U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

CONTROLO DE VIBRAÇÕES NA PONTE DO EDIFÍCIO TRANSPARENTE UTILIZANDO TMDS PASSIVOS

LUÍS VITORINO TAVARES DE OLIVEIRA JÚNIOR

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Carlos Manuel Ramos Moutinho

Coorientador: Professor Doutor Álvaro Alberto de Matos Ferreira da Cunha

JULHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais, Familiares e Amigos

"If I have seen further it is by standing on the shoulders of Giants"

Sir Isaac Newton

AGRADECIMENTOS

Começo por agradecer ao Professor Carlos Moutinho pela orientação, disponibilidade e conhecimento transmitido durante a realização desta dissertação. Por dar a conhecer uma área da Engenharia Civil que é pouco divulgada, mas não é menos importante.

Ao Professor Álvaro Cunha e ao ViBest pelo equipamento disponibilizado que possibilitou a realização do trabalho laboratorial.

Agradecer à TECNOGIAL pelo apoio prestado ao longo do desenvolvimento do trabalho laboratorial e na montagem dos amortecedores de massa sintonizada na ponte pedonal do Edifício Transparente.

Ao José Manuel e ao Cássio, pela ajuda prestada em laboratório e na instalação dos TMDs na ponte.

Aos que estiveram ao meu lado ao longo destes anos e que participaram do meu desenvolvimento como estudante desta mui nobre Faculdade de Engenharia, um obrigado.

Aos que cresceram comigo no tempo que passei por aqui, e que algumas vezes tiveram de me incutir alguma motivação para continuar. Obrigado por me darem força para acabar esta dissertação.

Por fim, agradeço à minha família pela força, sacrifício e apoio, porque sem eles este percurso incrível não era possível.

RESUMO

Este trabalho tem como objetivo o estudo da influência nas vibrações desenvolvidas pela ponte pedonal do Edifício Transparente, situada em Matosinhos, após instalação de amortecedores de massa sintonizadas para o seu controlo.

Começou-se por trabalhar em ambiente de laboratório, com dois amortecedores de massa sintonizada (TMDs), no controlo de vibrações de uma laje apoiada em molas sobre um pórtico metálico. Foram obtidas todas as curvas características de funcionamento dos dois TMDs para o controlo do modo de vibração vertical da laje.

Posteriormente, foram instalados os TMDs na ponte pedonal, sintonizados para a frequência natural da mesma, e realizaram-se ensaios dinâmicos na ponte, com e sem o funcionamento dos TMDs, a fim de avaliar a eficácia do controlo efetuado por estes aparelhos.

PALAVRAS-CHAVE: pontes pedonais, análise dinâmica, controlo de vibrações, controlo passivo, amortecedores de massa sintonizada

ABSTRACT

The focus of this work is to study the influence of tuned mass dampers in the control of vibrations of the Edificio Transparente footbridge, in Matosinhos.

This work began with testing two tuned mass dampers (TMD's) in a laboratory environment, to control the vibrations of a concrete slab, supported with springs on top of a metallic frame. All the TMD properties and characteristic curves, were obtained by controlling the vertical vibration mode of the slab.

The TMDs were installed on the footbridge, tuned to its natural frequency. The footbridge was subjected to dynamic tests, and the behavior with and without TMDs was analyzed, in order to measure the efficiency of the control done by the TMDs.

KEYWORDS: footbridges, dynamic analysis, vibration control, passive control, tuned mass dampers

