigidez do TMD,  $k_T$ , deverá ser particularmente cuidada.

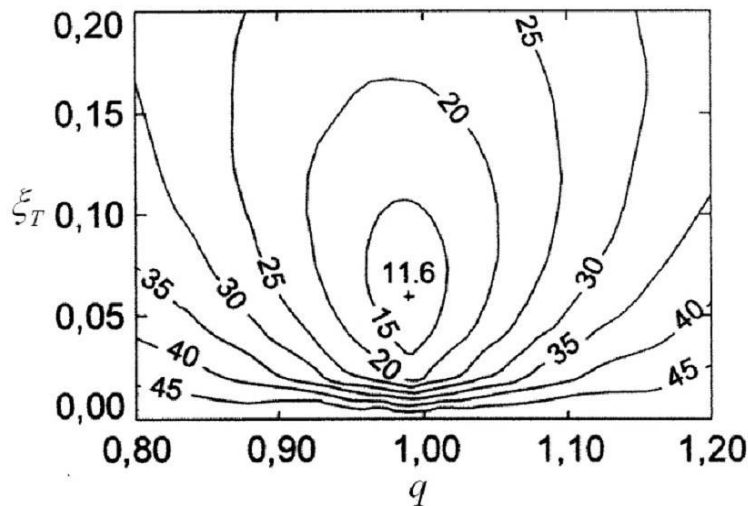


Fig.3.24. – Curvas de amplificação máxima para  $\mu=0,01$  e  $\xi_s=0,01$  [20]

### 3.3.3.3. Aplicação de TMD's equivalentes

Quando a dimensão de um TMD não permite a sua integração na estrutura, quer pelo espaço disponível se revelar insuficiente, quer por representar um elemento demasiado destacado a nível arquitectónico, é possível conceber uma solução composta por múltiplos TMD's de dimensão inferior, que dispostos em vários pontos da estrutura permitem um efeito equivalente ao TMD originalmente pretendido.

Após a determinação do valor de  $\mu$  necessário para obtenção do nível de acelerações desejado, pode definir-se o número mínimo de TMD's que possibilite a sua implementação mediante as condições da estrutura. A localização de cada TMD deve também ser escolhida dando prioridade a pontos de elevada coordenada modal, para que o seu impacto seja tão significativo quanto possível na resposta.

O processo de dimensionamento é feito para cada TMD individualmente. Por conseguinte, deve calcular-se a massa modal correspondente à posição de cada TMD normalizando o modo de vibração, para que tenha componente unitária na secção onde o dispositivo está instalado. A massa de cada TMD é calculada assumindo o valor de  $\mu$  obtido para o caso de ser necessário apenas um único TMD e multiplicando cada valor resultante por um factor de participação,  $\beta_i$  [3]. Este coeficiente redutor faz com que a solução final seja efectivamente equivalente à actuação de um TMD único, devendo respeitar a seguinte condição, na qual  $m$  é o número de TMD's equivalentes a utilizar.

$$\sum_{i=1}^m \beta_i = 1 \tag{3.51.}$$

### 3.3.3.4. Determinação dos parâmetros dinâmicos após instalação dos TMD's

Importa também determinar as características do sistema de 2 graus de liberdade resultante da aplicação do TMD à estrutura, nomeadamente as novas frequências naturais, os seus modos vibração e os respectivos coeficientes de amortecimento.

O sistema representado na Figura 3.17 tem as seguintes matrizes de massa, amortecimento e rigidez:

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_S & 0 \\ 0 & m_T \end{bmatrix} \quad (3.52.)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_S + c_T & -c_T \\ -c_T & c_T \end{bmatrix} \quad (3.53.)$$

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_S + k_T & -k_T \\ -k_T & k_T \end{bmatrix} \quad (3.54.)$$

Relembra-se que a equação do movimento é dada por:

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C} \cdot \dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K} \cdot \mathbf{u}(t) = \mathbf{P}(t) \quad (3.55.)$$

e que a sua solução é determinada a partir da equação:

$$(\mathbf{K} - \omega^2 \cdot \mathbf{M}) \cdot \boldsymbol{\phi} = 0 \quad (3.56.)$$

Para determinação das frequências naturais, a equação assume a seguinte forma:

$$\det(\mathbf{K} - \omega^2 \cdot \mathbf{M}) = 0 \quad (3.57.)$$

Substituindo na equação (3.57.) as matrizes de massa e rigidez do sistema de 2 graus de liberdade em estudo, a equação passa a:

$$\det \left( \begin{bmatrix} k_S + k_T - \omega^2 \cdot m_S & -k_T \\ -k_T & k_S - \omega^2 \cdot m_T \end{bmatrix} \right) = 0 \quad (3.58.)$$

Desenvolvendo o determinante da matriz, conclui-se que:

$$\omega^4 \cdot m_S \cdot m_T + \omega^2 \cdot (-m_S \cdot k_T - m_T \cdot k_S - m_T \cdot k_T) + k_S \cdot k_T = 0 \quad (3.59.)$$

Pode por isso efectuar-se uma mudança de variável, de forma a facilitar a resolução da equação. Assim, admite-se que:

$$\omega^2 = x \quad (3.60.)$$

Pelo que a equação (3.59.) se transforma em:

$$x^2 \cdot m_S \cdot m_T + x \cdot (-m_S \cdot k_T - m_T \cdot k_S - m_T \cdot k_T) + k_S \cdot k_T = 0 \quad (3.61.)$$

Ou seja, trata-se de uma equação de 2º grau do tipo:

$$ax^2 + bx + c = 0 \quad (3.62.)$$

em que:

$$\begin{cases} a = m_S \cdot m_T \\ b = -m_S \cdot k_T - m_T \cdot k_S - m_T \cdot k_T \\ c = k_S \cdot k_T \end{cases} \quad (3.63.)$$

A solução desta equação é expressa pela fórmula resolvente aplicável, ou seja:

$$\omega^2 = x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (3.64.)$$

As duas soluções correspondem, deste modo, às duas frequências naturais do sistema. Considerando que se pretende controlar o n-ésimo modo de vibração da estrutura, de frequência natural  $\omega_n$ , as novas frequências designar-se-ão por  $\omega_{n,1}$  e  $\omega_{n,2}$ . Substituindo (3.63.) em (3.64.), obtêm-se as novas frequências da estrutura:

$$(\omega_{n,1})^2 = \frac{k_T \cdot (m_S + m_T) + k_S \cdot m_T - \sqrt{[k_T \cdot (m_S + m_T) + k_S \cdot m_T]^2 - 4 \cdot m_S \cdot m_T \cdot k_S \cdot k_T}}{2 \cdot m_S \cdot m_T} \quad (3.65.)$$

$$(\omega_{n,2})^2 = \frac{k_T \cdot (m_S + m_T) + k_S \cdot m_T + \sqrt{[k_T \cdot (m_S + m_T) + k_S \cdot m_T]^2 - 4 \cdot m_S \cdot m_T \cdot k_S \cdot k_T}}{2 \cdot m_S \cdot m_T} \quad (3.66.)$$

Substituindo as frequências obtidas, na equação (3.56.), os modos de vibração podem escrever-se como:

$$\phi_{n,1} = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ \frac{k_S + k_T - (\omega_{n,1})^2 \cdot m_S}{k_T} \end{array} \right\} \quad (3.67.)$$

$$\phi_{n,2} = \left\{ \begin{array}{c} 1 \\ \frac{k_S + k_T - (\omega_{n,2})^2 \cdot m_S}{k_T} \end{array} \right\} \quad (3.68.)$$

Resta apenas determinar os coeficientes de amortecimento modais para cada um dos modos. Atentando no modo de frequência  $\omega_{n,1}$  é possível dizer que:

$$\xi_{n,1} = \frac{c_{n,1}}{c_{\text{crítico}}} = \frac{c_{n,1}}{2 \cdot m_{n,1} \cdot \omega_{n,1}} \quad (3.69.)$$

O amortecimento  $C_{n,1}$  pode ser dado por:

$$c_{n,1} = \phi_{n,1}^T \cdot C \cdot \phi_{n,1} \quad (3.70.)$$

A expressão (3.70.) pode ser reescrita da seguinte forma:

$$c_{n,1} = [1 \quad \phi_{n,12}] \cdot \begin{bmatrix} c_S + c_T & -c_T \\ -c_T & c_T \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ \phi_{n,12} \end{bmatrix} \quad (3.71.)$$

em que  $\phi_{n,12}$  representa o segundo elemento do vetor  $\phi_{n,1}$ . Desenvolvendo o produto matricial, obtém-se a seguinte equação:

$$c_{n,1} = c_S + c_T - 2 \cdot c_T \cdot \phi_{n,12} + c_T \cdot (\phi_{n,12})^2 \quad (3.72.)$$

O amortecimento do sistema de 1 grau de liberdade equivalente ao modo de vibração da estrutura original que se pretende controlar,  $c_S$ , é dado por:

$$c_S = 2 \cdot \xi_S \cdot \omega_S \cdot m_S \quad (3.73.)$$

Para além disso, e analogamente ao exposto na equação (3.70.), a massa do modo de vibração  $n,1$  é dada por:

$$m_{n,1} = \phi_{n,1}^T \cdot M \cdot \phi_{n,1} \quad (3.74.)$$

Ou seja:

$$m_{n,1} = [1 \quad \phi_{n,12}] \cdot \begin{bmatrix} m_S & 0 \\ 0 & m_T \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ \phi_{n,12} \end{bmatrix} \quad (3.75.)$$

A expressão para o cálculo da massa modal é portanto dada por:

$$m_{n,1} = m_S + m_T \cdot (\phi_{n,12})^2 \quad (3.76.)$$

Assim, a equação (3.69.) passa a assumir a forma:

$$\xi_{n,1} = \frac{2 \cdot \xi_S \cdot \omega_S \cdot m_S + c_T \cdot [1 - 2 \cdot \phi_{n,12} + (\phi_{n,12})^2]}{2 \cdot \omega_{n,1} \cdot [m_S + m_T \cdot (\phi_{n,12})^2]} \quad (3.77.)$$

Por último, exprimindo  $\phi_{n,12}$  através das características do sistema, conforme explicitado na equação (3.67.), o valor do coeficiente de amortecimento passa a:

$$\xi_{n,1} = \frac{2 \cdot \xi_S \cdot \omega_S \cdot m_S + c_T \cdot \left[ 1 - 2 \cdot \left( \frac{k_S + k_T - (\omega_{n,1})^2 \cdot m_S}{k_T} \right) + \left( \frac{k_S + k_T - (\omega_{n,1})^2 \cdot m_S}{k_T} \right)^2 \right]}{2 \cdot \omega_{n,1} \cdot \left[ m_S + m_T \cdot \left( \frac{k_S + k_T - (\omega_{n,1})^2 \cdot m_S}{k_T} \right)^2 \right]} \quad (3.78.)$$

Analogamente, o coeficiente de amortecimento do segundo modo,  $\xi_{n,2}$ , é dado por:

$$\xi_{n,2} = \frac{2 \cdot \xi_S \cdot \omega_S \cdot m_S + c_T \cdot \left[ 1 - 2 \cdot \left( \frac{k_S + k_T - (\omega_{n,2})^2 \cdot m_S}{k_T} \right) + \left( \frac{k_S + k_T - (\omega_{n,2})^2 \cdot m_S}{k_T} \right)^2 \right]}{2 \cdot \omega_{n,2} \cdot \left[ m_S + m_T \cdot \left( \frac{k_S + k_T - (\omega_{n,2})^2 \cdot m_S}{k_T} \right)^2 \right]} \quad (3.79.)$$

### 3.3.3.5. Cálculo simplificado da eficiência do TMD

Tendo determinado as características do novo sistema, formado pela estrutura e pelo TMD, é possível proceder a um cálculo simplificado da sua eficiência, que permite por um lado validar o dimensionamento efectuado, e por outro fornecer dados indicativos para comparação com os ensaios experimentais a realizar após instalação dos dispositivos, com vista a validar a sua correcta aplicação.

Os deslocamentos da estrutura podem ser obtidos a partir de uma expressão no plano de Argand [13]. Assim, e para o sistema não amortecido, o deslocamento da massa  $m_S$  da estrutura,  $x_S$ , pode ser escrito como:

$$x_S = \frac{P_0}{m_S \cdot (\omega_S^2 - \omega^2) + i \cdot c_S \cdot \omega} \quad (3.80.)$$

onde  $P_0$  é a amplitude do primeiro harmónico da acção dos peões em causa, de frequência angular  $\omega$ .

Os deslocamentos do sistema amortecido,  $x_{S,T}$ , podem ser obtidos através da sobreposição das respostas modais, obtendo-se a seguinte expressão:

$$x_{S,T} = \frac{P_0}{m_{n,1} \cdot (\omega_{n,1}^2 - \omega^2) + i \cdot c_{n,1} \cdot \omega} + \frac{P_0}{m_{n,2} \cdot (\omega_{n,2}^2 - \omega^2) + i \cdot c_{n,2} \cdot \omega} \quad (3.81.)$$

A eficiência do TMD pode, desta forma, ser calculada através de um coeficiente de redução da resposta dinâmica em termos de deslocamentos,  $\eta_x$ , que corresponde à seguinte razão:

$$\eta_x = \frac{\max(x_S)}{\max(x_{S,T})} \quad (3.82.)$$

Geralmente, contudo, a eficiência dos TMD's avalia-se em termos de redução das acelerações da estrutura. Assim, as equações (3.80) e (3.81) podem transformar-se em acelerações através das seguintes relações:

$$a_S = -\omega^2 \cdot x_S \quad (3.83.)$$

$$a_{S,T} = -\omega^2 \cdot x_{S,T} \quad (3.84.)$$

O coeficiente de redução da resposta pode então ser expresso em termos de acelerações, obtendo-se:

$$\eta_a = \frac{\max(a_S)}{\max(a_{S,T})} \quad (3.85.)$$



## 4

PROJECTO DA NOVA PONTE  
PEDONAL SOBRE O RIO AVE

## 4.1. APRESENTAÇÃO E LOCALIZAÇÃO DA OBRA

Integrada no projecto de Requalificação da Frente de Rio da Autarquia de Santo Tirso, a nova ponte pedonal sobre o Rio Ave foi concebida e dimensionada pela empresa SOPSEC – Sociedade de Prestação de Serviços de Engenharia Civil SA, na qual o autor desenvolve a sua actividade profissional de projectista de estruturas desde 2003. Os estudos dinâmicos em fase de projecto contaram com a assessoria do Laboratório de Vibrações e Monitorização de Estruturas da FEUP (ViBest).

Localizada na freguesia de Burgães, em Santo Tirso, a ponte liga a cidade ao Parque Urbano da Rabada e encontra-se inserida num percurso pedonal e ciclovía com 1.4km de extensão total. A Figura 4.1 apresenta a localização da ponte no mapa da região, assinalada com um marcador azul, enquanto a Figura 4.2 mostra a vista aérea do local da construção. Ambas as imagens foram obtidas a partir da plataforma online Google Maps [20].

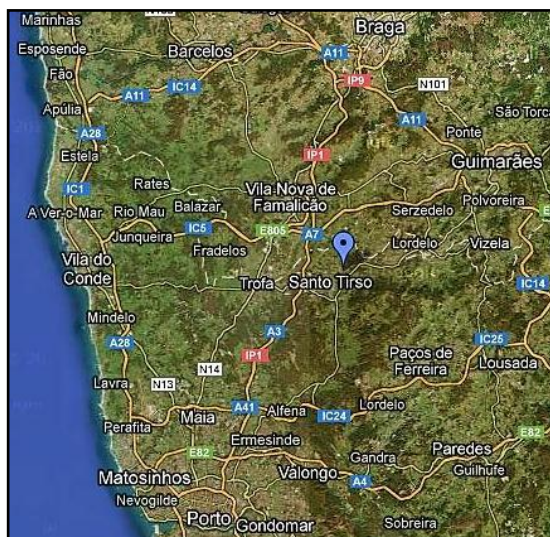


Fig.4.1. – Localização da ponte pedonal [20]



Fig.4.2. – Vista aérea do local da obra [20]

## 4.2. DESCRIÇÃO DA SOLUÇÃO ESTRUTURAL

### 4.2.1. GEOMETRIA GERAL

A nova ponte pedonal sobre o Rio Ave é uma ponte metálica em arco, com traçado recto em planta e extensão total de 84m, estruturalmente desligada dos passeios pedonais adjacentes através de juntas de dilatação colocadas nas suas extremidades. O arco tem uma corda de 60m e flecha de 6m, o que configura uma relação de abatimento de 1:10 (arco muito abatido). A Figura 4.3, retirada das peças desenhadas do projecto de estabilidade, representa o alçado geral da obra de arte, enquanto a Figura 4.4 mostra o seu traçado em planta.

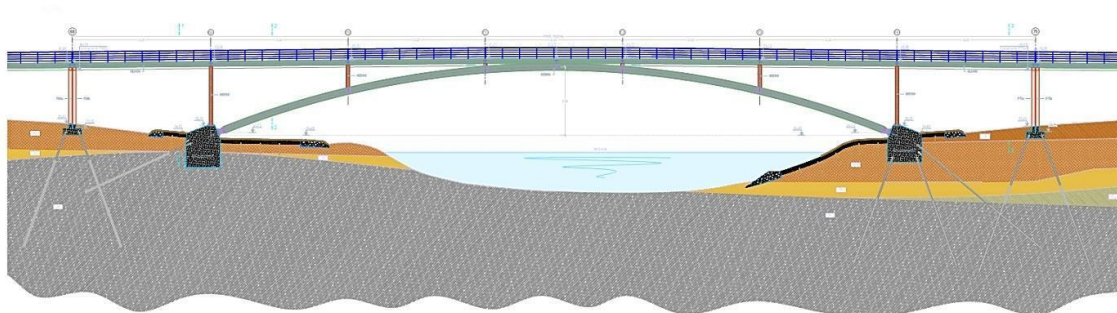


Fig.4.3. – Alçado da ponte pedonal [23]

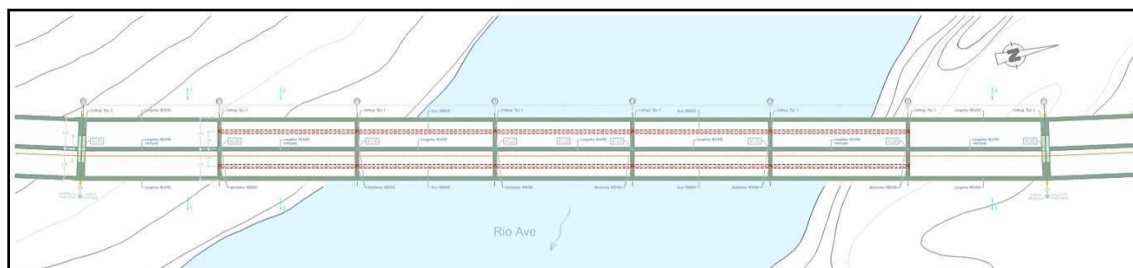


Fig.4.3. – Traçado em planta da ponte pedonal [23]

No que diz respeito a condições de apoio, o arco metálico encontra-se ligado a encontros de betão armado, situados à cota baixa nas margens do rio. Nas suas extremidades, a ponte apresenta dois pilares de betão armado de secção transversal  $2.20 \times 0.30 \text{ m}^2$ . O tabuleiro toma apoio directo sobre o arco, com a ajuda de montantes em aço, e sobre os dois pilares extremos.