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS I

RESUMO. III

ABSTRACT V

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. MOTIVAÇÃO 1

1.2. OBJETIVO DO TRABALHO 1

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE 2

2. VIBRAÇÕES EM PONTES PEDONAIS 3

2.1. INTRODUÇÃO 3

2.2. CÁLCULO DA RESPOSTA DINÂMICA DE UMA ESTRUTURA 3

2.2.1 MODELOS DE VÁRIOS GRAUS DE LIBERDADE 3

2.2.2 MODELOS DE UM GRAU DE LIBERDADE 5

2.3. METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM PONTES PEDONAIS 6

2.3.1 METODOLOGIA DO SÉTRA 7

2.3.2 METODOLOGIA DO HIVOSS 10

3. CONTROLO DE VIBRAÇÕES 13

3.1. INTRODUÇÃO 13

3.2. SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES 13

3.2.1 CONTROLO PASSIVO 14

3.2.2 CONTROLO SEMI-ATIVO 15

3.3 AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADAS 15

3.3.1 APLICAÇÃO DE UM TMD A UMA ESTRUTURA COM AMORTECIMENTO 16

3.3.2 UTILIZAÇÃO DE TMDS EQUIVALENTES 22

4. ENSAIOS LABORATORIAIS 23

4.1. INTRODUÇÃO 23

4.2 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO USADO 23

4.3. FREQUÊNCIA NATURAL DOS TMDS 25

4.4. AMORTECIMENTO DOS TMDS 27

4.5. ANÁLISE DA PERFORMANCE DOS TMDS 30

4.5.1. DIMENSIONAMENTO DOS TMDS 30

4.5.1.1. Sintonização com a laje 30

4.5.1.2 Sintonização com a ponte pedonal do edifício transparente 30

4.5.2. ANÁLISE DE VIBRAÇÕES DA LAJE COM TMD EM FUNCIONAMENTO 31

4.5.2.1. Controlo de Vibrações pelo TMD1 32
4.5.2.2. Controlo de Vibrações pelo TMD2 33
4.5.3. ANÁLISE DE VIBRAÇÕES DA LAJE SEM TMD 34
4.5.4. CÁLCULO DO AMORTECIMENTO DA LAJE 36
4.6. AVALIAÇÃO DA ACELERAÇÃO DE DESBLOQUEIO DOS TMDS 37
4.6.1. ACELERAÇÃO DE DESBLOQUEIO DO TMD1 38
4.6.1.1. TMD1 com 13 chapas de cada lado 38
4.6.1.2. TMD1 com 16 chapas de cada lado 39
4.6.2. ACELERAÇÃO DE DESBLOQUEIO DO TMD2 41
4.6.2.1. TMD2 com 13 chapas de cada lado 41
4.6.2.2. TMD2 com 16 chapas de cada lado 42
4.6.3. SÍNTESE DE RESULTADOS 44
5. ENSAIOS IN SITU 47
5.1. INTRODUÇÃO 47
5.2. PONTE PEDONAL DO EDIFÍCIO TRANSPARENTE 47
5.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA PONTE 47
5.2.2 INSTALAÇÃO DOS TMDS NA PONTE 49
5.3. PASSAGEM DE PEÕES COM TMDS BLOQUEADOS 52
5.3.1 PEÕES EM RESSONÂNCIA COM O 1º MODO DE VIBRAÇÃO 53
5.3.2 PEÕES EM RESSONÂNCIA COM O 2º MODO DE VIBRAÇÃO 54
5.3.3 PEÃO EM RESSONÂNCIA COM O 3º MODO DE VIBRAÇÃO 55
5.3.4 PEÕES EM JOGGING 56
5.4. PASSAGEM DE PEÕES COM TMDS EM FUNCIONAMENTO 58
5.4.1 PEÕES EM RESSONÂNCIA COM O 1º MODO DE VIBRAÇÃO 58
5.4.2 PEÕES EM RESSONÂNCIA COM O 2º MODO DE VIBRAÇÃO 59
5.4.3 PEÃO EM RESSONÂNCIA COM O 3º MODO DE VIBRAÇÃO 60
5.4.4 Peões em jogging 60
5.5. SÍNTESE DE RESULTADOS E RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS 63
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS 65
6.1. SÍNTESE DO TRABALHO DESENVOLVIDO E RESULTADOS OBTIDOS 65
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 66
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 67

ÍNDICE DE FIGURAS

FIG.2.1 – SISTEMA DE 1 GRAU DE LIBERDADE EQUIVALENTE A UM MODO DE VIBRAÇÃO ESPECÍFICO..... 6

FIG.2.2 – METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DINÂMICA DO SÉTRA [7]..... 7

FIG.2.3 – BANDA DE RISCO DE RESSONÂNCIA PARA VIBRAÇÕES NA DIREÇÃO VERTICAL E LONGITUDINAL [6]..... 9

FIG.2.4 – METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DINÂMICA SEGUNDO O HIVOSS [8]..... 10

FIG.2.5 – DENSIDADES DE FLUXOS DE PEÕES [8]..... 11

FIG 3.1 – CLASSIFICAÇÃO DOS DIFERENTES SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES EM ESTRUTURAS 14

FIG. 3.2 – MODELO TEÓRICO DE FUNCIONAMENTO DE UM TMD APLICADO A UMA ESTRUTURA COM AMORTECIMENTO..... 16

FIG. 3.3 – AMPLITUDE DO MOVIMENTO DA MASSA M_1 CONSIDERANDO q =0,9, μ =0,20, E ADOTANDO VÁRIOS VALORES PARA O COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO DO TMD..... 17

FIG. 3.4 – AMPLITUDE DO MOVIMENTO DA MASSA M_1 CONSIDERANDO q =0,8, μ =0,20, E ADOTANDO VÁRIOS VALORES PARA O COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO DO TMD..... 18

FIG. 3.5 – AMPLITUDE DO MOVIMENTO DA MASSA M_1 PARA μ =0,20, E ADOTANDO DIFERENTES VALORES DE q 19

FIG. 3.6 – AMPLITUDE DO MOVIMENTO DA MASSA M_1 COM TMD E SEM TMD..... 19

FIG. 3.7 – CURVAS DE AMPLIFICAÇÃO MÁXIMA DO DESLOCAMENTO DO SISTEMA PRINCIPAL [12]..... 20

FIG. 3.8 – CURVAS PARA DETERMINAÇÃO DO VALOR ÓTIMO q [12]..... 20

FIG. 3.9 – CURVAS PARA DETERMINAÇÃO DO VALOR ÓTIMO DE ξ_2 [12]..... 21

FIG. 3.10 – CURVAS DE AMPLIFICAÇÃO MÁXIMA DO DESLOCAMENTO RELATIVO ENTRE A MASSA PRINCIPAL E A MASSA ADICIONAL [12]..... 21

FIG. 3.11 – CURVAS DE AMPLIFICAÇÃO MÁXIMA FAZENDO VARIAR q E ξ_2 [12]..... 22

FIG. 4.1 – AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADA A UTILIZAR NA PONTE PEDONAL DO EDIFÍCIO TRANSPARENTE..... 23

FIG. 4.2 – AMORTECEDOR MAGNETO REOLÓGICO UTILIZADO NOS TMDS..... 24

FIG. 4.3 – AMBIENTE DE DESENVOLVIMENTO DO TRABALHO LABORATORIAL 24

FIG. 4.4 – EXCITADOR, ACELERÓMETRO E SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS UTILIZADOS..... 25

FIG. 4.5 – FREQUÊNCIA NATURAL *VS* Nº CHAPAS DE CADA LADO DO TMD1..... 26

FIG. 4.6 – FREQUÊNCIA NATURAL *VS* Nº CHAPAS DE CADA LADO DO TMD2..... 26

FIG. 4.7 – AMOSTRA DE SINAIS OBTIDOS POR VÁRIAS INDUÇÕES DE MOVIMENTO 27

FIG. 4.8 – EXEMPLO DE SINAL ESCOLHIDO PARA CÁLCULO DA FREQUÊNCIA E AMORTECIMENTO..... 28

FIG. 4.9 – COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO EQUIVALENTE VS ACELERAÇÃO MÉDIA DO TMD1 28

FIG. 4.10 – CURVA DE TENDÊNCIA DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO EQUIVALENTE DO TMD1 .. 28

FIG. 4.11 – COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO EQUIVALENTE VS ACELERAÇÃO MÉDIA DO TMD2 29
FIG. 4.12 – CURVA DE TENDÊNCIA DO COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO EQUIVALENTE DO TMD2 .. 29
FIG. 4.13 – RESPOSTA DA ESTRUTURA À UM VARRIMENTO SINUSOIDAL DE FREQUÊNCIA 31
FIG. 4.14 – ACELERAÇÃO *VS* FREQUÊNCIA DO TMD1 32
FIG. 4.15 – ACELERAÇÃO NORMALIZADA EM RELAÇÃO À VOLTAGEM *VS* FREQUÊNCIA DO TMD1 32
FIG. 4.16 – ACELERAÇÃO NORMALIZADA EM RELAÇÃO À VOLTAGEM VS FREQUÊNCIA DO TMD1 33
FIG. 4.17 – ACELERAÇÃO NORMALIZADA EM RELAÇÃO À VOLTAGEM *VS* FREQUÊNCIA DO TMD2 33
FIG. 4.18 – ACELERAÇÃO NORMALIZADA EM RELAÇÃO À VOLTAGEM *VS* FREQUÊNCIA DO TMD2 34
FIG. 4.19 – RESPOSTA DINÂMICA DA LAJE SEM TMD NORMALIZADA EM RELAÇÃO À VOLTAGEM 34
FIG. 4.20 – RESPOSTA DINÂMICA DA LAJE SEM TMD *VS* COM TMD 35
FIG. 4.21 – ZOOM DA ACELERAÇÃO DA LAJE SEM TMD VS COM TMD1 35
FIG. 4.22 – ZOOM DA ACELERAÇÃO DA LAJE SEM TMD VS COM TMD2 35
FIG. 4.23 – ACELERAÇÃO DA LAJE EM VIBRAÇÃO LIVRE..... 36
FIG. 4.24 – CURVA APROXIMADA DE ACELERAÇÕES DE VIBRAÇÃO LIVRE DA LAJE 36
FIG. 4.25 – COEFICIENTE DE AMORTECIMENTO DA LAJE 37
FIG. 4.26 – ACELERAÇÃO CRESCENTE INDUZIDA À ESTRUTURA [15] 37
FIG. 4.27 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD1 COM 13 CHAPAS PARA F=1,85HZ .. 38
FIG. 4.28 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD1 COM 13 CHAPAS PARA F=1,93HZ .. 38
FIG. 4.29 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD1 COM 13 CHAPAS PARA F=2,05HZ .. 39
FIG. 4.30 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD1 COM 16 CHAPAS PARA F=1,85HZ .. 39
FIG. 4.31 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD1 COM 16 CHAPAS PARA F=1,93HZ .. 40
FIG. 4.32 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD1 COM 16 CHAPAS PARA F=2,05HZ .. 40
FIG. 4.33 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD2 COM 13 CHAPAS PARA F=1,85HZ .. 41
FIG. 4.34 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD2 COM 13 CHAPAS PARA F=1,93HZ .. 41
FIG. 4.35 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD2 COM 13 CHAPAS PARA F=2,05HZ .. 42
FIG. 4.36 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD2 COM 16 CHAPAS PARA F=1,85HZ .. 42
FIG. 4.37 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD2 COM 16 CHAPAS PARA F=1,93HZ .. 43
FIG. 4.38 – ACELERAÇÃO E DESLOCAMENTO RELATIVO DO TMD2 COM 16 CHAPAS PARA F=2,05HZ .. 43
FIG. 4.41 – RESPOSTA DE UM SISTEMA PARA VÁRIAS ACELERAÇÕES DE DESBLOQUEIO [15]..... 45
FIG. 5.1 – PONTE PEDONAL DO EDIFÍCIO TRANSPARENTE [16]..... 47
FIG. 5.2 – VISTA EM ALÇADO E EM PLANTA DA PONTE PEDONAL [2] 48
FIG. 5.3 – SECÇÃO TRANSVERSAL DA PONTE PEDONAL [2] 48
FIG. 5.4 – FOTOGRAFIAS DA PARTE INFERIOR DO TABULEIRO [2]..... 49

FIG. 5.5 – SECÇÃO TRANSVERSAL DA PONTE PEDONAL DO EDIFÍCIO TRANSPARENTE COM TMDS INSTALADOS [1] 49

FIG. 5.6 – INSTALAÇÃO DOS TMDS NA PONTE 49

FIG. 5.7 – DETALHE DE FIXAÇÃO DOS TMDS 50

FIG. 5.8 – DISPOSIÇÃO FINAL DO TMD 50

FIG. 5.9 – FOTOGRAFIA DA PARTE SUPERIOR DO TABULEIRO COM OS TMDS INSTALADOS 51

FIG. 5.10 – ACELERÓMETRO PORTÁTIL USADO PARA REGISTAR ACELERAÇÕES DA PONTE PEDONAL DO EDIFÍCIO TRANSPARENTE 52

FIG. 5.11 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE UM PEÃO PARA UMA F_P=1,85HZ 53

FIG. 5.12 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE DOIS PEÕES PARA UMA F_P=1,85HZ 54

FIG. 5.13 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE UM PEÃO PARA UMA F_P=2,00HZ 54

FIG. 5.14 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE DOIS PEÕES PARA UMA F_P=2,00HZ 55

FIG. 5.15 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE UM PEÃO PARA UMA F_P=3,00HZ 55

FIG. 5.16 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE UM PEÃO EM JOGGING PARA UMA F_P=1,85HZ 56

FIG. 5.17 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE DOIS PEÕES EM JOGGING SINCRONIZADO PARA UMA F_P=1,85HZ 56

FIG. 5.18 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE UM PEÃO EM JOGGING PARA UMA F_P=2,00HZ 57

FIG. 5.19 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE DOIS PEÕES EM JOGGING SINCRONIZADO PARA UMA F_P=2,00HZ 57

FIG. 5.20 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE UM PEÃO PARA UMA F_P=1,85HZ COM TMDS EM FUNCIONAMENTO 58

FIG. 5.21 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE DOIS PEÕES PARA UMA F_P=1,85HZ COM TMDS EM FUNCIONAMENTO 58

FIG. 5.22 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE UM PEÃO PARA UMA F_P=2,00HZ COM TMDS EM FUNCIONAMENTO 59

FIG. 5.23 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE DOIS PEÕES PARA UMA F_P=2,00HZ COM TMDS EM FUNCIONAMENTO 59

FIG. 5.24 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE UM PEÃO PARA UMA F_P=3,00HZ COM TMDS EM FUNCIONAMENTO 60

FIG. 5.25 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE UM PEÃO EM JOGGING PARA UMA F_P=1,85HZ COM TMDS EM FUNCIONAMENTO 60

FIG. 5.26 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE DOIS PEÕES EM JOGGING SINCRONIZADO PARA UMA F_P=1,85HZ 61

COM TMDS EM FUNCIONAMENTO 61

FIG. 5.27 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE UM PEÃO EM JOGGING PARA UMA F_P=2,00HZ COM TMDS EM FUNCIONAMENTO 61