### 4.2.2. FUNDAÇÕES

Para o correcto dimensionamento dos órgãos de fundação da ponte, foi solicitado à Câmara Municipal de Santo Tirso um reconhecimento geológico-geotécnico que caracterizasse os solos ocorrentes no local da intervenção. A campanha de prospecção composta por sondagens mecânicas (SPT) e sondagens com penetrómetros dinâmicos, foi realizada pela empresa especializada GEOMA – Geotecnia e Mecânica dos Solos Lda e permitiu identificar várias formações geotécnicas, de natureza diferente em cada uma das margens do rio, o que deu origem a soluções diferenciadas para a fundação de cada um dos encontros.

O reconhecimento geológico-geotécnico evidenciou, então, um leito de fundação com boas características portantes próximo da superfície na margem direita do Rio Ave, sendo que na margem oposta (Parque da Rabada) esse mesmo maciço se encontrava a grande profundidade encimado por camada de aterros/aluviões com fracas características geomecânicas. Assim sendo, preconizou-se a execução de encontro na margem direita através de fundação directa, complementada com 5 microestacas inclinadas apenas em corte, de modo a suportar os esforços horizontais e deslocamentos provocados pelo arco da ponte. Já para a margem esquerda, preconizou-se a execução de encontro com maciço de encabeçamento descarregando em 16 microestacas inclinadas em planta e em corte. O encontro da margem direita penetra mais de 1m no maciço rochoso de forma a poder resistir aos impulsos hidrostáticos em situação de cheia. Na margem direita a componente horizontal desta acção que será transmitida pelo arco será absorvida pelas microestacas orientadas ortogonalmente à ponte. As Figuras 4.4 e 4.5 ilustram as soluções de fundação e respectiva estratificação do solo, para cada uma das margens. No que diz respeito às fundações dos pilares extremos, estas são comuns aos pilares extremos dos passeios pedonais adjacentes e realizadas através de sapatas apoiadas em microestacas.

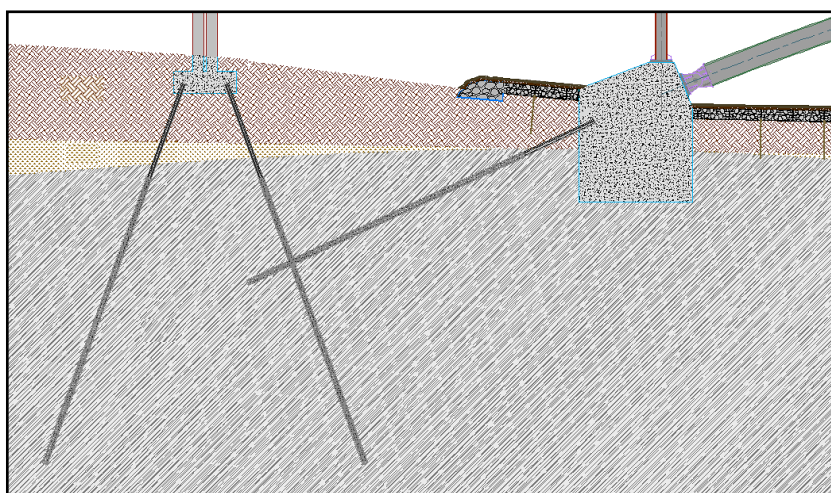


Fig.4.4. – Solução de fundação na margem direita [23]

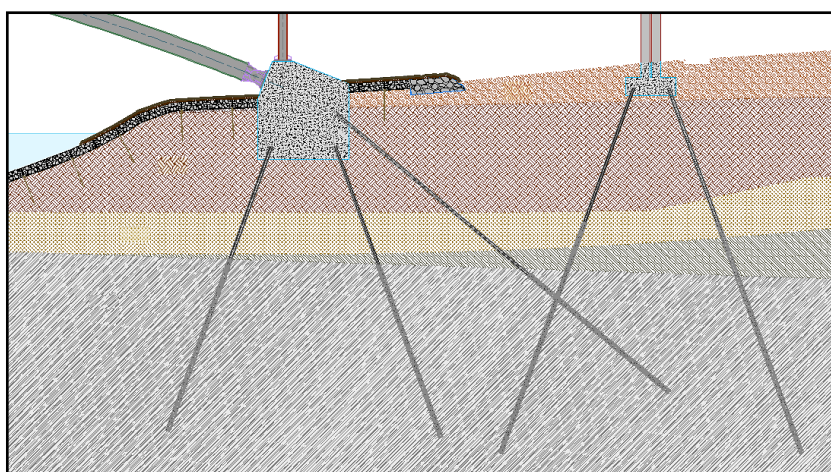


Fig.4.4. – Solução de fundação na margem esquerda [23]

Com o objectivo de prevenir a erosão superficial dos taludes sobre os encontros da obra de arte, assim como a montante e a jusante deste alinhamento, promovida por eventual cheia torrencial no curso do Rio Ave que possa arrastar o material que envolve a fundação, previu-se o revestimento das margens na zona envolvente aos encontros por aplicação de colchões de rede metálica galvanizada, preenchidos com material rochoso arrumado e rematados no contorno com prisma de volumetria variável de blocos de enrocamento. Os colchões foram fixos ao solo subjacente através da cravação de varões no solo e respectiva fixação dos mesmos à rede.

#### 4.2.3. SUPERESTRUTURA

O principal órgão estrutural da ponte é o seu arco metálico bi-articulado, constituído por dois perfis laminados curvos, espaçados a eixo de 3.00m e ligados por contraventamento em “X”, realizado por perfis tubulares rectangulares. A Figura 4.5 mostra uma vista lateral da ponte onde é possível observar o arco e respectivo sistema de contraventamento e a Figura 4.6 mostra o detalhe da ligação articulada do arco a um dos encontros em betão armado.



Fig.4.5. – Vista lateral da ponte

A estrutura metálica do tabuleiro é constituída por 3 longarinas (2 periféricas e 1 central) realizadas por perfis laminados, espaçadas a eixo de 2.55m, e por carlingas metálicas de inércia variável, espaçadas a eixo de 12.00m. A ligação da estrutura do tabuleiro ao arco e aos encontros é materializada por montantes também realizados por perfis laminados, espaçados longitudinalmente a eixo de 12.00m, ligados às carlingas. Nos topos da ponte, as carlingas extremas tomam apoio directamente sobre os pilares de betão armado.



Fig.4.6. – Pormenor da ligação do arco ao encontro

A secção transversal do tabuleiro, com 4.80m de largura útil, resulta não simétrica devido à existência de um *deck* de madeira, conforme se pode observar na Figura 4.7.



Fig.4.7. – Vista da face superior do tabuleiro

O pavimento é constituído por uma laje maciça de betão de agregados leves, assente em pré-lajes armadas, conforme representado na Figura 4.8. Estruturalmente e uma vez que não foram previstos conectores, o tabuleiro não se comporta como uma estrutura mista aço-betão.

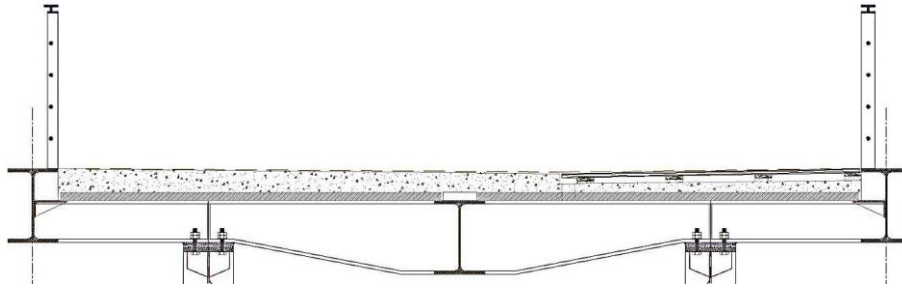


Fig.4.8. – Secção transversal do tabuleiro da ponte na zona das carlingas correntes

Relativamente às secções transversais dos perfis metálicos, o arco é composto por dois perfis laminados curvos HEB 600 (Figura 4.9 a). As longarinas laterais do tabuleiro são realizadas por perfis laminados HEA 450 aos quais foram soldadas cantoneiras L 200×100×10 para apoio das pré-lajes (Figura 4.9 b). Já a longarina central é realizada por um perfil laminado HEA 450 simples (Figura 4.9 c). Os montantes são realizados por perfis laminados HEB 300 (Figura 4.9 d) e o contraventamento dos montantes e do arco é realizado por perfis laminados tubulares rectangulares RHS 150×100×4 (Figura 4.9 e).

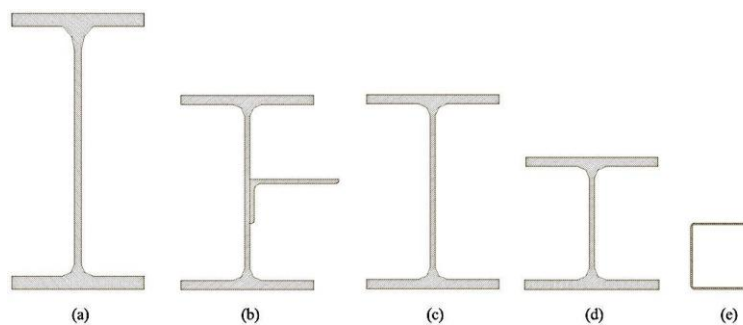


Fig.4.9. – Secções transversais dos perfis metálicos que compõem a estrutura: HEB 600 (a); HEA 450 + cantoneira L 200×100×10 (b); HEA 450 (c); HEB 300 (d); RHS 150×100×4 (e)

Nos topos da ponte, a geometria das carlingas teve de ser diferente da representada na Figura 4.8, para que o apoio sobre os pilares de betão armado fosse adequado. Na prática, a parte central da carlinga, de inércia constante, foi alargada conforme representado na Figura 4.10.

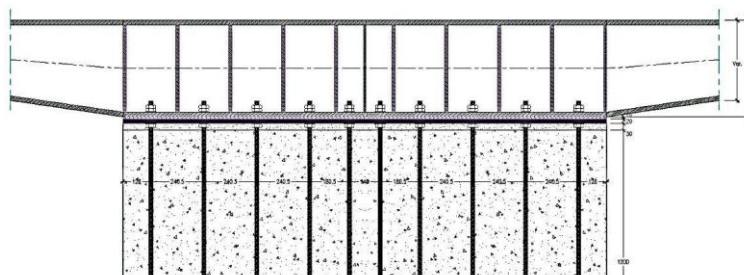


Fig.4.10. – Geometria das carlingas extremas e ligação aos pilares de betão armado

#### 4.2.4. MATERIAIS

Todos os perfis metálicos representados na Figura 4.9 foram realizados com aço da classe S355 JR (EN 10025). Elementos estruturais metálicos secundários, como por exemplo os guarda-corpos, foram realizados com aço da classe S235 JR. Todos os chumbadouros, varões roscados, parafusos, porcas e anilhas foram de classe 8.8. Microestacas foram realizadas com aço da classe N80 (DIN 4128).

Fundações, encontros e pilares em betão armado foram realizados com betão da classe C30/37 e aço S500. Já as lajes maciças e pré-lajes do tabuleiro foram realizadas com betão de agregados leves da classe LC30/33, com classe de massa volúmica D1.6. Refira-se que, de acordo com a classe de massa volúmica indicada, o peso específico do betão leve não deveria exceder os  $15\text{kN/m}^3$ . Contudo, durante a execução da obra constatou-se que o peso volúmico real deste betão era de cerca de  $18\text{kN/m}^3$ .

### 4.3. ESTUDOS DINÂMICOS EM FASE DE PROJECTO

#### 4.3.1. METODOLOGIA

Conforme já referido em 1.2, foi aplicada a metodologia preconizada pelas recomendações do projecto HIVOSS [10], através das quais se efectuou a classificação da ponte, se definiram acções compatíveis com o grau esperado de utilização e se fixaram limites para a resposta dinâmica.

A inserção da ponte num parque verde, numa zona não excessivamente povoada ou sujeita a grande utilização, ainda que podendo em situações não usuais ser atravessada por um número considerável de peões, levou à sua inclusão na Classe III. Para esta classe, as recomendações do SÉTRA [9] propõem a consideração de uma densidade de atravessamento de  $0.5$  peões/ $\text{m}^2$ , o que corresponde à presença em simultâneo de 202 peões sobre a superfície total de  $84 \times 4.8\text{m}^2$ . Em correspondência com esta densidade de peões, foi então definida uma força distribuída com características sinusoidais, cuja amplitude foi definida em função da frequência dos modos ressonantes, estudados separadamente.

Em complemento da acção sinusoidal proposta nas recomendações do SÉTRA para o cenário de utilização fixado, foram avaliados os efeitos da acção de um peão em andamento normal ou em jogging, com frequências de passada coincidentes com frequências mais próximas do tabuleiro. Apesar de não ser definido como caso de carga nas recomendações mencionadas, este estudo foi levado a cabo pelo facto de, no entendimento do autor, corresponder a uma situação de utilização mais habitual e eventualmente mais gravosa e para a qual se considerou importante assegurar o conforto de utilização. Mais à frente se verá que os resultados da análise vieram a confirmar esta hipótese.

No que respeita às exigências de conforto, definiu-se um nível de conforto máximo na situação que se previu mais corrente, de baixa utilização, e considerou-se ser aceitável um nível de conforto intermédio na situação de maior densidade de peões. No primeiro caso, isso correspondeu a fixar níveis máximos de aceleração vertical de  $0.5\text{m/s}^2$  e níveis de aceleração transversal máximos de  $0.15\text{m/s}^2$ . Para a situação de conforto médio, foram fixados níveis de aceleração vertical máxima situados no intervalo  $0.5\text{-}1.0\text{m/s}^2$  e níveis máximos de aceleração transversal na ordem dos  $0.15\text{-}0.30\text{m/s}^2$ . Neste caso particular, a inexistência de vibrações transversais com frequências no intervalo  $0.3\text{-}1.3\text{Hz}$  permitiu concluir não estar em causa um problema de sincronização lateral.

Os modelos numéricos desenvolvidos para levar a cabo a análise dinâmica serão em seguida descritos. No entanto, avaliações preliminares revelaram desde cedo que as frequências naturais de vibração se iriam localizar justamente na gama de frequências em que se situam as acções dinâmicas induzidas por peões. Esta conclusão constituiu um indicador de que seria muito difícil limitar os níveis de vibração da obra sem a inclusão de dispositivos de controlo de vibrações.

#### 4.3.2. MODELOS NUMÉRICOS DESENVOLVIDOS

Para apoiar o estudo do comportamento dinâmico da ponte foi criado um modelo numérico 3D, de elementos finitos, no software Robot Structural Analysis Professional, da Autodesk. Foram utilizados elementos de barra para a estrutura metálica e pilares extremos de betão armado, e elementos de casca para a modelação da laje de betão armado do tabuleiro. O arco, em particular, foi discretizado por 44 (22+22) elementos de barra. Quanto aos elementos de casca, foram adoptados elementos finitos de 4 nós com dimensão aproximada de 0.5m, distribuídos segundo uma malha quadrada. A Figura 4.11 mostra uma perspectiva geral do modelo desenvolvido.

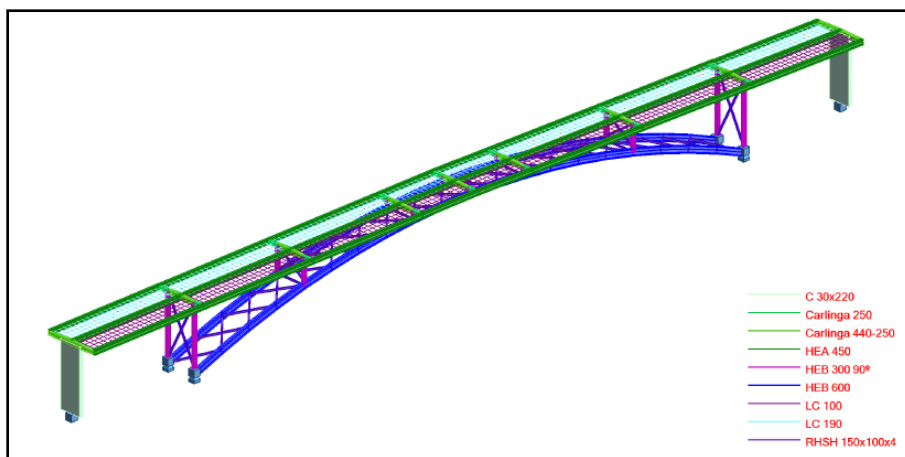


Fig.4.11. – Modelo numérico desenvolvido em fase de projecto

Em termos de ligações entre elementos estruturais, a generalidade das barras garante continuidade total de esforços, com excepção feita à ligação dos montantes centrais às carlingas do tabuleiro. Uma vez que estes elementos estruturais são muito curtos, consequentemente muito rígidos, a referida ligação foi considerada no modelo como articulada. Na construção, foi realizada uma ligação aparafusada, com integração de chapas de aço inox, furos ovalizados e aparelhos de apoio em elastómero, de forma a materializar o efeito desejado.

Relativamente às condições de apoio, pilares e montantes extremos foram considerados encastrados na base. Em relação ao arco, conforme foi já atrás referido, as suas ligações aos encontros foram consideradas como articuladas, sendo a conformidade da ligação real com esta hipótese bem patente na Figura 4.6.

No que diz respeito às massas envolvidas, para além do peso próprio de todos os elementos estruturais, foram ainda consideradas as massas do *deck* de madeira do pavimento ( $45\text{kg/m}^2$ ) e dos guarda-corpos metálicos ( $15\text{kg/m}$ ). Ambas foram integradas na massa global da estrutura em todas as análises levadas a cabo.