FIG. 5.28 – RESPOSTA DEVIDA À AÇÃO DE DOIS PEÕES EM JOGGING SINCRONIZADO PARA UMA f_P=2,00HZ COM TMDS EM FUNCIONAMENTO 62

ÍNDICE DE QUADROS

QUADRO 2.1 – CLASSIFICAÇÃO DE PONTES PEDONAIS EM FUNÇÃO DA DENSIDADE DE TRÁFEGO 8

QUADRO 2.2 – NÍVEIS DE VIBRAÇÃO MÁXIMOS ADMISSÍVEIS EM PONTES PEDONAIS NA DIREÇÃO VERTICAL [7] 8

QUADRO 2.3 – CLASSES DE TRÁFEGO PEDONAL [8] 11

QUADRO 2.4 – EXEMPLO DE ESPECIFICAÇÃO DE SITUAÇÕES DE PROJETO SIGNIFICATIVAS [8] 12

QUADRO 4.1. – FREQUÊNCIAS NATURAIS EM FUNÇÃO DO Nº CHAPAS 26

QUADRO 4.2. – CORRELAÇÃO ENTRE Nº CHAPAS E PESO TOTAL DOS TMDS 27

QUADRO 4.3. – ACELERAÇÃO DE DESBLOQUEIO DOS TMDS 44

QUADRO 5.1. – MODOS DE VIBRAÇÃO DA PONTE PEDONAL DO EDIFÍCIO TRANSPARENTE 52

QUADRO 5.2. – SÍNTESE DE ACELERAÇÕES DESENVOLVIDAS PELA ESTRUTURA 63

QUADRO 5.3. – APLICAÇÃO DO REGULAMENTO SÉTRA À PONTE PEDONAL DO EDIFÍCIO TRANSPARENTE 64

SÍMBOLOS , ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

a – Aceleração [m/s2]

a_{eff} – aceleração eficaz

a_{lim} – aceleração limite

$a_{v,max}$ – aceleração máxima numa estrutura

c – Constante de amortecimento

f – Frequência [Hz]

f_k – frequência modal do modo k

f_p – frequência de passada

K – Matriz de rigidez

M – Matriz de massa

m – Massa

m_k – massa modal do modo k

n – Número de graus de liberdade

p – Excitação atuante

t – Tempo [s]

u – Deslocamento

x – Distância [m]

Φ – Matriz Modal

ξ – coeficiente de amortecimento

ξ_k – coeficiente de amortecimento modal do modo *k*

φ – vetor próprio do sistema

ω – frequência angular [rad/s]

FRF – Função de Resposta em Frequência

PP – Método ”Peak Picking”

RMS – “Root Mean Square”

TMD – “Tuned Mass Dampers”

1
INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

As Pontes Pedonais são concebidas com o intuito de facilitar o acesso a peões, permitindo assim ultrapassar obstáculos. Por estas serem dimensionadas para cargas substancialmente menores, do que as pontes rodoviárias e ferroviárias, é possível obter estruturas mais esbeltas e flexíveis, o que tem um impacto a nível económico. Por um lado, têm um custo inferior, mas por outro, levanta problemas do ponto de vista dinâmico.

Ao ter uma rigidez e massa relativamente baixas, a frequência natural da estrutura vai ser também baixa. Esta, ao estar próxima das frequências das ações dos peões, pode vir a provocar efeitos de ressonância na ponte, o que leva a vibrações excessivas da mesma. Apesar de não estar em causa a integridade da estrutura, em certos casos a vibração da ponte é de tal ordem, que leva os peões a evitar a sua travessia, falhando completamente com o propósito da ponte.

O comportamento de uma ponte pedonal, em relação a vibrações induzidas por peões por vezes é de difícil previsibilidade. Como tal, apenas depois de construída e sujeita à uma análise dinâmica, é que podemos decidir, se é necessário instalar algum dispositivo de controlo de vibrações na ponte.

No Porto, em Matosinhos, foi construída uma ponte pedonal a ligar o Parque da cidade ao Edifício Transparente, que já foi objeto de estudo por Antão [1] e Pinto [2]. O trabalho de Antão [1] consistiu em desenvolver uma modelação numérica da ponte, realizar uma análise do comportamento dinâmico e propor um sistema para o controlo das vibrações. O trabalho de Pinto [2], dedicou-se à análise das vibrações medidas ao longo de 7 meses por um sistema de aquisição instalado na ponte. Dando continuidade a estes trabalhos, surgiu a oportunidade de instalar um sistema de controlo na estrutura, constituído por amortecedores de massa sintonizada, vulgarmente conhecidos por TMDs (Tuned Massed Dampers). Para um melhor desempenho, instalação e manutenção dos TMDs na ponte, estes precisam de ser testados e calibrados em ambiente de laboratório.

1.2. OBJETIVO DO TRABALHO

Nesta dissertação pretende-se testar, calibrar e instalar na ponte pedonal do Edifício Transparente, os TMDs previamente dimensionados. O trabalho de laboratório passa por trabalhar com uma laje apoiada em molas, sobre um pórtico metálico, na medida em que se sintonizou um TMD para a laje de duas toneladas e efetuou-se um estudo dinâmico da mesma, com e sem TMD. Esta parte do trabalho vai ser aprofundada no capitulo 4. Pretende-se também, ao instalar os TMDs na ponte pedonal do Edifício Transparente, avaliar a eficácia do controlo sobre as vibrações desenvolvidas pela mesma.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

O presente trabalho é constituído por um conjunto de 6 capítulos. Os capítulos iniciais correspondem ao fundamento teórico do trabalho desenvolvido e os restantes dizem respeito aos ensaios realizados.

No segundo capítulo são apresentados os conceitos fundamentais da dinâmica de estruturas, para o cálculo da resposta de uma estrutura sujeita a ações dinâmicas. O problema de vibrações excessivas em pontes pedonais é abordado. Faz-se também uma referência às recomendações e normas técnicas, para a limitação destas vibrações.

No terceiro capítulo são identificados os diversos tipos de controlo de estruturas comuns em pontes pedonais. É abordado o controlo passivo e semi-ativo, com um maior foco no passivo, visto este ser o estudado nesta dissertação.

No quarto capítulo é detalhado o trabalho laboratorial realizado, correspondente aos ensaios realizados com os dois TMDs e a laje. São apresentados os cálculos de dimensionamento dos TMDs e, são analisados os resultados relativamente ao comportamento dinâmico da laje, com e sem TMD. É também avaliada a aceleração de desbloqueio dos TMDs.

O quinto capítulo diz respeito aos ensaios *in situ* realizados na Ponte Pedonal do Edifício Transparente. É feita uma análise do comportamento dinâmico da ponte, com e sem TMD, a fim de analisar a eficácia dos amortecedores de massa sintonizada, e confronta-se os valores obtidos com regulamento Sétra.

No sexto e último capítulo, faz-se uma breve síntese do trabalho desenvolvido e das conclusões retiradas. Faz-se também uma referência a possíveis desenvolvimentos futuros.

2
VIBRAÇÕES EM PONTES PEDONAIS

2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo vai ser feita uma breve introdução a alguns conceitos teóricos para obtenção da resposta dinâmica de uma estrutura, como descrito em [3] e [4]. No caso das pontes pedonais, interessa a obtenção da resposta em relação às acelerações, visto serem estas a referência tida pelos regulamentos para o controlo de vibrações. São apresentadas algumas normas e recomendações técnicas para a limitação das mesmas, o que vai permitir um bom funcionamento da ponte em serviço.

2.2. CÁLCULO DA RESPOSTA DINÂMICA DE UMA ESTRUTURA

2.2.1 MODELOS DE VÁRIOS GRAUS DE LIBERDADE

Uma ação dinâmica varia com o tempo em grandeza, direção e ponto de aplicação. Quando temos uma estrutura sujeita a uma ação deste género, vai ter associada a si infinitos modos de vibração, consequência dos infinitos graus de liberdade que normalmente uma estrutura possui. Estes vão ser traduzidos numa resposta dinâmica que pode ser caracterizada por tensões, deslocamentos, velocidades e acelerações que também variam com o tempo.

A equação que traduz o equilíbrio dinâmico de um sistema amortecido com vários graus de liberdade submetidos a uma carga dinâmica P(t) é:

$$\underline{M} \cdot \underline{\ddot{u}}(t) + \underline{C} \cdot \underline{\dot{u}}(t) + \underline{K} \cdot \underline{u}(t) = \underline{P}(t) \tag{2.1}$$

Onde M, C e K representam respetivamente, as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do sistema, P o vetor solicitação, $\ddot{u}$, $\dot{u}$ e u são os vetores aceleração, velocidade e deslocamento respetivamente.

Para além da massa, rigidez e amortecimento estrutural, temos ainda as frequências naturais e os respetivos modos de vibração como principais parâmetros modais. É necessária uma caracterização adequada destes parâmetros a fim de obter uma análise dinâmica correta da estrutura.

A matriz de massa é representada por $M_{n\times n}$, em que n é o número de graus de liberdade. Composta por várias componentes M_{ij}, representa a força de inércia na componente i devida a aplicação de uma aceleração unitária na componente j, tal como indica a expressão:

$$F_{in} = m \times a \tag{2.2}$$

A matriz de rigidez da estrutura, de dimensão $n \times n$, composta por vários componentes K_{ij}, traduz a força elástica na componente i quando é aplicado um deslocamento unitário na componente j, respeitando a seguinte condição:

$$F_{el} = k \times u \tag{2.3}$$

A determinação do amortecimento de uma estrutura não é tão simples como o cálculo da massa e da rigidez. Apenas com a realização de testes experimentais na estrutura é que este pode ser avaliado. Os ensaios consistem em induzir um movimento forçado à estrutura e registar a sua resposta. No capítulo 4 é apresentado um caso prático para a sua determinação. Até este ser efetuado, este apenas pode ser estimado por comparação com estruturas similares já ensaiadas experimentalmente.

Através da resolução do problema de valores e vetores próprios da expressão 2.4, é possível chegar às frequências naturais da estrutura. A equação fornece todos os n valores próprios ω_i^2 e assim obtemos as frequências ω_i do sistema, apresentados como mostra a equação 2.5.

$$\det\left(\underline{K} - \omega^2 \cdot \underline{M}\right) = 0 \tag{2.4}$$

$$\omega = \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \vdots \\ \omega_n \end{bmatrix} \tag{2.5}$$

A configuração dos respetivos modos de vibração, são obtidos pela equação 2.6 e apresentados em colunas numa matriz Φ como é apresentado na expressão 2.7.

$$\left(\underline{K} - \omega^2 \cdot \underline{M}\right) \cdot \phi = 0 \tag{2.6}$$

$$\Phi = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{21} & \cdots & \phi_{m1} \\ \phi_{12} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{m2} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \phi_{1n} & \phi_{2n} & \cdots & \phi_{mn} \end{bmatrix} \tag{2.7}$$

Com os parâmetros modais devidamente calculados, podemos resolver a equação de equilíbrio dinâmico através do Método de Sobreposição Modal, que consiste em transformar o sistema de n equações e n incógnitas, indicado na expressão 2.1, em n equações desligadas associadas a cada modo de vibração da estrutura, como é indicado pela expressão 2.8.

$$\ddot{y}_n(t) + 2 \cdot \xi_n \cdot \omega_n \cdot \dot{y}_n(t) + {\omega_n}^2 \cdot y_n(t) = \frac{P_n(t)}{M_n} \qquad \text{n=1, 2, … N} \tag{2.8}$$

Em que $\ddot{y}_n$, $\dot{y}_n$ e y_n representam a aceleração, velocidade e deslocamento em termos de coordenadas modais, ξ_n é o coeficiente de amortecimento, ω_n a frequência angular, M_n a massa modal dada por $\phi_n^T \times M \times \phi_n$, e, P_n a força modal dada por $\phi_n \times P(t)$, do n-ésimo modo de vibração.

Num sistema com amortecimento e condições iniciais nulas, para determinar a resposta total relativamente a deslocamentos devido a uma ação dinâmica qualquer, pode recorrerd-se ao integral de Duhamel [5]:

$$y_n(t) = \frac{1}{m_n \cdot w_{an}} \int_0^t p_n(\tau) \cdot e^{-\xi_n \cdot w_n (t-\tau)} \cdot sen w_{an}(t-\tau) d\tau \tag{2.9}$$

Sendo τ o intervalo de integração, m_i a massa modal, ω_{ai} a frequência amortecida e ξ_i o coeficiente de amortecimento do modo de vibração em questão.