As frequências naturais e modos de vibração foram determinados considerando diversos cenários de carregamento em termos de massa: ponte descarregada; tabuleiro preenchido com  $0.5$  peões/ $\text{m}^2$ ; tabuleiro preenchido com  $1.0$  peões/ $\text{m}^2$ . O objectivo deste estudo foi compreender se, aquando do atravessamento da ponte por fluxos de peões (cuja massa pode ser significativa face à massa da ponte), as frequências naturais resultavam consideravelmente afectadas, podendo, porventura, agravar o risco de vibrações significativas.

Outro parâmetro dinâmico de grande importância são as massas modais associadas a cada modo de vibração. O software utilizado calcula a configuração dos modos normalizados em relação à massa, ou seja, satisfazendo a condição expressa na equação (4.1.).

$$\boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\phi}_n = 1 \quad (4.1.)$$

Por outras palavras, o vector  $\boldsymbol{\phi}_n$  está normalizado em relação à massa. Pode demonstrar-se, então, que a massa modal para o modo normalizado em relação à componente de deslocamento máximo do tabuleiro pode ser calculada de forma simples a partir do respectivo modo de vibração. Para isso, considere-se o modo de vibração normalizado em relação à componente máxima do tabuleiro  $\boldsymbol{\phi}_n'$ , ou seja:

$$\boldsymbol{\phi}_n' = b \cdot \boldsymbol{\phi}_n \quad (4.2.)$$

em que a constante  $b$  é dada por:

$$b = \frac{1}{\phi_{n,máx}} \quad (4.3.)$$

Pode por isso dizer-se que a massa modal,  $M_n$ , pode ser calculada por:

$$\boldsymbol{\phi}_n'^T \cdot \mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\phi}_n' = M_n \quad (4.4.)$$

Substituindo  $\boldsymbol{\phi}_n'$  de acordo com a equação (4.2.), obtém-se:

$$b \cdot \boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{M} \cdot b \cdot \boldsymbol{\phi}_n = M_n \quad (4.5.)$$

A equação (4.5.) pode ainda tomar a seguinte forma:

$$b^2 \cdot \boldsymbol{\phi}_n^T \cdot \mathbf{M} \cdot \boldsymbol{\phi}_n = M_n \quad (4.6.)$$

Substituindo as equações (4.1.) e (4.3.) na expressão (4.6.), obtém-se o valor da massa modal:

$$M_n = \frac{1}{(\phi_{n,máx})^2} \quad (4.7.)$$

No que respeita ao amortecimento, parâmetro que apenas após construção da ponte pôde ser determinado com rigor, admitiu-se caracterizado por um coeficiente de 0.4% para todos os modos de vibração. Trata-se de um valor típico para o comportamento em serviço de estruturas metálicas, como foi já referido e indicado no Quadro 2.7. O subsequente estudo da resposta dinâmica foi realizado tendo por base os cenários de carregamento e níveis de conforto referidos em 4.3.1, tendo sido avaliados os níveis de vibração associados aos modos de vibração situados na banda de frequências críticas (ver Figuras 2.24 e 2.25), determinados através do Método da Sobreposição Modal.

A acção dos peões em caminhada foi então modelada de duas formas distintas: através de uma carga dinâmica pontual, aplicada no ponto de coordenada modal máxima de cada modo de vibração e com frequência igual à correspondente frequência natural, e através de cargas dinâmicas uniformemente distribuídas, de sinal concordante com o sinal das ordenadas de cada modo de vibração, tendo em vista a modelação de fluxos de peões em caminhada.

A expressão (4.8.) traduz a carga sinusoidal ressonante correspondente à acção de um peão individual em caminhada, tendo o peso do peão sido tomado igual a 700N e o coeficiente de Fourier do primeiro harmónico igual a 0.4. Assim, considerando apenas o contributo do primeiro harmónico e sendo  $f_i$  a frequência natural do modo de vibração em análise, o valor da carga aplicada  $P_i$  é dado por:

$$P_i(t) = 280 \cdot \sin(2\pi \cdot f_i \cdot t) \quad (4.8.)$$

A Figura 4.12 mostra a posição desta carga pontual para o primeiro modo de vibração, a título de exemplo (transversalmente, a carga está posicionada sobre o eixo do tabuleiro).

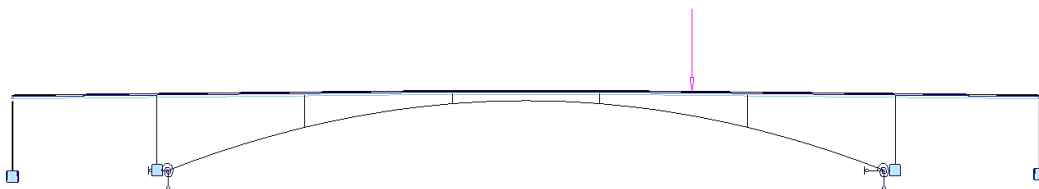


Fig.4.12. – Esquema de aplicação da carga pontual de caminhada para o 1º modo de vibração

Relativamente à modelação de fluxos de peões em caminhada e conforme referido em 4.3.1, foi considerada uma densidade de atravessamento igual a 0.5 peões/m<sup>2</sup>, correspondente à classe de tráfego na qual a ponte se insere, tendo sido definida a correspondente carga dinâmica uniformemente distribuída, de acordo com a expressão (4.9.):

$$p_i(t) = 0.5 \cdot \lambda \cdot \psi_{k,i} \cdot [280 \cdot \cos(2\pi \cdot f_i \cdot t)] \quad (4.9.)$$

em que  $\lambda$  é o quociente entre o número de peões equivalente e o número de peões total e  $\psi_{k,i}$  é um coeficiente redutor tendo em conta o risco de ressonância, no harmónico de ordem  $k$ , da acção dos peões para o modo de ordem  $i$  (ver 2.1.2.2). A Figura 4.13. mostra a configuração desta carga correspondente ao primeiro modo de vibração, a título de exemplo.

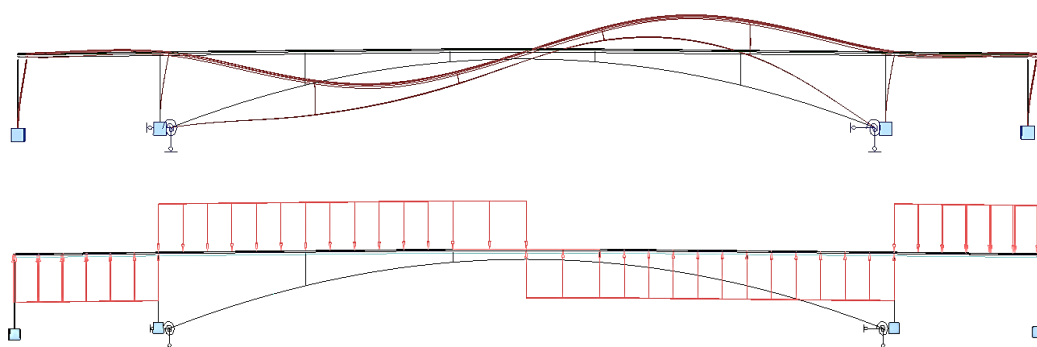


Fig.4.13. – Esquema de aplicação da carga de caminhada uniformemente distribuída para o 1º modo de vibração

Quanto à acção dos peões em corrida, esta foi modelada de forma semelhante à do caso do peão individual em caminhada, variando apenas a intensidade da força inicial aplicada, de acordo com a expressão (4.10.).

$$P_i(t) = 1250 \cdot \sin(2\pi \cdot f_i \cdot t) \quad (4.10.)$$

A Figura 4.14 mostra a posição desta carga pontual para o terceiro modo de vibração, a título de exemplo (transversalmente, a carga está posicionada sobre o eixo do tabuleiro).

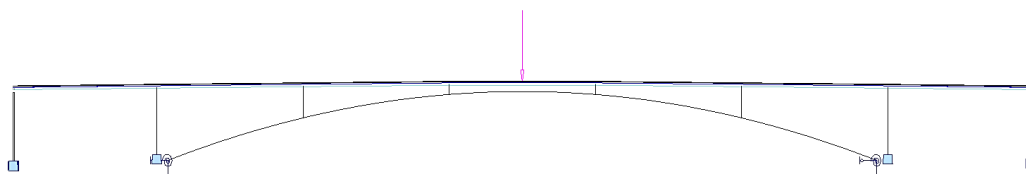


Fig.4.14. – Esquema de aplicação da carga pontual de corrida para o 3º modo de vibração

#### 4.3.3. RESULTADOS OBTIDOS

Representam-se na Figura 4.15 as frequências naturais resultantes para os primeiros 4 modos de vibração, considerando a ponte descarregada (submetida exclusivamente às acções permanentes), carregada com 0.5 peões/m<sup>2</sup> e com 1 peão /m<sup>2</sup>. Representam-se igualmente as configurações modais em alçado. Repare-se que a assimetria da secção transversal origina modos de vibração com componentes horizontais e verticais em simultâneo. No caso dos modos 1, 3 e 4 são dominantes as componentes de vibração no plano vertical, enquanto para o modo 2, envolvendo simultaneamente torção e flexão transversal, são dominantes as componentes horizontais.

Nas Figuras 4.16 e 4.17 mostram-se as componentes modais relativas ao tabuleiro, na direcção vertical para os modos 1 e 3, e nas direcções horizontal e vertical para o modo 2, assinalando-se os valores máximos das ordenadas modais, assumindo a normalização dos modos em correspondência com massas modais unitárias. O Quadro 4.1 lista as massas modais para os três primeiros modos de vibração, obtidas a partir das máximas ordenadas modais de acordo com a expressão (4.7.).

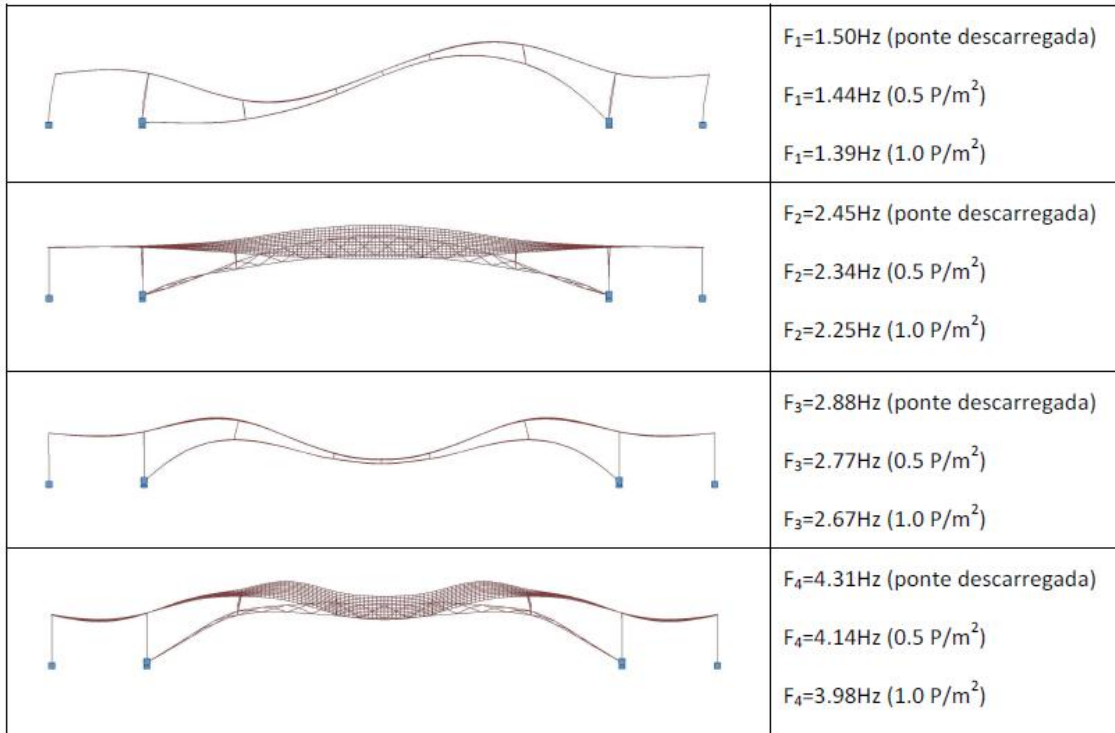


Fig.4.15. – Frequências naturais e configurações dos modos de vibração principais

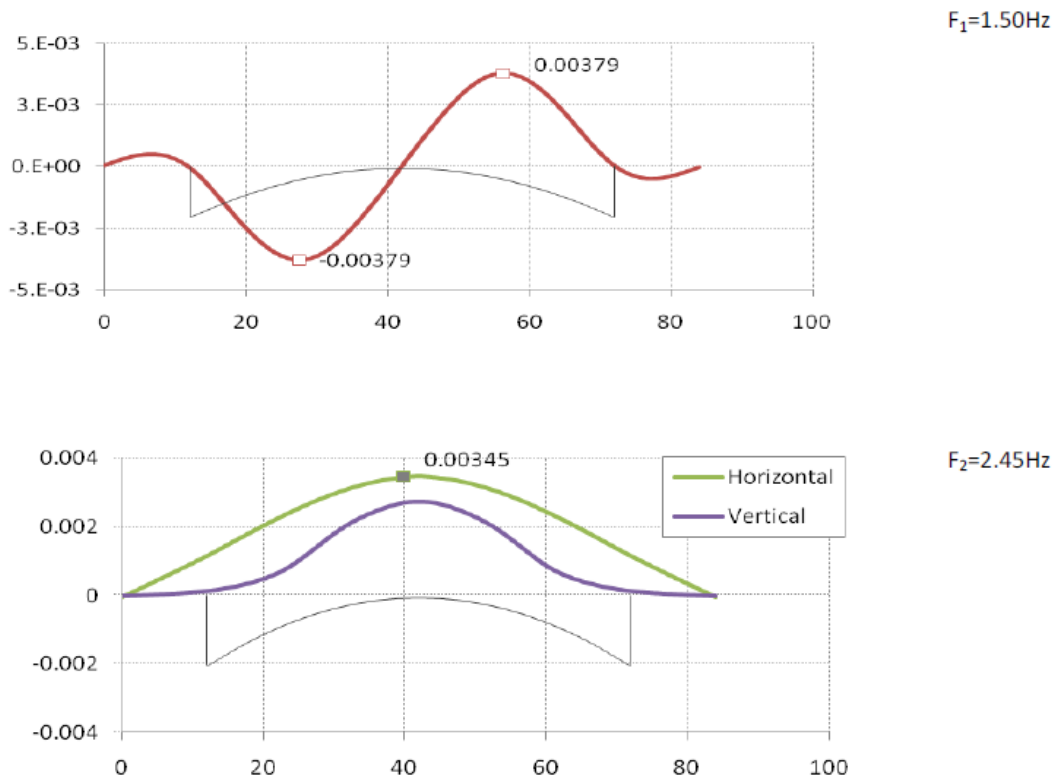


Fig.4.16. – Configurações modais do tabuleiro para os modos de vibração 1 e 2 e indicação das máximas ordenadas modais (ponte descarregada)

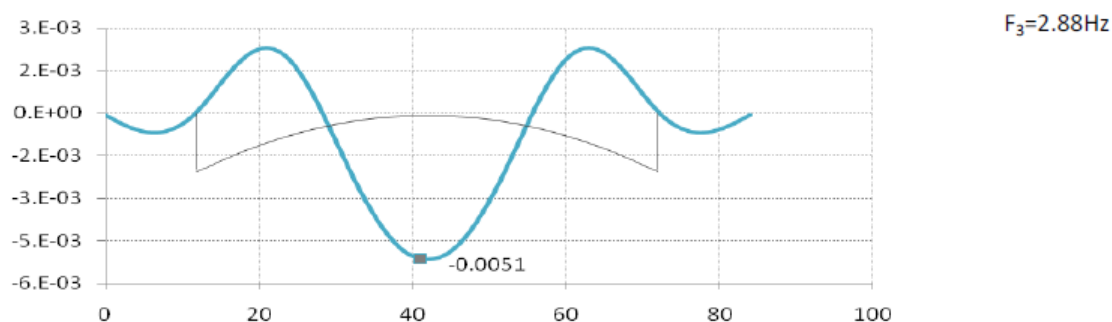


Fig.4.17. – Configuração modal do tabuleiro para o modo de vibração 3 e indicação da máxima ordenada modal (ponte descarregada)

Quadro 4.1. – Massas modais associadas aos primeiros 3 modos de vibração

Modo	Máxima componente modal	Massa modal (kg)
1	0,00379	69618
2	0,00345	84018
3	0,00510	38447

A realização do estudo dos efeitos dinâmicos da acção dos peões evidenciou elevadas amplitudes de vibração em correspondência com os primeiros 3 modos de vibração. Considerando os limites fixados em 4.3.1, concluiu-se que, nas condições de projecto, a ponte pedonal exibiria um nível de conforto mínimo (aceleração vertical no intervalo de 1 a 2.5m/s<sup>2</sup>) na utilização por uma multidão, com a densidade de 0.5 peões/m<sup>2</sup> em andamento lento, ou então na utilização por um peão em *jogging* ou corrida. O Quadro 4.2 sistematiza os resultados mais gravosos obtidos para os referidos modos de vibração, considerados críticos do ponto de vista do conforto, em termos de acelerações transversais máximas ( $a^x_{máx}$ ) e verticais máximas ( $a^z_{máx}$ ).

Quadro 4.2. – Resultados mais gravosos da análise dinâmica

Modo nº	Frequência (Hz)	$a^x_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	$a^z_{max}$ (m/s <sup>2</sup> )	Cenário de utilização
1	1.50 (descarregada)	≅ 0	0.47	1 Pessoa em andamento lento
	1.44 (0.5P/m <sup>2</sup> )	≅ 0	1.45	Andamento lento de 0.5P/m <sup>2</sup>
2	2.45	1.46	1.15	1 Pessoa em "jogging"
	2.34 (0.5P/m <sup>2</sup> )	0.36	0.28	Andamento acelerado de 0.5P/m <sup>2</sup>
3	2.88	0.27	4.04	1 Peão em corrida
		0.07	0.90	1 Peão em corrida, freq.=2.80Hz

A análise detalhada dos resultados constantes do Quadro 4.2 gerou as seguintes conclusões quanto ao que previsivelmente seria o comportamento dinâmico da ponte caso não fossem incluídos quaisquer dispositivos de controlo de vibrações:

- i. O andamento lento de um peão à frequência ressonante de 1,5Hz induziria uma aceleração máxima vertical de  $0,47\text{m/s}^2$  que, não excedendo o limite de máximo conforto, mostrava a possibilidade de se alcançarem níveis de vibração perceptíveis (acima de  $0,5\text{m/s}^2$ ) para a utilização por pequenos grupos de peões;
- ii. O atravessamento por um número considerável de peões, correspondente a uma densidade de  $0,5\text{P/m}^2$ , poderia originar acelerações mais relevantes, de grandeza superior ao valor de  $1\text{m/s}^2$  considerado como limite superior para níveis médios de conforto. Não sendo intoleráveis, tais níveis de vibração sugeriam a necessidade de instalar um TMD para controlo de vibrações, tal decisão dependendo naturalmente da verificação dos níveis de amortecimento previstos e das frequências próprias após construção da estrutura. Refere-se contudo que a frequência de 1,44Hz é uma frequência pouco natural de andamento, situando-se esta essencialmente no intervalo de 1,7Hz – 2,2Hz. Assim, a decisão sobre a instalação de um TMD para controlar este modo de vibração teria de ter em particular consideração a frequência medida: uma frequência inferior a 1,4Hz poderia dispensar a sua instalação, mas uma frequência de 1,7Hz implicaria a sua necessidade;
- iii. Sendo a utilização da ponte pedonal por um peão ou por um grupo pequeno grupo de peões em *jogging* um dos cenários mais prováveis, este caso de carga foi considerado como relevante, apesar de não constar das recomendações do SÉTRA [9]. A probabilidade de ressonância na frequência do 2º modo de vibração (2,45Hz) era significativa, já que tal frequência se situa no intervalo médio das frequências de excitação em *jogging* ou corrida (2,2 – 3,0Hz). Assim sendo, os níveis de vibração vertical observados deveriam ser considerados importantes, até porque que eram induzidos pelo atravessamento por um único peão. Os níveis de vibração transversal resultantes, de  $1,46\text{m/s}^2$ , eram também preocupantes, tendo em conta a menor tolerância às vibrações transversais e o limite de  $0,3\text{m/s}^2$  para níveis de conforto médios. Considerou-se, assim, que seria muito importante o controlo de vibrações, preferencialmente na direcção transversal, já que eram mais relevantes as componentes modais nessa direcção (ver Figura 4.16), ainda que efectivamente as acções mobilizadoras de tais vibrações fossem verticais. Registou-se ainda, para este modo, a aceleração transversal máxima de  $0,36\text{m/s}^2$  induzida pelo atravessamento de  $0,5\text{P/m}^2$ , embora com menor gravidade já que dificilmente ocorreria um andamento acelerado de um número tão elevado de peões, a não ser numa situação de corrida organizada;
- iv. Por último, foi registada a muito elevada aceleração vertical induzida por um peão em corrida com frequência igual à do 3º modo de vibração (2,88Hz). Tratava-se igualmente de uma situação preocupante, ainda que tivesse sido observado que, neste caso em particular, um pequeno desvio da frequência ressonante (inferior a 0,1Hz) originava uma redução da resposta máxima de 4 vezes (ver Quadro 4.2). Por essa razão e pelo facto de a tolerância às vibrações verticais ser superior à tolerância às vibrações transversais, considerou-se também que a decisão de instalar um TMD vertical para este modo de vibração deveria ser feita após construção e medição dos níveis de amortecimento e de vibração alcançados na utilização por pequenos grupos em corrida.

## 4.3.4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO SISTEMA DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

O pré-dimensionamento dos três TMD's propostos foi efectuado com base nas frequências naturais e componentes modais obtidas em fase de projecto, tendo sido determinadas as suas características óptimas por métodos simplificados, baseados na idealização da estrutura como uma soma de sistemas de 1 grau de liberdade independentes, e assumindo uma eficiência de cerca de 70% da prevista em termos dos níveis de amortecimento alcançados na garantia dos limites de conforto estipulados em 4.3.1. Apresentam-se no Quadro 4.3 as características dos modos sintonizados em termos de frequência e massa modal (ponte carregada para o modo 1 e ponte descarregada para os modos 2 e 3), assim como dos TMD's propostos: frequência óptima (Freq. TMD), massa oscilante, rigidez e constante de amortecimento (suposto linear e viscoso) e deslocamento relativo da massa oscilante, já afectado de um coeficiente de segurança de 2.

Quadro 4.3. – Características dos TMD's propostos

Modo/ TMD	Frequência (Hz)	Massa modal (kg)	Características do TMD				
			Freq. TMD (Hz)	Massa TMD (kg)	$K_{TMD}$ (N/m)	$C_{TMD}$ (Ns/m)	Desl. Relativo (mm)
1	1.44	75637	1.41	1400	110480	2016	±150
2	2.45	82403	2.36	3000	661840	9869	±100
3	2.88	37623	2.84	500	159126	1235	±100

A localização dos 3 TMD's, designados em correspondência com a ordem dos modos de vibração, é apresentada na Figura 4.18, correspondendo sensivelmente aos pontos de máximas componentes modais dos modos de vibração sintonizados.

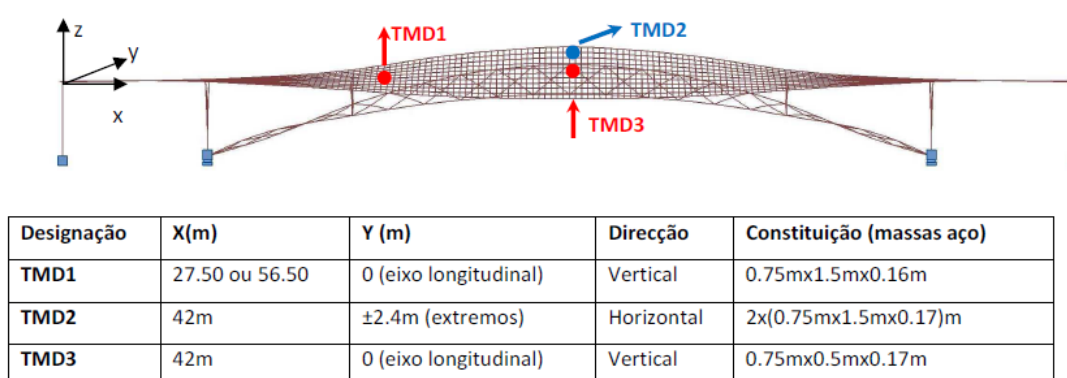


Fig.4.18. – Localização dos TMD's propostos

Note-se que as massas dos TMD's indicadas no Quadro 4.3 representam apenas a parcela oscilante, não incluindo assim a massa das partes não oscilantes, ou seja, sistema de guiamento, molas, amortecedor e estrutura de fixação, constituindo tipicamente um acréscimo de cerca de 25%.

Com o objectivo de demonstrar a eficiência dos TMD's propostos, o Quadro 4.4 sistematiza os valores calculados do coeficiente de amortecimento mínimo  $\xi$  resultante (afectados por um coeficiente de 0,7 de modo a reflectir uma eficiência inferior à prevista), assim como os valores máximos da aceleração horizontal e vertical esperada para os cenários de carregamento descritos no Quadro 4.2 e para cenários mais gravosos, como o correspondente ao carregamento por uma densidade de  $1P/m^2$ .

Quadro 4.4. – Estimativa da resposta dinâmica máxima após instalação de TMD's

Modo n <sup>o</sup>	Frequência (Hz)	$\xi$ (%)	$a_{max}^x$ (m/s <sup>2</sup> )	$a_{max}^z$ (m/s <sup>2</sup> )	Desl. Tabuleiro/ Desl. Relativo (mm)	Cenário de utilização
1	1.44 (0.5P/m <sup>2</sup> )	3.3	$\cong 0$	0.54	$\pm 7\text{mm} / \pm 52\text{mm}$	Andamento lento de 0.5P/m <sup>2</sup>
			$\cong 0$	0.77	$\pm 10\text{mm} / \pm 75\text{mm}$	Andamento lento de 1.0P/m <sup>2</sup>
2	2.45 2.34 (0.5P/m <sup>2</sup> )	4.0 3.3	0.14	0.11	$\pm 2\text{mm} / \pm 13\text{mm}$	1 Pessoa em "jogging"
			0.13	0.10	$\pm 1\text{mm} / \pm 5\text{mm}$	Andamento acelerado de 0.5P/m <sup>2</sup>
3	2.88	2.6	0.04	0.62	$\pm 5\text{mm} / \pm 43\text{mm}$	1 Peão em corrida

Verifica-se assim que com a introdução dos 3 TMD's (dois verticais e um horizontal, com uma massa oscilante total de 4900kg) pré-dimensionados em fase de projecto, seria possível a ponte satisfazer critérios de conforto fixados.

# 5

## CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DINÂMICO DA OBRA CONSTRUÍDA

### 5.1. INTRODUÇÃO

A decisão sobre a implementação do conjunto de TMD's propostos foi tomada no final da construção, após caracterização experimental do comportamento dinâmico da estrutura. Com efeito, e apesar do rigor e sofisticação da modelação numérica realizada, têm-se verificado para as pontes pedonais desvios por vezes significativos das características dinâmicas da estrutura construída em relação às previstas nos estudos de projecto. Tal facto deve-se essencialmente à menor rigidez e massa destas estruturas comparativamente com pontes rodo e ferroviárias, que as tornam mais condicionadas pelos sistemas de ligação ao exterior, e também pela influência de elementos não estruturais, como guarda-corpos e revestimentos.

Por outro lado, acontece também que pequenos desvios das frequências naturais em relação aos valores previstos podem tornar a estrutura muito mais ou muito menos susceptível às acções dinâmicas induzidas por peões. Nesse sentido, tornou-se particularmente importante uma caracterização das propriedades dinâmicas da estrutura com elevado rigor, nomeadamente em termos de frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento, o que foi possível através de ensaios de vibração ambiental e livre [22]. Destaca-se a importância da correcta avaliação dos coeficientes de amortecimento, pelo condicionamento na resposta dinâmica. Nesse sentido, e porque o rigor alcançado na actualidade através de ensaios de vibração ambiental é menor para este parâmetro, propôs-se a realização de ensaios de vibração livre em que, na ausência de vento, se mediu a resposta dinâmica da ponte após aplicação de uma força súbita (libertação de uma massa). A análise do decaimento da resposta permitiu, então, a identificação precisa dos coeficientes de amortecimento e dos modos de vibração mobilizados.

### 5.2. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

O ensaio de vibração ambiental, realizado em 15 de Setembro de 2011 pelo ViBest, teve como objectivo identificar frequências naturais e modos de vibração. Instrumentaram-se 15 secções de medida, compreendendo as secções em correspondência com os apoios extremos do tabuleiro, as secções de inserção dos montantes de ligação do arco ao tabuleiro e as secções médias entre os montantes afastados de 12m. Realizaram-se, assim, medições em pontos das extremidades montante / jusante, de diferentes secções da ponte afastadas de 6m.

Tendo por base 5 sismógrafos dotados de acelerómetros triaxiais sincronizados através de sensores de GPS (Fig. 5.2), mantiveram-se 3 fixos nas secções 5 e 8 indicadas na Figura 5.1, percorrendo-se sucessivamente as restantes posições com os outros 2 sismógrafos, que realizaram em simultâneo medições da resposta ambiental nos pontos da mesma secção nas extremidades de montante e jusante. Realizaram-se assim medições num total de  $15 \times 2 \times 3 = 90$  componentes de movimento.

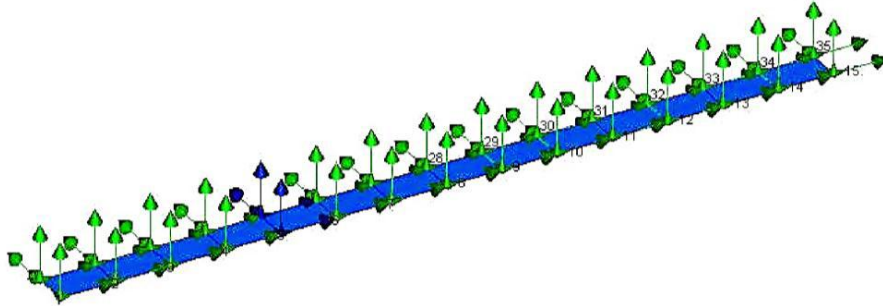


Fig.5.1. – Caracterização esquemática dos pontos de medida instrumentados pelo ViBest [22]



Fig.5.2. – Sismógrafo ligado a GPS durante os ensaios

Em cada secção obtiveram-se registos da vibração ambiental da ponte com a duração de 16 minutos, amostrados a 100Hz, tendo os resultados sido posteriormente decimados para o intervalo 0 – 5Hz e o respectivo conteúdo espectral analisado [22]. Na Figura 5.3 apresentam-se os espectros de potência médios respeitantes a cada conjunto de medições realizado. Os modos de vibração da estrutura correspondem aos picos dos espectros.

Os parâmetros modais foram identificados através do software ARTEMIS, aplicando dois algoritmos de identificação: “*Enhanced Frequency Domain Decomposition*” (EFDD) e “*Stochastic Subspace Identification*” (SSI). A Figura 5.4 mostra a decomposição em valores singulares do conjunto de dados colhido, obtidos com a aplicação do método EFDD. A Figura 5.5 mostra o diagrama de estabilização obtido por aplicação do algoritmo SSI, que evidencia claramente o conjunto de frequências naturais identificadas, consistente com o conjunto de frequências obtidas através do algoritmo EFDD.

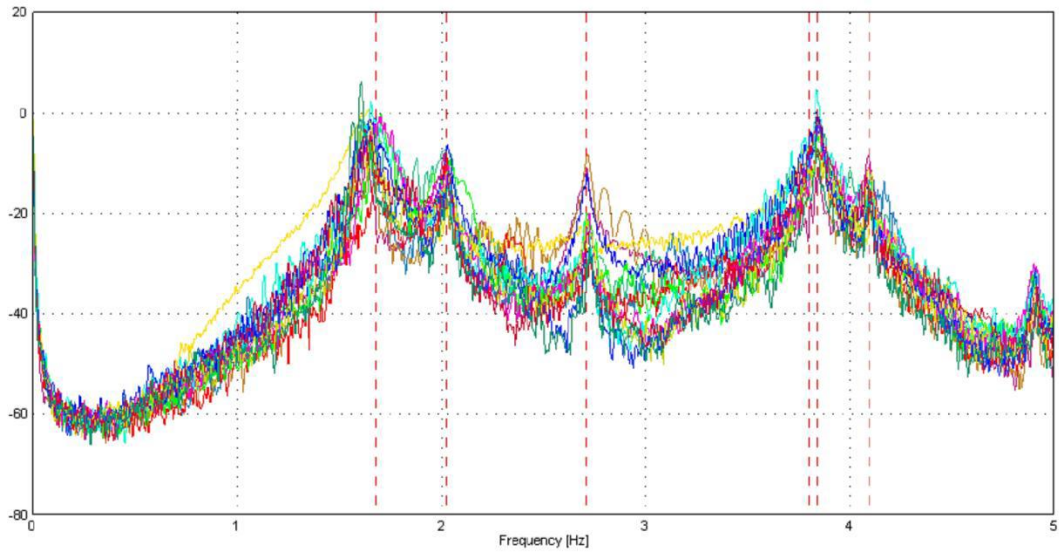


Fig.5.3. – Espectros de potência médios relativos a cada conjunto de medições efectuado [22]

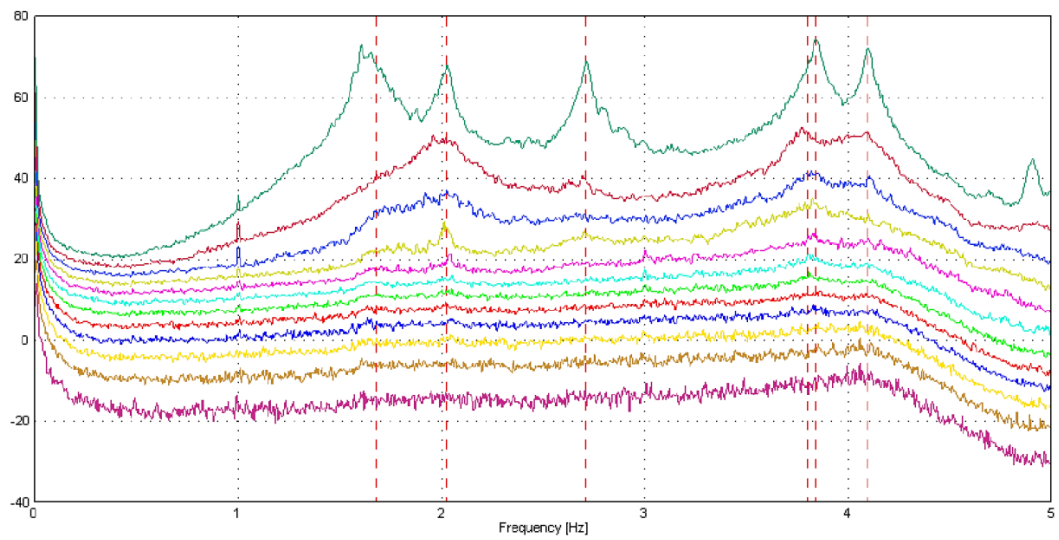


Fig.5.4. – Valores singulares médios resultantes da aplicação do algoritmo EFDD [22]

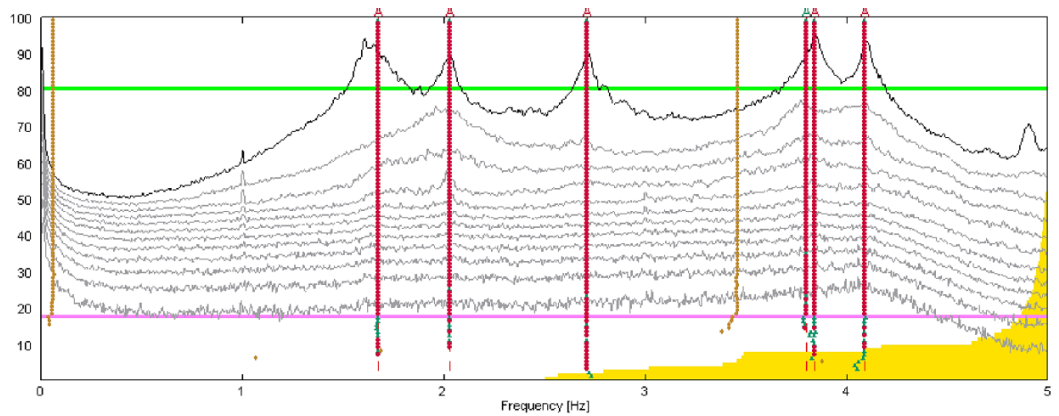


Fig.5.5. – Diagrama de estabilização correspondente à aplicação do método SSI [22]

A aplicação do algoritmo SSI permite observar que, para o primeiro modo de vibração identificado, existe um duplo pico, pelo que se pode concluir que a frequência deste modo pode sofrer variações importantes em função da amplitude da vibração [22]. A solicitação por peões gera uma resposta com frequência próxima de 1,60Hz observando-se, todavia, um aumento deste valor quando não circulam peões para cerca de 1,69Hz. Ainda que não seja evidente nos espectros médios apresentados, um comportamento semelhante foi observado relativamente ao terceiro modo durante os ensaios de passagem de peões, muito embora esse comportamento não tivesse sido previsto pelos resultados do ensaio de vibração ambiental, já que os níveis de vibração mobilizados neste ensaio em correspondência com frequências elevadas foram francamente inferiores aos dos ensaios com peões.