Isto permite-nos obter a resposta dinâmica total da estrutura, que vai ser dada pela combinação da resposta de cada modo de vibração através da seguinte equação:

$$u(t) = \phi_1 \cdot Y_1(t) + \phi_2 \cdot Y_2(t) + \cdots + \phi_n \cdot Y_n(t) \tag{2.10}$$

Quanto maior o número de modos de vibração considerados, mais rigoroso será o resultado obtido. Se tivermos em conta apenas os primeiros modos de vibração relevantes, com uma análise simplificada, conseguimos obter resultados bastante precisos do comportamento da estrutura.

2.2.2 MODELOS DE UM GRAU DE LIBERDADE

Muitas vezes quando queremos estudar a configuração de um modo de vibração específico, podemos considerar um modelo com apenas um grau de liberdade. Isto é possível de ser feito pois, ao estudarmos um dado modo de vibração, a resposta do modelo devido à ação dinâmica induzida, é próxima da resposta da estrutura real, o que vai levar a uma análise dinâmica simples.

Quando se trata do estudo de estruturas passíveis de desenvolver fenómenos de ressonância, um modelo de 1G.L. é suficiente para descrever o comportamento da estrutura. No desenvolvimento deste trabalho, lidou-se com um sistema de 1 G.L que correspondia ao modo de vibração vertical da laje com que se

trabalhou em laboratório. Essa parte da dissertação vai ser mais aprofundada no capítulo 4, onde é detalhado o trabalho laboratorial realizado.

Como é apresentado na figura 2.1, este sistema é composto por uma massa m_n, um amortecedor c_n e uma mola k_n, onde é aplicada uma força modal $P_n(t)$. A resposta deste sistema também pode ser obtida pela equação 2.9.

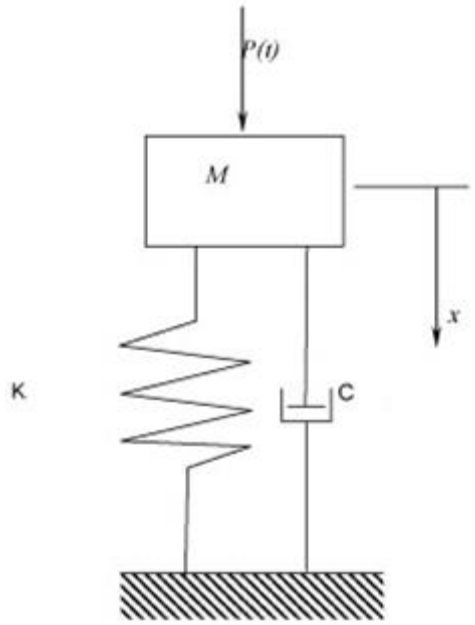


Fig.2.1 – Sistema de 1 grau de liberdade equivalente a um modo de vibração específico

2.3. METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DE VIBRAÇÕES EM PONTES PEDONAIS

O problema de vibrações em pontes pedonais, como já foi referido anteriormente, não é a nível da estabilidade da estrutura, mas sim, do impacto que estas têm no conforto do utilizador.

Quando a frequência de passada do peão é próxima da frequência natural da ponte, é passível o desenvolvimento de fenómenos de ressonância. Este fenómeno é potenciado quando se trata de uma ponte pedonal metálica de baixo amortecimento, que é o caso da ponte do Edifício Transparente.

A fim de evitar que a ponte perca a sua funcionalidade, que os peões deixem de atravessar a ponte por algum receio ganho, foram desenvolvidas algumas normas e recomendações técnicas. Estas avaliam os níveis de conforto associados aos níveis de vibração, e limitam as vibrações induzidas pela ação dos peões. De entre as várias normas desenvolvidas, neste trabalho são apenas apresentadas às relativas ao Sétra e às relativas ao projeto Synpex, indicadas no documento desenvolvido designado Hivoss. Para um estudo mais aprofundado sugere-se o trabalho de Alves [6].

2.3.1 METODOLOGIA DO SÉTRA

O documento SÉTRA [7], desenvolvido pelo ministério dos transportes franceses, apresenta um organigrama para aplicação das suas recomendações, como é indicado na figura 2.2.