Resumem-se no Quadro 5.1 os valores das frequências naturais e coeficientes de amortecimento dos modos identificados, assim como a comparação com as frequências naturais calculadas em fase de projecto. As Figuras 5.6 e 5.7 representam as configurações modais correspondentes aos modos identificados.

Quadro 5.1. – Frequências naturais e coeficientes de amortecimento modal identificados [22]

Modo nº	Freq. calculada (Hz)	Freq. Identificada (Hz)	$\xi$ (%)	Descrição
1	1,50	1,64	1,34	1º modo longitudinal
2	2,45	2,03	0,93	1º modo lateral+ torção
3	2,88	2,71	0,60	Modo de flexão simétrico vertical
4	4,31	3,84	0,52	Modo de flexão simétrico vertical com torção
5	4,72	4,09	0,33	Modo de torção

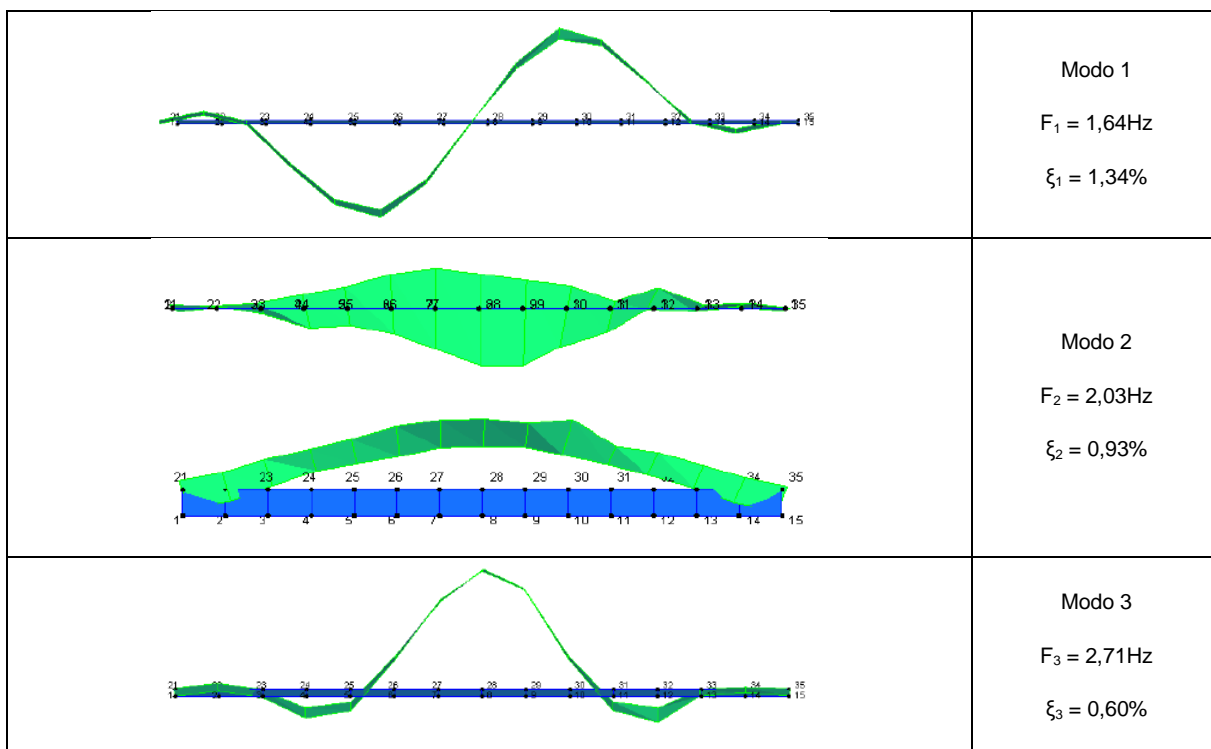


Fig.5.6. – Configurações modais identificadas (modos 1, 2 e 3) [22]

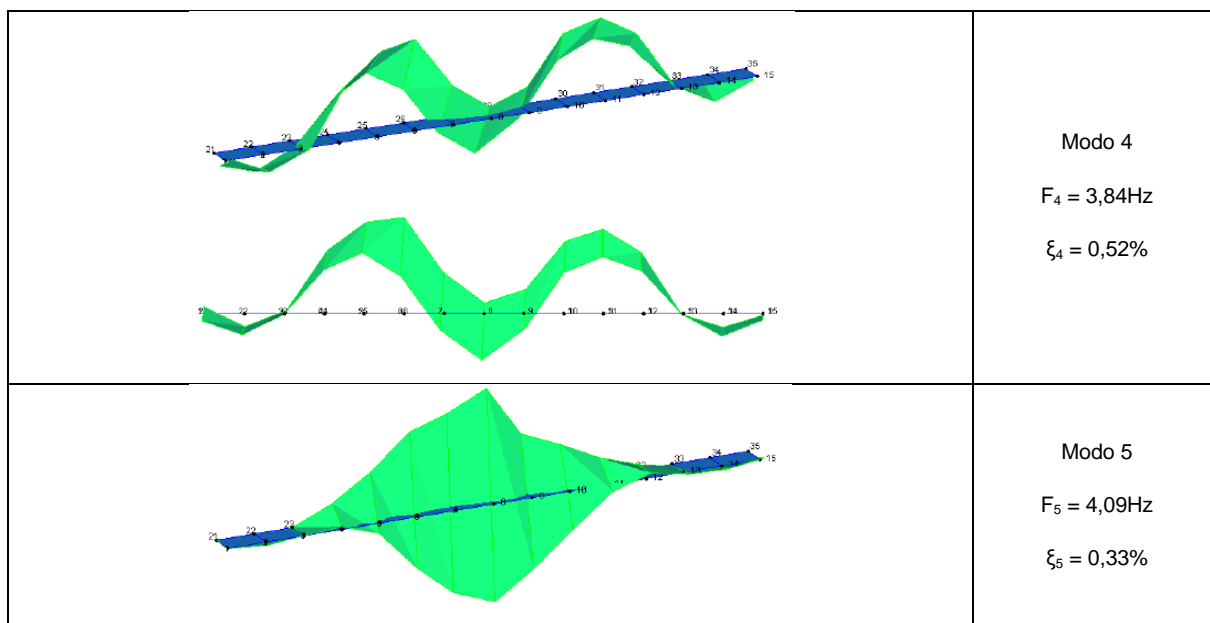


Fig.5.7. – Configurações modais identificadas (modos 4 e 5) [22]

As Figuras 5.8 e 5.9 mostram a comparação das configurações modais identificadas com as configurações modais calculadas, para os três modos de vibração críticos do ponto de vista da excitação por peões, após calibração do modelo numérico desenvolvido em fase de projecto. A análise desta figura mostra ligeiras discrepâncias com a modelação numérica, apresentando-se a estrutura construída mais rígida do que a modelada, no que respeita ao primeiro modo de vibração associado a uma vibração vertical anti-simétrica, mas mais flexível do que calculado no que respeita aos modos de vibração de ordem mais elevada. Estas características foram atribuídas a dificuldades na modelação do grau de conexão entre as longarinas em aço e o tabuleiro em betão.

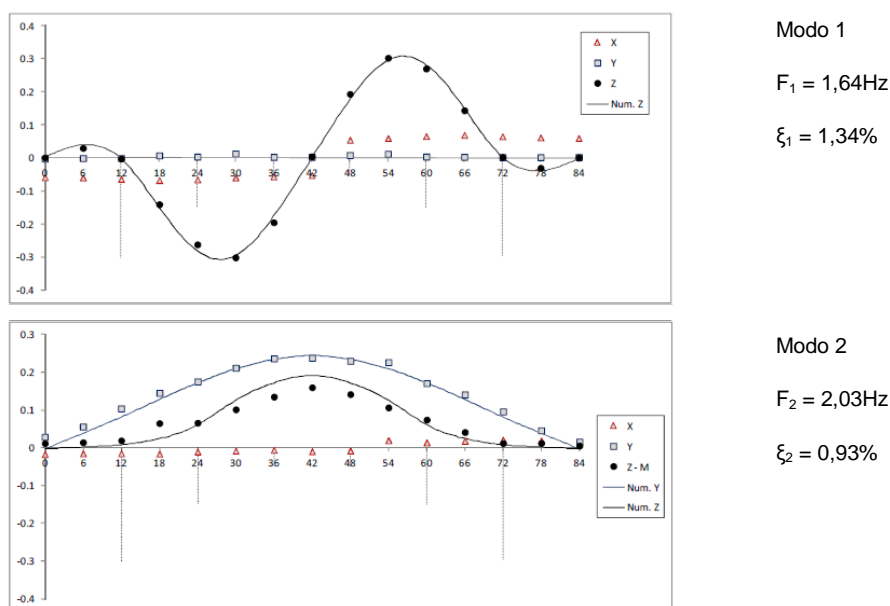


Fig.5.8. – Comparação entre configurações modais identificadas e calculadas (modos 1 e 2) [22]

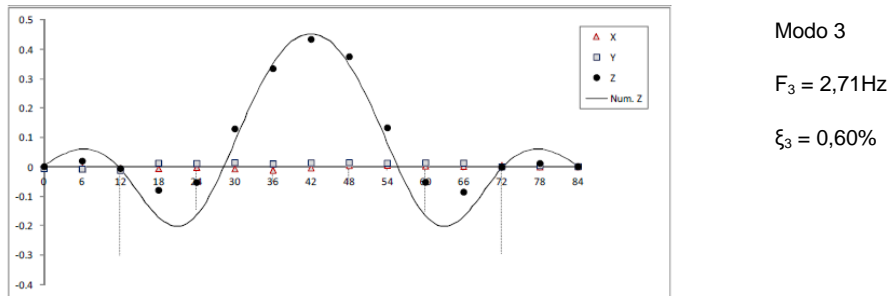


Fig.5.9. – Comparação entre configurações modais identificadas e calculadas (modo 3) [22]

### 5.3. ENSAIOS DE VIBRAÇÃO LIVRE

Tendo por objectivo a caracterização com elevado rigor do amortecimento estrutural em correspondência com os modos de vibração críticos do ponto de vista da excitação pedonal, realizaram-se os seguintes tipos de ensaio:

- Ensaio de vibração livre, com libertação súbita de um bloco de 900kg de dois pontos distintos do arco;
- Ensaio de sincronização com um peão saltando em posição fixa, de modo a originar um comportamento ressonante nos modos de vibração críticos.

#### 5.3.1. ENSAIO DE VIBRAÇÃO LIVRE COM LIBERTAÇÃO SÚBITA DE MASSA

A suspensão do bloco foi feita através de um gancho fixo no arco da ponte. Foram conduzidos seis ensaios no total, três em cada ponto de fixação do gancho. Os primeiros três ensaios realizaram-se para a situação do bloco alinhado com o eixo da ponte, enquanto nos restantes o bloco ficou suspenso numa das extremidades do arco. Em todas as situações o bloco foi colocado longitudinalmente a cerca de 4m do arranque do arco. O corte do gancho originou a libertação súbita do tabuleiro, de que resultou uma oscilação livre registada por 5 sismógrafos nas secções indicadas nas Figuras 5.10 e 5.11. Na Figura 5.12 mostram-se duas fotografias captadas durante as operações de suspensão do bloco e corte do gancho.

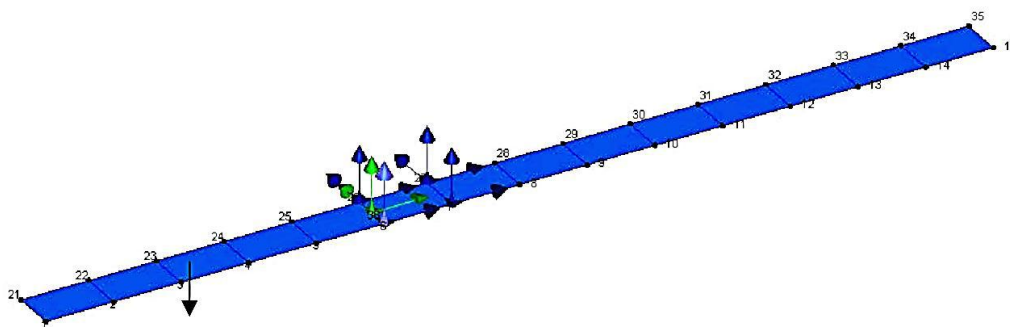


Fig.5.10. – Posição do bloco e dos sismógrafos para os ensaios com o bloco alinhado com o eixo da ponte [22]

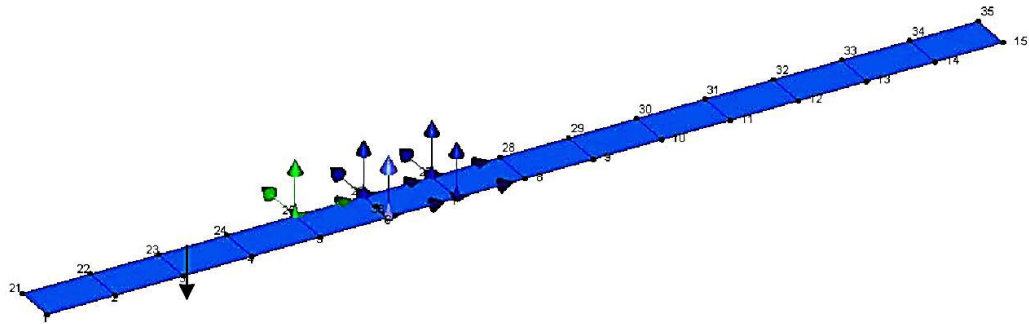


Fig.5.11. – Posição do bloco e dos sismógrafos para os ensaios com o bloco na extremidade do arco [22]



Fig.5.12. – Operações de suspensão do bloco e corte do gancho durante os ensaios de vibração livre

A título de exemplo, indica-se na Figura 5.13 a resposta da estrutura para o corte do bloco para a situação em que ficou suspenso numa das extremidades do arco. O coeficiente de amortecimento modal pode ser estimado a partir da envolvente do gráfico (assinalada na Figura 5.13) através da equação (5.1.):

$$\xi = \frac{1}{2\pi \cdot n} \cdot \ln \left( \frac{u_1}{u_{n+1}} \right) \quad (5.1.)$$

em que  $\xi$  é o coeficiente de amortecimento modal,  $u_1$  é o deslocamento máximo medido e  $u_{n+1}$  é o deslocamento máximo  $n$  períodos depois. Quanto maior o número de períodos considerado, maior será a precisão do resultado.

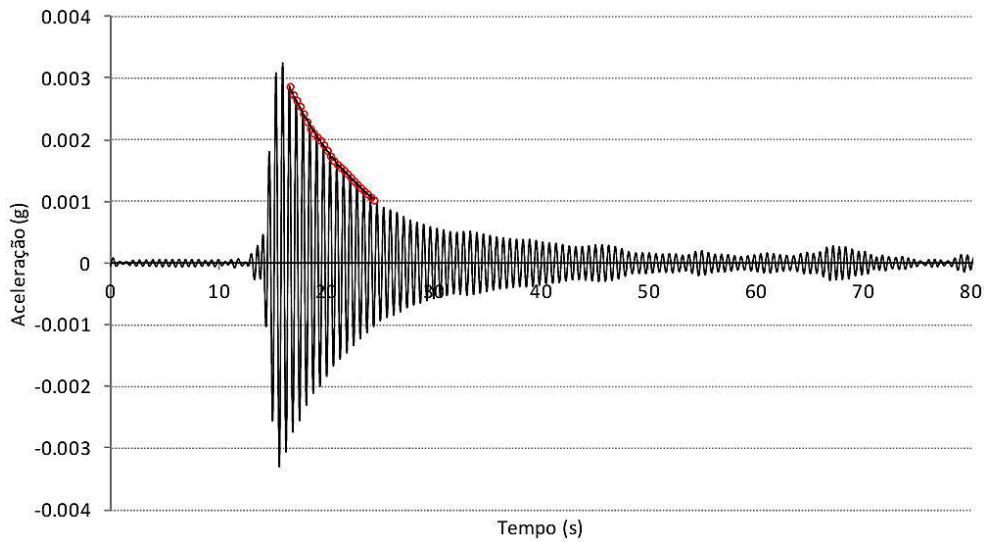


Fig.5.13. – Resposta da estrutura para libertação de um bloco suspenso numa extremidade do arco [22]

### 5.3.2. ENSAIOS DE VIBRAÇÃO LIVRE APÓS EXCITAÇÃO EM RESSONÂNCIA POR PEÃO

Utilizando um metrónomo, foi ainda induzida uma resposta ressonante na estrutura através do salto de uma pessoa, posicionada na secção de máxima componente modal associada a cada modo de vibração, com frequência idêntica à de cada modo de vibração. A paragem abrupta dos saltos permitiu observar o comportamento da estrutura em vibração livre e consequentemente determinar os coeficientes de amortecimento modal, adoptando um procedimento semelhante ao descrito para a libertação do bloco de 900kg. Este procedimento revelou-se de grande utilidade, já que não foi possível através do anterior ensaio mobilizar os modos na gama de frequências entre 2Hz e 4Hz. A título de exemplo, apresenta-se na Figura 5.14 a resposta obtida na secção de meio vão para saltos com frequência de 2,65Hz.

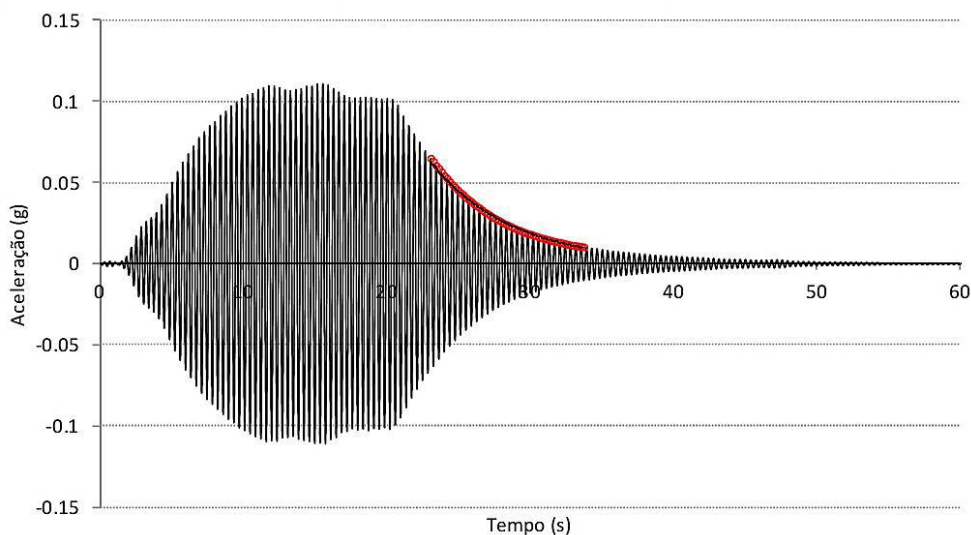


Fig.5.14. – Resposta em vibração livre após excitação induzida por saltos com frequência igual a 2,65Hz na secção de meio vão [22]

Em resultado do conjunto de ensaios de vibração livre realizados, com libertação súbita do bloco ou medindo a resposta após indução da ressonância por uma pessoa saltando numa secção fixa da ponte, resumem-se no Quadro 5.2 os valores dos coeficientes de amortecimento modal estimados. Estes valores são apresentados conjuntamente com os resultados obtidos anteriormente através dos ensaios de vibração ambiental e correspondem genericamente a valores superiores aos previstos em fase de projecto.

Quadro 5.2. – Frequências naturais e coeficientes de amortecimento modal identificados [22]

Modo nº	Freq. calculada (Hz)	Freq. Identificada (Hz) (Vib. Ambiental)	Freq. Identificada (Hz) (Vib. Livre)	$\xi$ (%) (Vib. Ambiental)	$\xi$ (%) (Vib. Livre)
1	1,50	1,64	1,60	1,34	1,13 – 1,30
2	2,45	2,03	1,99	0,93	1,15
3	2,88	2,71	2,65 – 2,71	0,60	0,56 – 1,05
4	4,31	3,84		0,52	
5	4,72	4,09	4,05	0,33	0,49

A análise dos resultados obtidos permitiu concluir que, apesar de os ensaios de vibração ambiental apresentarem resultados mais dispersos, os valores estão concordantes com os obtidos com os ensaios de vibração livre. É importante também realçar que, através dos ensaios de vibração livre, são identificadas frequências e coeficientes de amortecimento para níveis de vibração superiores aos dos ensaios de vibração ambiental, em que as únicas acções actuantes são causadas pela circulação esporádica de trabalhadores na ponte e pelo vento. Por este motivo, as frequências medidas são ligeiramente inferiores nos ensaios de vibração livre.

#### 5.4. ENSAIOS DINÂMICOS COM PASSAGEM DE PEÕES

Tendo por base os parâmetros modais identificados, e seleccionando os modos de vibração críticos no sentido de possuírem frequências naturais situadas nos intervalos de risco anteriormente citados, realizaram-se ensaios com peões, de modo a simular situações de potencial ressonância entre peões e ponte, medindo a resposta nas secções críticas, de acordo com a configuração dos 5 sismógrafos apresentada na Figura 5.11 e tendo em conta os cenários de utilização descritos no Quadro 5.3. Estes ensaios foram realizados com um número variável de peões e com recurso a um metrónomo, de modo a definir o ritmo do movimento e a facilitar a sincronização. Note-se contudo que esta sincronização não ocorre realmente de forma perfeita entre os peões, pelo que a resposta medida não pode efectivamente ser considerada como um limite superior para as situações próximas envolvendo um número semelhante de peões.

A Figura 5.15 mostra imagens recolhidas durante os ensaios, exemplificando-se na Figura 5.16 um conjunto de registos colhidos num percurso de ida e volta relativo ao cenário 2 do Quadro 5.3, com 20 pessoas. Os espectros de potência apresentados nas Figuras 5.17 e 5.18 relativos ao conteúdo espectral da resposta correspondente aos cenários 1, 2 e 3 do Quadro 5.3 mostram claramente a evolução da frequência da caminhada e a participação de modos de vibração de frequência mais elevada, em consequência da contribuição do 2º harmónico da acção pedonal.

Quadro 5.3. – Cenários de utilização considerados nos ensaios dinâmicos com passagem de peões [22]

Cenário de utilização	Descrição	Número de peões
1	Caminhada normal centrada, freq.=1,64 Hz	10 ou 20
2	Caminhada normal excêntrica, freq.=2,03 Hz	10 ou 20
3	Caminhada normal excêntrica, freq.= 3,84/ 2 Hz	10 ou 20
4	Corrida normal centrada, freq.= 2,71 Hz	1,2,3,5,10,20,27
5	Caminhada normal excêntrica, freq.= 4,09/2 Hz*	10 ou 20
6	Vandalismo: salto sincronizado na secção média, freq.= 2,71 Hz	11

\* Esta situação não foi considerada, por ser aproximadamente equivalente ao cenário 2

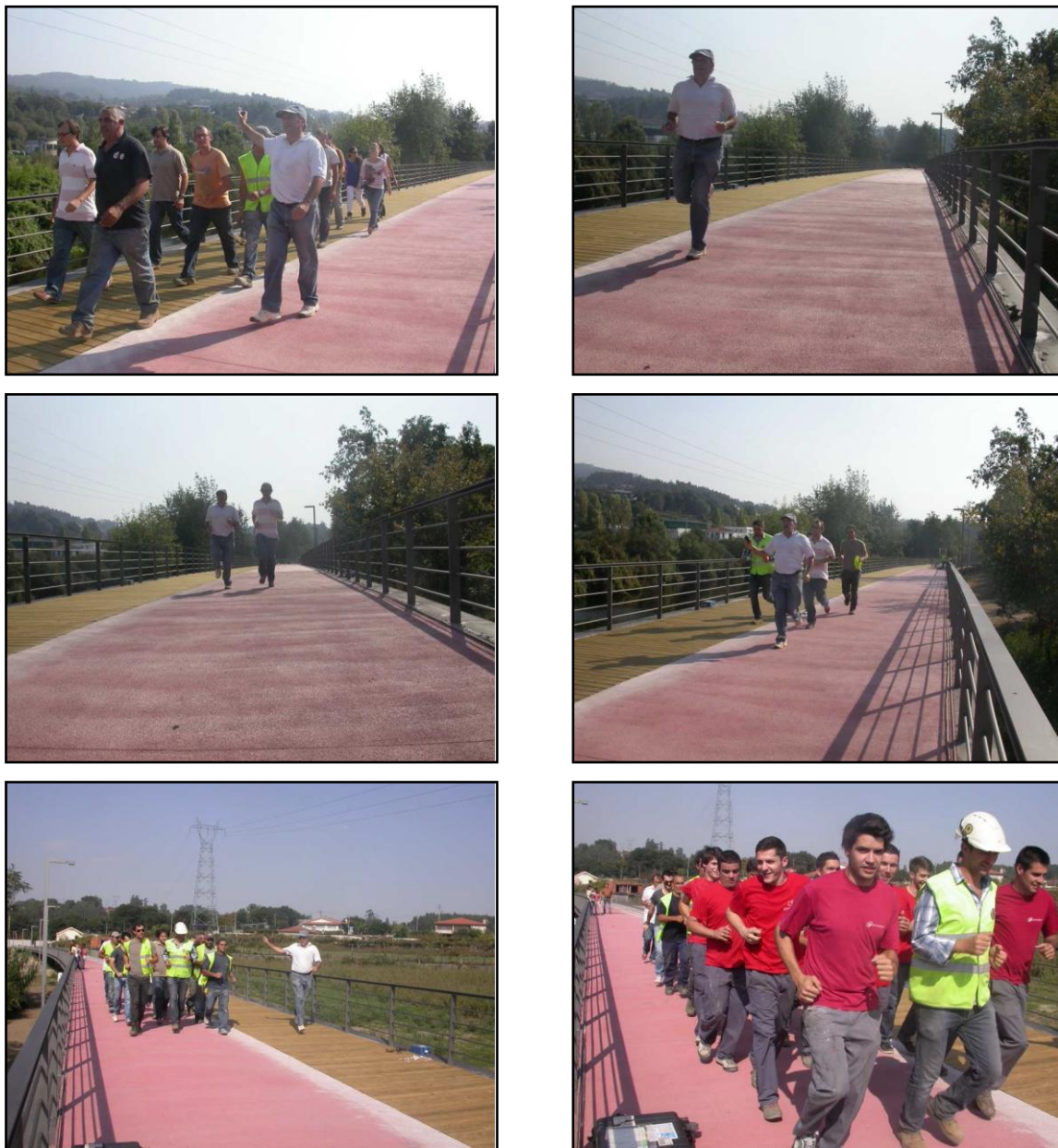


Fig.5.15. – Imagens de situações de ensaio, em andamento e em corrida

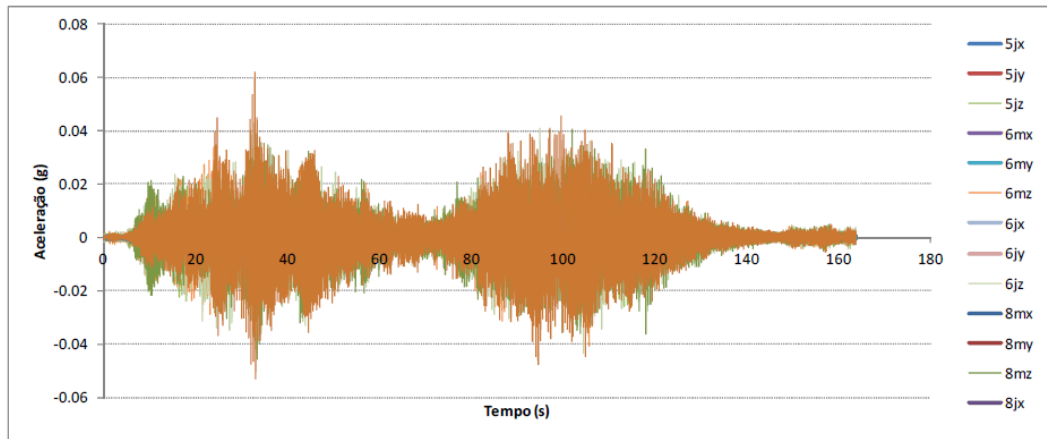
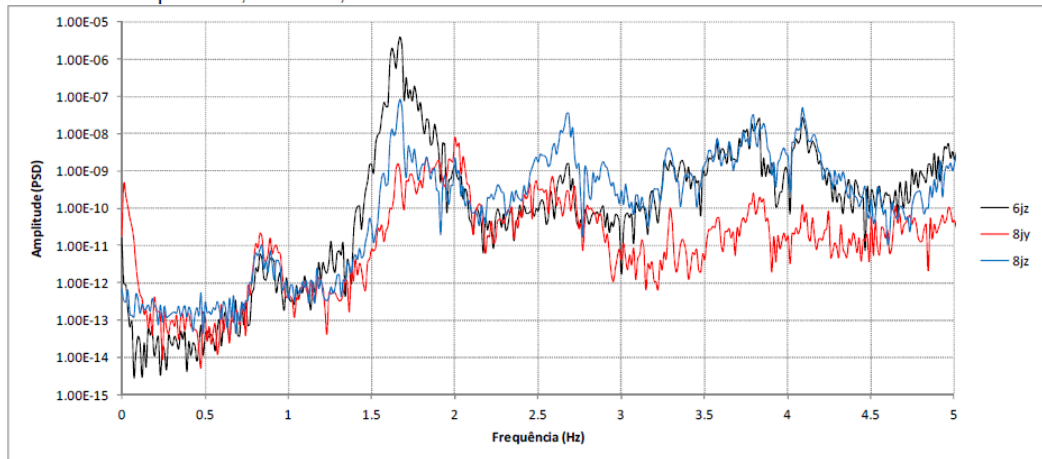


Fig.5.16. – Registos colhidos num percurso de ida e volta relativo ao cenário 2 (caminhada normal excêntrica, freq. = 2,03Hz) [22]

Caminhada 20 pessoas, centrada,  $f=1.65$  Hz



Caminhada 20 pessoas, excêntrica,  $f=2.03$  Hz

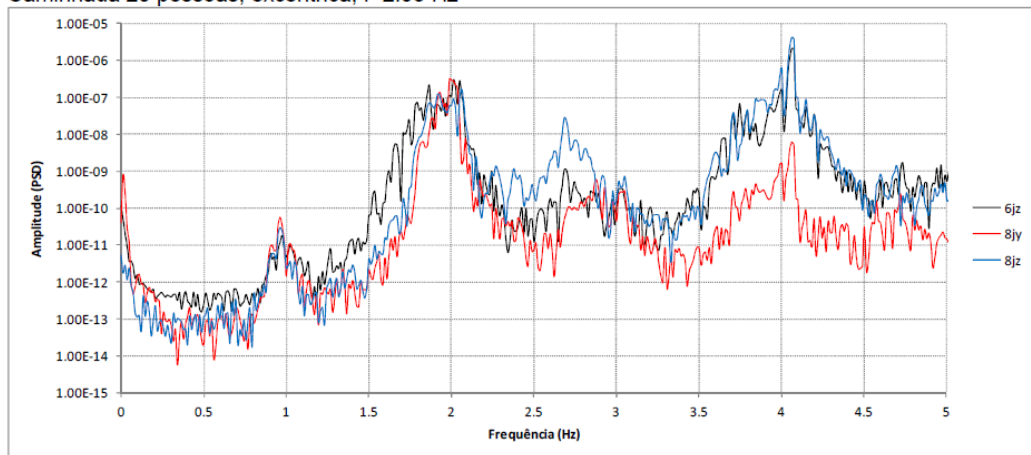


Fig.5.17. – Conteúdo espectral da resposta correspondente aos cenários 1 e 2 [22]

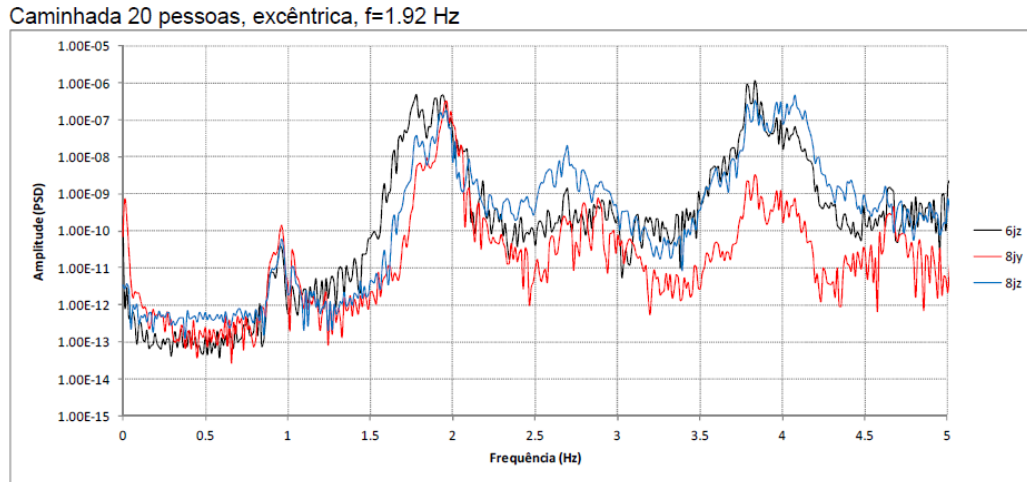


Fig.5.18. – Conteúdo espectral da resposta correspondente ao cenário 3 [22]

A Figura 5.19 e o Quadro 5.4 resumem os valores máximos da aceleração registada nas direcções transversal e vertical para as diferentes situações de ensaio e considerando um número de peões igual a 10 ou 20. Verificou-se que a situação mais desfavorável para a estrutura ocorria para a caminhada excêntrica a uma frequência correspondente à do primeiro modo transversal com torção, resultando nessa situação uma aceleração que, do ponto de vista das recomendações do HIVOSS [10], corresponde a um nível de conforto médio para vibrações verticais e máximo para vibrações laterais.