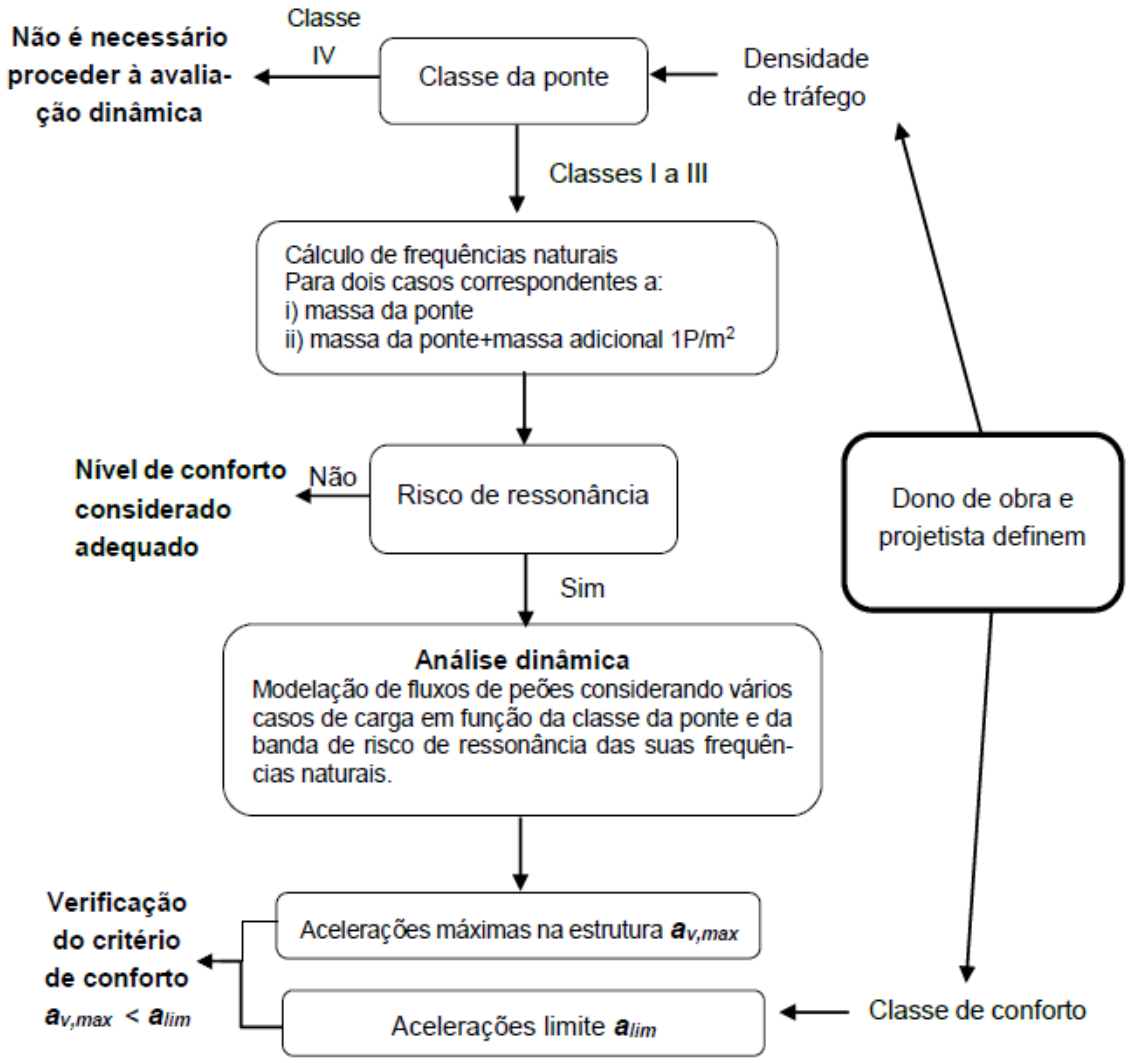


Fig.2.2 – Metodologia de avaliação dinâmica do Sétra [7]

A classe da ponte é escolhida em fase de projeto pelo Dono de Obra e Projetista. Esta é escolhida em função da intensidade de utilização prevista, podendo variar da classe I à classe IV, desde pontes urbanas intensamente utilizadas, às pontes raramente utilizadas, como indica o quadro 2.1. Isto permite que as pontes não sejam analisadas do mesmo modo, fazendo com que apenas as de classe I à III necessitem de uma análise dinâmica, sendo dispensada nas de classe IV.

Quadro 2.1 – Classificação de pontes pedonais em função da densidade de tráfego

Classe da Ponte	Densidade pedonal d [P/m^2]	Descrição
I	1,0	Pontes urbanas situadas em trajetos de circulação intensa (por exemplo estações de comboio ou de metro), ou frequentemente utilizadas por grandes multidões (por exemplo turistas ou manifestações)
II	0,8	Pontes urbanas situadas em trajetos de zonas densamente povoadas, sujeitas a trafego intenso e que ocasionalmente podem ser carregadas na totalidade do seu tabuleiro
III	0,5	Pontes de uso corrente, que podem ocasionalmente ser atravessadas por grandes grupos de pessoas, mas que nunca serão carregadas na sua totalidade
IV	0	Pontes raramente utilizadas, localizadas em trajetos de ligação entre zonas com baixa densidade populacional, ou em caminhos pedonais de autoestradas e vias rápidas

O Dono de Obra e Projetista, também ficam responsáveis por estabelecer, o nível de conforto a garantir na ponte, em serviço. O nível de conforto a assegurar é representado por valores limite da aceleração. Para a atribuição deste, aplicam-se diferentes casos de carga à ponte, e são confrontados os valores de acelerações obtidos com os valores limite, de maneira a que sejam cumpridos os limites de aceleração admissíveis na ponte.

As classes de conforto, como é indicado no quadro 2.2, podem ser definidas da seguinte forma:

Conforto Máximo: as acelerações são praticamente impercetíveis para os utilizadores

Conforto Médio: as acelerações são meramente percetíveis para os utilizadores

Conforto Mínimo: em determinadas condições, que ocorrem raramente, as acelerações são percetíveis para os utilizadores, mas não se tornam intoleráveis.

Quadro 2.2 – Níveis de vibração máximos admissíveis em pontes pedonais na direção vertical [7]

Conforto	Máximo	Médio	Mínimo	Intolerável
Aceleração [m/s^2]	<0,5	0,5-1,0	1,0-2,5	>2,5

Como é indicado na figura 2.2, depois de atribuir uma classe à ponte, é necessário determinar a frequência natural desta, a fim de verificar o risco de entrar em ressonância. As frequências naturais têm de ser calculadas para dois casos distintos. No primeiro caso, considerando apenas a massa da estrutura e as suas cargas permanentes. E no segundo caso, considerando adicionada à massa inicial a massa

equivalente a fluxos de peões, de densidade igual a 1,0 P/m^2 sobre o tabuleiro. Este procedimento tem como objetivo identificar um limite superior e inferior de frequências, de modo a ver se estas se situam dentro do intervalo de risco. Serve também, para observar a influência da massa adicional de peões sobre a frequência natural da ponte.

O documento Sétra define quatro bandas de frequências consoante o nível de risco de ressonância:

Banda 1: máximo risco de ressonância;

Banda 2: risco de ressonância médio;

Banda 3: baixo risco de ressonância para condições de utilização normal;

Banda 4: risco de ressonância insignificante.

Apenas é dispensada a análise dinâmica na quarta banda. Nas três primeiras, é indispensável a avaliação do comportamento dinâmico. Na figura 2.3 encontram-se representados os intervalos das bandas indicadas.