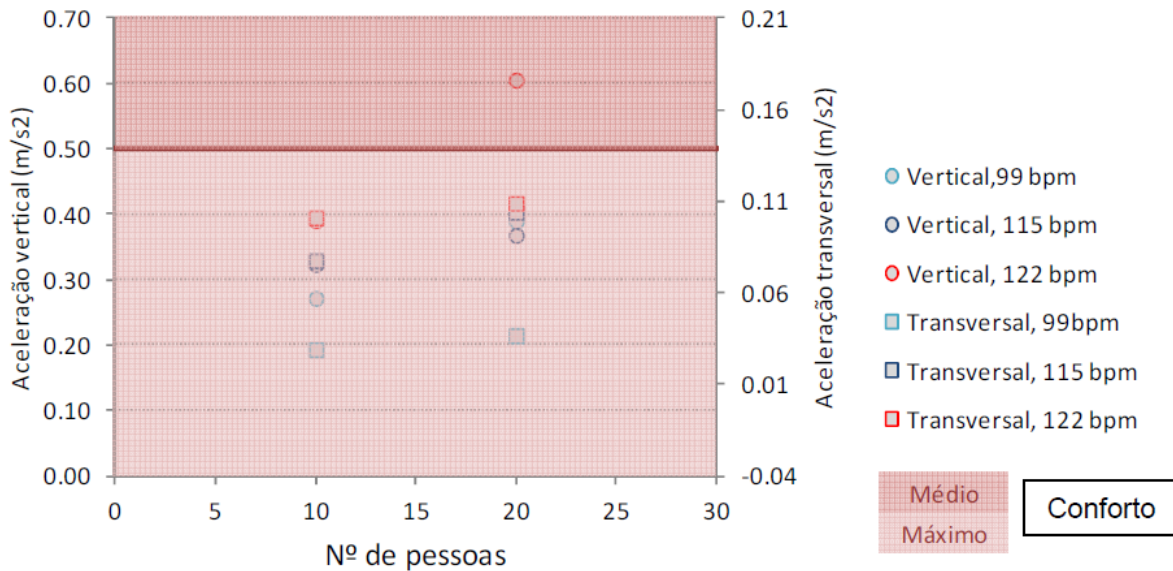


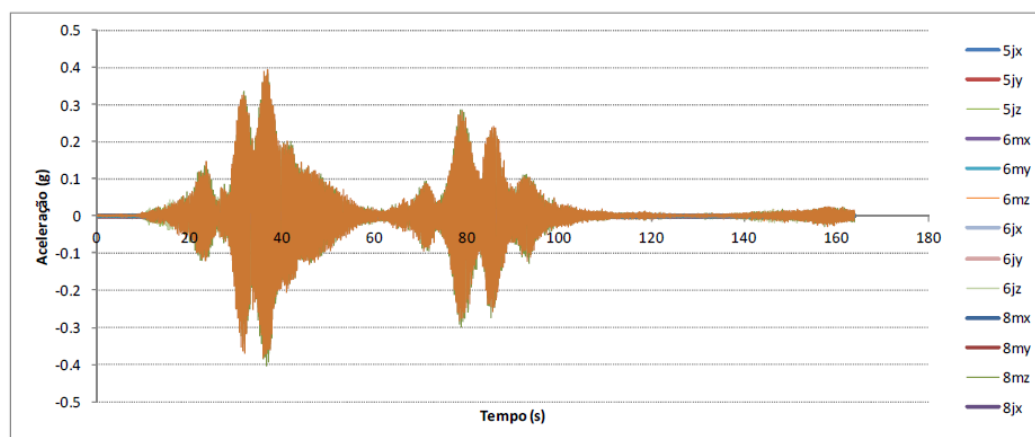
Fig.5.19. – Valores máximos da aceleração registada nas direcções transversal e vertical para as diferentes situações de ensaio e considerando um número de peões igual a 10 ou 20 [22]

Quadro 5.4. – Valores máximos da aceleração registada nas direcções transversal e vertical para as diferentes situações de ensaio em caminhada [22]

Descrição	Nº de peões	Aceleração máxima ( $m/s^2$ )	
		Transversal (Y)	Vertical (Z)
<b>Caminhada centrada, 1,64 Hz</b>			
(99 bpm)	10	0,03	0,27
	20	0,04	0,39
<b>Caminhada excêntrica, 1,92 Hz</b>			
(115 bpm)	10	0,08	0,32
	20	0,10	0,37
<b>Caminhada excêntrica, 2,03 Hz</b>			
(122 bpm)	10	0,10	0,39
	20	0,11	0,61

Em relação à corrida à frequência de 2,65Hz, que claramente constituía a situação de carga mais gravosa para a ponte pedonal, mostra-se na Figura 5.20 o conjunto de registos colhidos durante o atravessamento por um grupo de 27 peões, em que se atingiu uma aceleração máxima vertical de cerca de  $4m/s^2$ . A realização do ensaio utilizando um número crescente de peões permitiu avaliar o grau de sincronismo entre peões. De acordo com o Quadro 5.5 e a Figura 5.21, resumindo os valores máximos da resposta obtida, pode concluir-se que a resposta máxima é alcançada com 10 peões. Acima desse número há claramente uma menor sincronização entre peões, o que é evidenciado pelo espectro de potência da resposta apresentado na Figura 5.22.

No que respeita aos valores da resposta medida, verificou-se que com apenas 5 peões em corrida eram atingidas acelerações máximas de cerca de  $3,2m/s^2$  na direcção vertical e  $0,20m/s^2$  na direcção transversal. As primeiras situam-se já fora do limiar de tolerância de cerca de  $1,8m/s^2$ , enquanto as segundas se encontram nessa fronteira. A análise do espectro de potência da resposta para esta situação (5 peões em corrida – Figura 5.23) mostra que a componente espectral dominante na resposta transversal está associada à frequência de 2,65Hz. Embora o modo de vibração correspondente seja essencialmente vertical, a assimetria da secção transversal origina ligeiras vibrações transversais que, em situação de ressonância, assumem uma expressão relativamente importante.

Fig.5.20. – Registos colhidos num percurso de ida e volta em corrida (cenário4, 27 pessoas,  $f=2,65Hz$ ) [22]

Quadro 5.5. – Valores máximos da aceleração registada nas direcções transversal e vertical para as diferentes situações de ensaio em corrida [22]

Nº de peões	Aceleração máxima (m/s <sup>2</sup> )	
	Transversal (Y)	Vertical (Z)
1	0,07	0,96
1	0,06	0,89
2	0,10	1,59
3	0,15	2,13
5	0,20	3,20
10	0,24	3,97
16	0,26	3,75
27	0,23	3,85

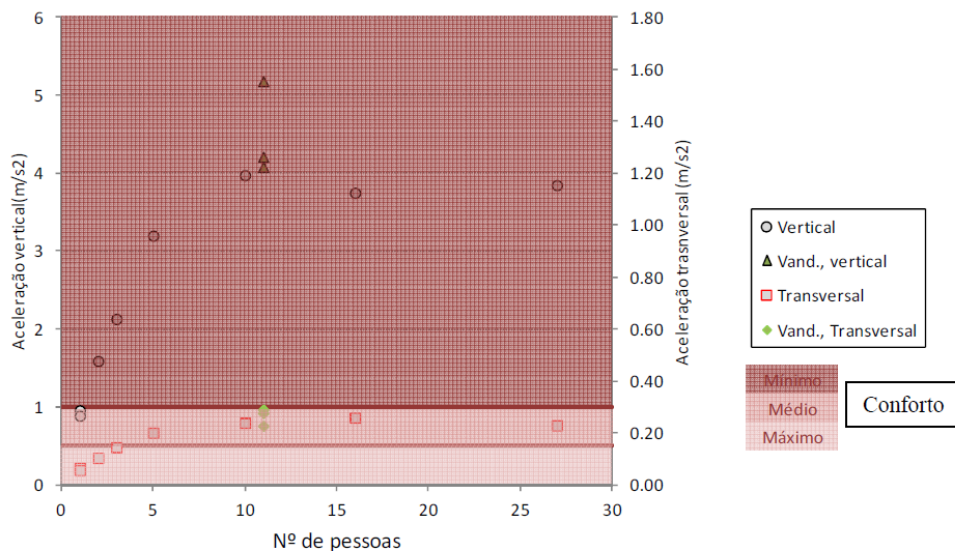


Fig.5.21. – Valores máximos da aceleração registada nas direcções transversal e vertical para as diferentes situações de ensaio em corrida [22]

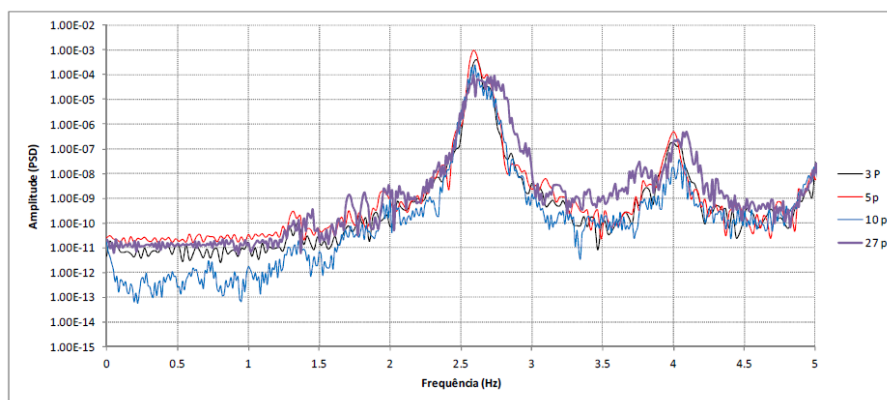


Fig.5.22. – Espectro de potência de aceleração vertical correspondente à passagem de diferentes grupos de peões em corrida (3 a 27 pessoas) [22]

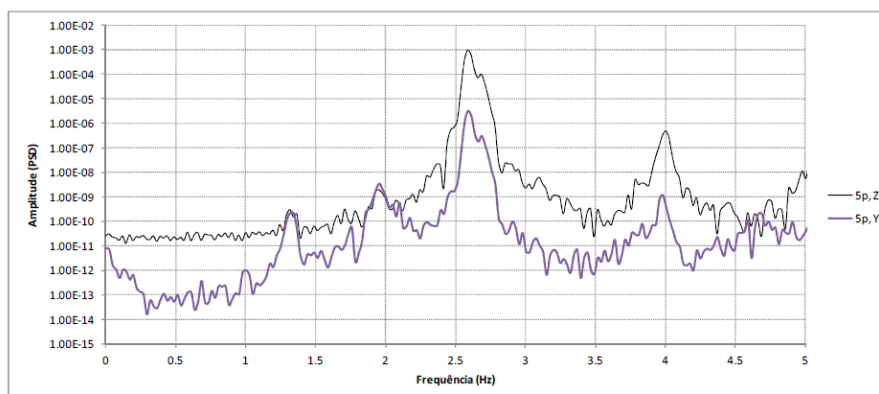


Fig.5.23. – Espectro de potência de acelerações transversais (Y) e verticais (Z) correspondentes à passagem de um grupo de 5 peões em corrida [22]

Por último, o Quadro 5.6 apresenta os valores máximos da aceleração registada, nas direcções transversal e vertical, para a situação de vandalismo em salto sincronizado na secção média (cenário 6 do Quadro 5.3).

Quadro 5.6. – Valores máximos da aceleração registada nas direcções transversal e vertical para a situação de vandalismo, em salto sincronizado na secção média [22]

Nº de peões	Aceleração máxima (m/s <sup>2</sup> )	
	Transversal (Y)	Vertical (Z)
11	0,23	4,08
11	0,29	5,18
11	0,28	4,21

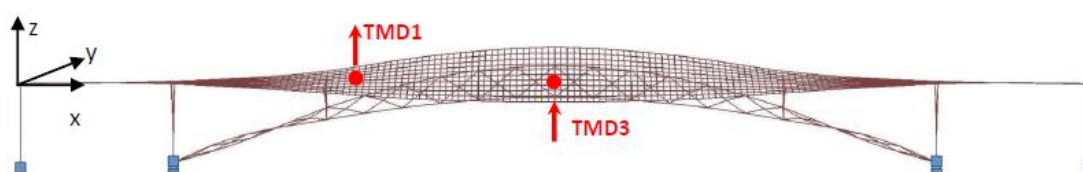
A análise detalhada dos resultados obtidos com todos os ensaios descritos no presente capítulo permitiu retirar as seguintes conclusões sobre a correlação entre os estudos de projecto e o real comportamento dinâmico da ponte sem a presença de dispositivos de controlo de vibrações:

- i. Os valores identificados das frequências naturais da ponte correlacionavam-se de forma satisfatória com os correspondentes valores calculados em fase de projecto, sendo essa correlação bastante boa ao nível dos primeiros modos de flexão vertical, mas substancialmente inferior ao nível dos modos envolvendo configurações de torção, situação em que os valores identificados eram significativamente inferiores aos calculados;
- ii. Em qualquer dos casos, porém, verificava-se uma correlação muito boa entre as configurações modais identificadas experimentalmente e calculadas numericamente;
- iii. No que respeita aos amortecimentos modais associados aos modos de vibração mais relevantes, as estimativas obtidas apontavam para valores na gama de 0,6% a 1,3%, os quais eram consideravelmente superiores ao valor de 0,4% considerado por prudência nos estudos dinâmicos de projecto;

- iv. Uma análise cuidadosa dos parâmetros modais identificados levou à consideração de 6 cenários de utilização mais gravosos (descritos no Quadro 5.3), em caminhada normal (centrada ou excêntrica), em corrida centrada ou correspondente a uma acção de vandalismo, com salto sincronizado a meio vão;
- v. Da análise dos valores máximos de aceleração registados em caminhada, traduzidos na Figura 5.19, concluiu-se que, para o número de pessoas mobilizadas no ensaio, a ponte apresentava um nível de conforto médio. Todavia, era de crer que, se viessem a ocorrer situações marcadas por uma densidade de peões muito elevada, como por exemplo no período inaugural da ponte, o nível de conforto se pudesse reduzir significativamente;
- vi. Em situações de corrida (ver Quadro 5.5 e Figura 5.21), tal como em salto rítmico sincronizado (ver Quadro 5.6), verificava-se que logo a partir de um número muito reduzido de pessoas (2 a 3), se geravam níveis de aceleração significativamente elevados, susceptíveis de induzir claros níveis de desconforto noutros utilizadores da ponte;
- vii. Deste modo e uma vez que era previsível que a ponte viesse a ser utilizada com relativa frequência em situações de corrida, foi sugerido ao dono de obra que fosse considerada a inclusão de dois amortecedores de massas sintonizadas na estrutura, capazes de atenuar as vibrações induzidas por excitação em ressonância dos modos 1 e 3 e assim garantir o conforto dos utilizadores em todas as situações.

### 5.5. SISTEMA DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES INSTALADO

Tendo por base os resultados das medições realizadas, decidiu-se instalar dois TMD's com a finalidade de mitigar as vibrações induzidas pela caminhada de peões em ressonância com o 1º modo de vibração (1,64Hz) e pelo *jogging* de peões em ressonância com o 3º modo de vibração da ponte (2,71Hz). Estes dispositivos foram instalados sob o tabuleiro, nas secções transversais correspondentes aos antinodos dos modos de vibração associados, de acordo com a representação da Figura 5.24.



Designação	X (m)	Y (m)	Direcção
TMD1	27.50	0 (eixo longitudinal)	Vertical
TMD3	42.00	0 (eixo longitudinal)	Vertical

Fig.5.24. – Localização final dos TMD's instalados

Refira-se que em fase de projecto tinha sido prevista a instalação de 3 TMD's, cuja fundamentação e pré-dimensionamento foram apresentados em 4.3.4. A massa oscilante total da solução instalada foi de 2100kg, o que constituiu uma redução de cerca de 57% em relação ao previsto em projecto.

## 5.5.1. DIMENSIONAMENTO DOS AMORTECEDORES DE MASSAS SINTONIZADAS

O dimensionamento dos TMD's foi feito a partir das expressões constantes do Capítulo 3. Resumem-se no Quadro 5.7 as suas especificações finais, tendo sido concebidos de modo a proporcionar um aumento do coeficiente de amortecimento de cerca de 4%. Refira-se que a sintonização do TMD associado ao 1º modo de vibração foi realizada considerando uma variação de massa da estrutura compatível com a utilização por um fluxo de peões com a densidade de 0,5 pessoas/m<sup>2</sup>, enquanto o outro TMD foi sintonizado considerando a ponte vazia. Por outro lado, o limitado espaço disponível sob o tabuleiro da ponte levou à divisão de cada um dos TMD's em duas unidades com metade da massa, que foram instaladas simetricamente.

Quadro 5.7. – Especificações finais dos TMD's instalados

Modo/ TMD	Frequência (Hz)	Massa Modal (kg)	Freq. TMD (Hz)	Massa TMD (kg)	K <sub>TMD</sub> (N/m)	C <sub>TMD</sub> (Ns/m)	Desl. relativo (mm)
1	1.59	81544	1.56	1400	135050	2150	±100
3	2.65	40792	2.61	700	187570	1790	±100

Na Figura 5.25 apresenta-se uma fotografia de cada um dos TMD's utilizados na ponte, com os parâmetros indicados no Quadro 5.7. Destaca-se o facto de estes terem sido os primeiros TMD's alguma vez fabricados em Portugal, tendo a sua execução ficado a cargo da empresa SOCOMETAL.



(a)



(b)

Fig.5.25. – TMD's utilizados para controlo do 1º (a) e do 3º (b) modos de vibração

As características dinâmicas dos amortecedores produzidos foram validadas através de ensaios, realizados pelo ViBest, antes da sua instalação na ponte, de forma a garantir o adequado funcionamento do sistema de controlo de vibrações. Os ensaios consistiram na excitação manual e em ressonância dos TMD's, registando a vibração da sua massa com a ajuda de acelerómetros. Deste modo obtém-se a frequência natural de cada TMD, que pode ser posteriormente comparada com a frequência calculada. Caso o TMD não apresente exactamente a frequência pretendida, deve proceder-se a um ajuste das suas características, tipicamente recorrendo ao aumento da sua massa por colocação de chapas metálicas adicionais. Por esse motivo é usual os TMD's serem fabricados com massa ligeiramente inferior à pretendida, de forma a poderem acomodar os referidos ajustes.

Observou-se, contudo, em relação aos TMD's representados na Figura 5.25, que as suas frequências eram inferiores às pretendidas, o que exigia a redução das massas dos dispositivos ou o aumento das suas rigidezes. O problema foi solucionado através da união de algumas das espirais das molas constituintes dos dispositivos, o que aumentou a sua rigidez e permitiu ajustar adequadamente as frequências. A Figura 5.26 ilustra o processo de ensaio.



Fig.5.26. – Ensaio de validação dos parâmetros dinâmicos dos TMD's

A instalação dos TMD's faz com que cada um dos modos de vibração se divida em dois, ou seja, cada modo controlado passa a ter duas novas frequências naturais. As novas frequências da estrutura e os respectivos coeficientes de amortecimento previstos são indicados no Quadro 5.8.

Quadro 5.8. – Frequências de vibração e coeficientes de amortecimento previstos após instalação dos TMD's

Modo/ TMD	Frequência original (Hz)	$f_{i,1}$ (Hz)	$\xi_{i,1}$ (%)	$f_{i,2}$ (Hz)	$\xi_{i,1}$ (%)
1	1.59	1.494	4.55	1.705	4.72
3	2.65	2.539	4.13	2.887	4.20

Na Figura 5.27 representa-se a forma como os TMD's se encontram colocados sob o tabuleiro da ponte, por intermédio das caixas metálicas montadas para o efeito. A instalação dos dispositivos ficou a cargo da empresa BYSTEEL, tendo também sido responsável pela realização de toda a empreitada de estrutura metálica da ponte. Uma vez que à data da instalação dos TMD's a ponte já se encontrava integralmente construída (o tabuleiro já se encontrava, portanto, completamente ligado ao arco), estas operações revelaram-se complexas e morosas, tendo decorrido por mais de 8 horas.



Fig.5.27. – TMD's na nova ponte pedonal sobre o Rio Ave em Santo Tirso

### 5.5.2. VERIFICAÇÃO DA EFICIÊNCIA DOS TMD'S

Tendo por finalidade a verificação da eficiência do sistema de mitigação de vibrações instalado na ponte pedonal, realizou-se um novo conjunto de ensaios dinâmicos com 10 peões, medindo-se a resposta induzida pela caminhada com uma frequência de 1,64Hz, em correspondência com o primeiro modo de vibração sintonizado, ou então em *jogging*, com uma frequência de 2,70Hz, de forma a induzir ressonância no terceiro modo de vibração.

O Quadro 5.9 sistematiza os valores máximos da resposta medida em circunstâncias idênticas, antes e após instalação dos TMD's, nos ensaios correspondentes à caminhada e ao *jogging*. A análise deste quadro mostra a significativa atenuação da resposta alcançada com a instalação dos TMD's. Verificou-se, por exemplo, que a aceleração máxima de  $3,2 \text{ m/s}^2$  originada por 5 pessoas em *jogging* reduziu cerca de 3 vezes com a instalação do TMD 3. Isto levou à evolução da classificação do nível de conforto oferecido pela ponte de “intolerável” para “médio”, para essa situação de utilização.

Quadro 5.9. – Aceleração máxima vertical e lateral, produzida pela caminhada / *jogging*, com e sem TMD's

n.º pessoas, descrição do ensaio	Aceleração máxima ( $\text{m/s}^2$ ) (sem TMD's)		Aceleração máxima ( $\text{m/s}^2$ ) (com TMD's)	
	Lateral (Y)	Vertical (Z)	Lateral (Y)	Vertical (Z)
10, caminhada centrada 1,64Hz	0,03	0,27	0,02	0,19
1, <i>jogging</i> 2,70Hz	0,07	0,96	0,04	0,50
2, <i>jogging</i> 2,70Hz	0,10	1,59	0,05	0,60
3, <i>jogging</i> 2,70Hz	0,15	2,13	0,07	0,81
5, <i>jogging</i> 2,70Hz	0,20	3,20	0,08	1,03

Finalmente, tendo por propósito caracterizar o nível de amortecimento alcançado com a instalação dos TMD's, realizaram-se ensaios de excitação da ponte em ressonância, com um ou mais peões saltando nas secções da ponte correspondentes aos antinodos dos modos de vibração, e interrompendo subitamente o seu movimento de forma a registar a resposta em vibração livre.

A Figura 5.28 mostra o ajuste da resposta em vibração livre, realizado em dois períodos consecutivos. O primeiro, correspondente à fase de vibração com maior amplitude, é marcado pela activação do TMD e portanto por um nível de amortecimento mais elevado, estimado em 2,5%. O segundo corresponde à paragem do TMD por insuficiente vibração do tabuleiro, sendo o nível de amortecimento associado estimado em 0,7% (o valor do coeficiente de amortecimento estimado sem TMD's havia sido de 0,6%).

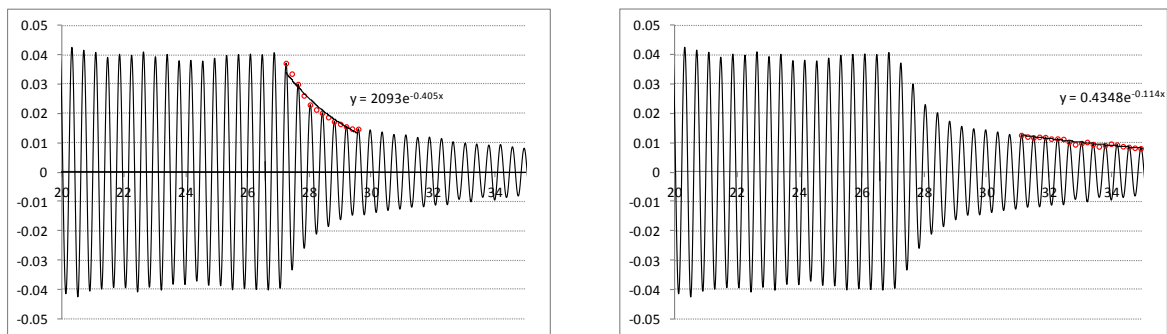


Fig.5.28. – Ensaio de vibração livre para identificação do coeficiente de amortecimento da ponte após instalação de TMD's. Ramos de aceleração em vibração livre associados à activação do TMD (esquerda) ou à sua paragem (direita).

A inauguração da ponte teve lugar no dia 21 de Janeiro de 2012. Sendo este, provavelmente, um dos momentos mais críticos em termos de utilização, foi realizada adicionalmente a medição da resposta induzida pela passagem da multidão. A Figura 5.29 mostra uma imagem desse dia assim como um registo das acelerações verticais observadas. Nestas medições, os valores máximos das componentes lateral e vertical registadas foram respectivamente de  $0,1\text{m/s}^2$  e  $0,35\text{m/s}^2$ , valores associados a um nível de conforto máximo.

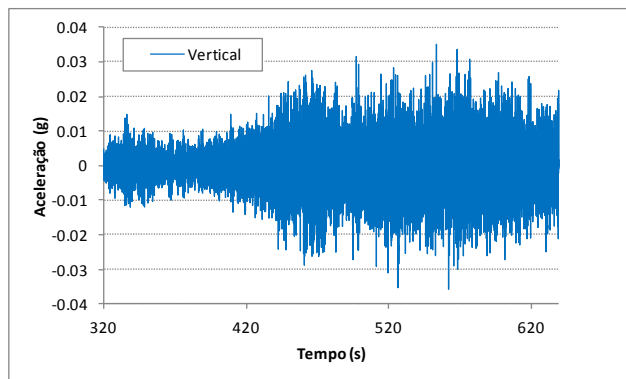


Fig.5.29. – Inauguração da ponte pedonal. Aceleração vertical medida na secção de 1/3 de vão.

## 6

**CONSIDERAÇÕES FINAIS****6.1. SÍNTESE DO TRABALHO DESENVOLVIDO**

O presente trabalho teve como principal objectivo descrever todo o processo de desenvolvimento, aplicação e validação do sistema de controlo de vibrações da nova ponte pedonal sobre o Rio Ave, recentemente construída em Santo Tirso, e cujo projecto de estabilidade foi da responsabilidade do autor. Este caso de estudo constitui um bom exemplo de que a procura, por parte dos promotores, da construção de obras de identidade e características únicas, cada vez mais arrojadas e estruturalmente exigentes, tende a originar pontes com maiores vãos, menor massa e coeficientes de amortecimento mais baixos, tornando essas soluções especialmente sensíveis à acção dos peões. Por este motivo a utilização de sistemas de controlo de vibrações tem-se vindo a generalizar, deixando progressivamente de constituir uma solução de recurso após a identificação de um problema e passando a ser encarada como uma ferramenta de dimensionamento para permitir a criação de soluções mais arrojadas. Tudo isto obriga a um conhecimento mais profundo das acções pedonais e do comportamento dinâmico das estruturas, justificando o propósito do trabalho de síntese aqui apresentado.

Desde muito cedo, no desenvolvimento do projecto da nova ponte pedonal sobre o Rio Ave, as avaliações preliminares revelaram que as frequências naturais de vibração se iriam localizar justamente na gama de frequências em que se situam as acções dinâmicas induzidas por peões. Esta conclusão constituiu um indicador de que seria muito difícil limitar os níveis de vibração da obra sem a inclusão de dispositivos de controlo de vibrações. Assim, o estudo em fase de projecto dos efeitos dinâmicos induzidos por peões compreendeu uma simulação numérica complexa para averiguação do potencial da ponte para efeitos ressonantes.

Sendo a regulamentação aplicável ao projecto de pontes pedonais omissa quanto à questão da limitação de vibrações induzidas por peões (critérios de conforto), assim como quanto às acções a considerar no processo de cálculo, foi aplicada a metodologia preconizada pelas recomendações do projecto HIVOSS [10], através da qual se efectuou a classificação da ponte, se definiram acções compatíveis com o grau esperado de utilização e se fixaram limites para a resposta dinâmica. Foram simuladas situações de atravessamento por peões em caminhada e em corrida, individualmente e em grupo, com frequências de passada coincidentes com as frequências naturais dos modos de vibração considerados críticos. As conclusões retiradas dos resultados obtidos, tanto em termos de parâmetros dinâmicos da estrutura como em termos da sua resposta dinâmica à acção dos peões, levaram a que tenha sido previsto introduzir na estrutura um conjunto de TMD's para mitigar as vibrações. Estes TMD's foram pré-dimensionados com base nos resultados obtidos com os estudos de projecto, tendo a decisão final sobre a sua instalação ficado condicionada à realização de uma campanha de ensaios que permitisse caracterizar experimentalmente o comportamento dinâmico da estrutura.

A importância da caracterização experimental do comportamento dinâmico da ponte pedonal prendia-se com a incerteza relacionada com as características dinâmicas da ponte, nomeadamente frequências naturais e coeficientes de amortecimento, não obstante o rigor e sofisticação da modelação numérica realizada. Desta forma, foram pelo ViBest realizados ensaios de vibração ambiental com o objectivo de identificar frequências naturais e modos de vibração. Posteriormente, para caracterizar com elevado rigor o amortecimento estrutural em correspondência com os modos de vibração críticos do ponto de vista da excitação pedonal, foram realizados ensaios de vibração livre de dois tipos: com libertação súbita de massa e com excitação em ressonância por peão. Por último, foram realizados ensaios dinâmicos com passagem de peões, de modo a simular situações de potencial ressonância entre peões e ponte, medindo a resposta nas secções críticas, tendo em conta os cenários de utilização previstos nas recomendações atrás referidas.

Tendo por base os resultados obtidos com os ensaios realizados, foi então possível realizar o dimensionamento final do sistema de controlo de vibrações, tendo sido instalados dois TMD's sob o tabuleiro da ponte, com a finalidade de mitigar as vibrações induzidas pela caminhada de peões em ressonância com o 1º modo de vibração e pelo *jogging* de peões em ressonância com o 3º modo de vibração. A verificação da eficiência destes dispositivos foi conseguida através da realização de uma nova campanha de ensaios experimentais, que tiveram lugar antes da abertura da ponte ao público e no próprio dia da inauguração. Foi desta forma possível estabelecer uma análise comparativa da resposta da estrutura sem TMD's e com TMD's, assim como caracterizar o nível de amortecimento alcançado com a sua instalação.

Actualmente encontra-se instalado na ponte um sistema de monitorização dinâmica simples, formado por 3 acelerómetros industriais ligados a uma unidade de aquisição de dados. Esta unidade está ligada a um posto de observação, situado a cerca de 150m do sistema de aquisição de dados, e dispõe de uma ligação ADSL para transmissão de dados via internet para um computador no Centro de Cálculo da FEUP, a fim de automaticamente realizar a análise dos sinais colhidos e emitir sinais de alerta caso sejam atingidos determinados limites de aceleração.

## 6.2. RESULTADOS OBTIDOS

Em primeiro lugar, uma vez conhecidos os resultados da caracterização experimental do comportamento dinâmico da ponte, é importante destacar as conclusões retiradas sobre a qualidade e limitações da modelação numérica desenvolvida em fase de projecto. De facto, as sucessivas versões do modelo e respectiva análise de resultados permitiram concluir que, para o caso desta estrutura particular, a parametrização das condições de ligação ao exterior (condições de apoio), assim como de ligação entre elementos diferentes (por exemplo, ligação das longarinas em aço ao pavimento em betão), tem grandes implicações nos resultados obtidos, tanto para os parâmetros modais como para a resposta dinâmica. Apesar disso, os resultados obtidos com o modelo final representam uma boa aproximação da estrutura real, o que se conclui não só a partir da comparação das configurações dos modos de vibração mas também da resposta calculada e medida para situações equivalentes, como por exemplo a passagem de grupos de peões. Mais importante, o trabalho realizado permitiu verificar a adequabilidade dos modelos de carga, sugeridos pelas recomendações técnicas existentes, na avaliação das vibrações de pontes pedonais em serviço.

Não obstante, para além da consideração das acções propostas nas citadas recomendações técnicas, foram avaliados os efeitos da acção de um peão em andamento normal ou em *jogging*, com frequências de passada coincidentes com frequências mais próximas do tabuleiro, pelo facto de no entendimento do autor corresponder a uma situação de utilização mais habitual, eventualmente mais

gravosa, e para a qual se considerou importante assegurar o conforto de utilização. Os resultados da análise vieram a confirmar esta hipótese, o que permite concluir que algumas incertezas relativas à acção dos peões em corrida poderão não ser ainda devidamente levadas em conta pelas recomendações técnicas existentes.

Os resultados obtidos com a caracterização experimental do comportamento dinâmico da estrutura sem TMD's vieram confirmar as conclusões dos estudos dinâmicos de projecto em relação ao não cumprimento dos níveis de conforto em serviço, constantes das recomendações técnicas aplicadas, no que diz respeito à limitação de vibrações induzidas por peões. Confirmou-se, assim, que um número muito reduzido de peões (da ordem de 2 a 3) era capaz de induzir vibrações de amplitude extremamente elevada, tendo um conjunto de 5 peões originado vibrações classificadas como “intoleráveis” face aos limiares de conforto fixados.

Relativamente ao comportamento da estrutura após aplicação dos TMD's, os resultados obtidos com a segunda campanha de ensaios experimentais mostram a significativa atenuação da resposta dinâmica alcançada. Verificou-se, por exemplo, que a aceleração máxima originada por 5 pessoas em *jogging* reduziu cerca de 3 vezes, o que levou à evolução da classificação da ponte, em termos do conforto oferecido para a situação de utilização em questão, de “intolerável” para “médio”. Conclui-se assim que os TMD's permitiram a redução das vibrações da estrutura para níveis aceitáveis, constituindo uma medida mitigadora de grande eficiência em pontes pedonais e tendo sido essenciais para que neste caso concreto fosse garantido em condições de serviço o conforto de todos os seus utilizadores.

### 6.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O facto de a ponte sobre a qual versa o presente trabalho se encontrar monitorizada em permanência pelo ViBest permite a recolha contínua de dados relativos à sua resposta dinâmica em condições reais de utilização, podendo toda essa informação ser útil no sentido de ajudar a esclarecer algumas questões que surgiram no decorrer do presente trabalho e que não terão, porventura, ficado completamente resolvidas.

Em relação à situação do atravessamento por peões em *jogging* ou corrida, uma vez que não existem estudos relativos à distribuição estatística dos parâmetros caracterizadores desta acção, a realização de um estudo nesta ponte com vista à avaliação de variáveis como a velocidade de propagação dos peões e respectiva frequência da passada permitiria tecer algumas considerações relativamente à forma como esses valores devem ser considerados na avaliação das condições de serviço de pontes pedonais em projecto.

No que diz respeito à utilização de sistemas de controlo de vibrações, julga-se que seria útil desenvolver mais investigação nesta área, compreendendo em particular o desenvolvimento de sistemas alternativos aos TMD's, menos dependentes da sintonização com as frequências naturais de cada modo de vibração a controlar (cada modo de vibração crítico implica um TMD diferente), cujo custo de instalação não fosse proibitivo.



**BIBLIOGRAFIA**

- [1] ŽIVANOVIĆ, S.; PAVIC, A.; REYNOLDS, P. *Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: A literature review*. Journal of Sound and Vibration, 2005, 279(1-2): p. 1-74, Elsevier;
- [2] CAETANO, E. *Vandal Loads and Induced Vibrations on a Footbridge*. Journal of Bridge Engineering, 2011;
- [3] MOUTINHO, C.M.R. *Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 1998;
- [4] BACHMANN, H.; AMMANN, W. *Vibrations in structures: induced by man and machines (Third Edition)*. International Association for Bridge and Structural Engineering, 1987;
- [5] ALVES, R.A.F. *Comportamento dinâmico de pontes sob a acção pedonal*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008;
- [6] *Advanced load models for synchronous pedestrian excitation and optimized design guidelines for steel footbridges - Final report*. Research Fund for Coal and Steel, European Commission, 2006;
- [7] DALLARD, P. et al. *The London Millennium Footbridge*. Structural Engineer, 2001, 79(22): p. 17-33;
- [8] BACHMANN, H. *Vibration Problems in Structures: Practical Guidelines*. Birkhäuser Verlag, Berlin, 1995;
- [9] *Technical Guide: Footbridges - Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*. SÉTRA, 2006;
- [10] *Human Induced Vibrations of Steel Structures (HIVOSS): Vibrações em Pontes Pedonais - Recomendações Técnicas de Projecto*. Research Fund for Coal and Steel, European Commission, 2008;
- [11] MACKENZIE, D.; BARKER, C. *Calibration of the UK National Annex*, in *Footbridge 2008 - Third International Conference*, 2008;
- [12] CLOUGH, R.W.; PENZIEN, J. *Dynamics of structures (Third Edition)*. McGraw Hill, 2003;
- [13] CAETANO, E. *Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 1992;
- [14] CAETANO, E. et al. *Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 1: Assessment of dynamic behaviour*. Engineering Structures, 2010, 32(4): p. 1069-1081, Elsevier;
- [15] OLIVEIRA, G.M.C.S. *Análise e dimensionamento de um sistema de amortecimento para uma chaminé*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2010;
- [16] CAETANO, E. et al. *Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part 2: Implementation of tuned mass dampers*. Engineering Structures, 2010, 32(4): p. 1082-1091, Elsevier;
- [17] DEN HARTOG, J.P. *Mechanical vibrations*. Dover, New York, 1985
- [18] PAREDES, M.M. *Utilização de amortecedores de massas sintonizadas no controlo de vibrações em estruturas*. Dissertação de Mestrado, 2008;

[19] BACHMANN, H.; WEBER, B. *Tuned vibration absorbers for lively structures*. Structural Engineering International, 1995, 5(1): p. 31-36;

[20] <https://maps.google.pt/>. Acedido a 23/07/2012;

[21] CAETANO E.; CUNHA A. *Estudo do comportamento dinâmico da nova ponte pedonal sobre o Rio Ave em Sto Tirso - Pré-dimensionamento de um sistema de controlo de vibrações*. ViBest, 2009;

[22] CAETANO E.; CUNHA A. *Ensaio dinâmicos da nova ponte pedonal sobre o Rio Ave após construção do "Percurso nas margens do Rio Ave"*. ViBest, 2011;