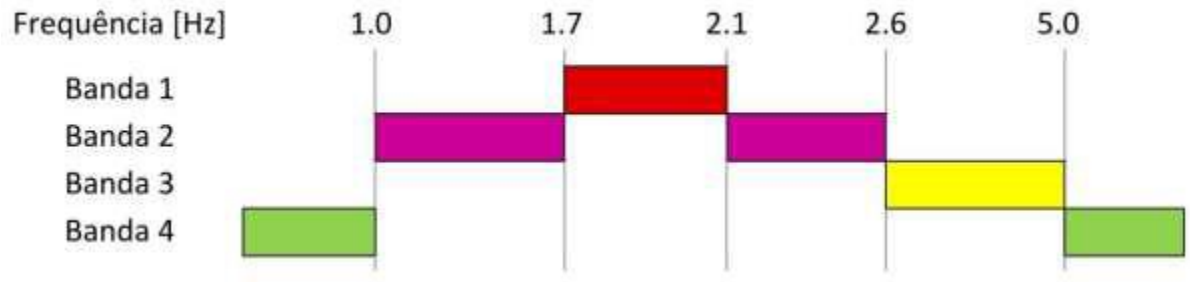


Fig.2.3 – Banda de risco de ressonância para vibrações na direção vertical e longitudinal [6]

2.3.2 METODOLOGIA DO HIVOSS

O documento HIVOSS [8] também apresenta um organigrama, para a aplicação das suas recomendações em relação às vibrações verticais, que se encontra indicado na figura 2.4. Diferente do Sétra, este método permite a definição de vários casos de estudo, em que é avaliado o comportamento dinâmico para várias situações de projeto. Como casos de estudo temos por exemplo, a inauguração da ponte, tráfego em horas de ponta, passeios de fim de semana, etc.

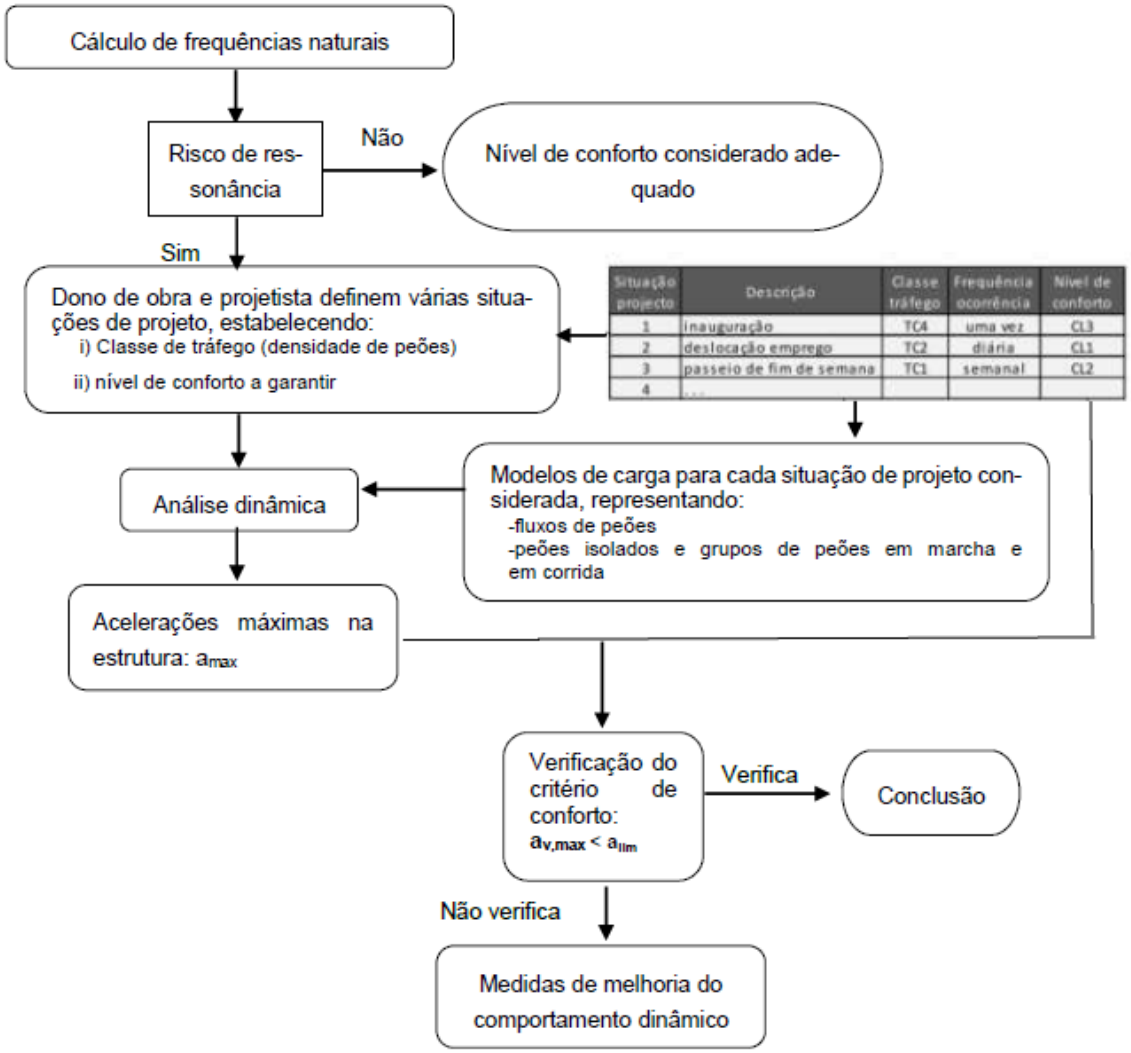


Fig.2.4 – Metodologia de avaliação dinâmica segundo o HIVOSS [8]

A cada uma das situações de projeto, são atribuídas classes de tráfego que variam de muito reduzido a excecionalmente intenso, em que a variável em causa é a densidade pedonal de projeto, como indicado no quadro 2.3. A atribuição da classe de conforto é feita de modo idêntico ao Sétra, podendo variar consoante a classe de tráfego. O HIVOSS permite a existência de situações de tráfego intenso com acelerações limite superiores, ou seja, classes de conforto inferiores para uma densidade pedonal elevada, como o inaugurar de uma ponte por exemplo.

Quadro 2.3 – Classes de Tráfego Pedonal [8]

Classe de Tráfego	Descrição	d – Densidade Pedonal de Projeto
TC1	Muito reduzido	Atravessamento por um grupo de 15 peões Densidade equivalente: d=15 P/(área do tabuleiro)
TC2	Reduzido	Fluxo de peões de 0,2 P/m^2
TC3	Intenso	Fluxo de peões de 0,5 P/m^2
TC4	Muito intenso	Fluxo de peões de 1,0 P/m^2
TC5	Excecionalmente intenso	Fluxo de peões de 1,5 P/m^2

A figura 2.5 representa vários de diferentes densidades pedonais de projeto.

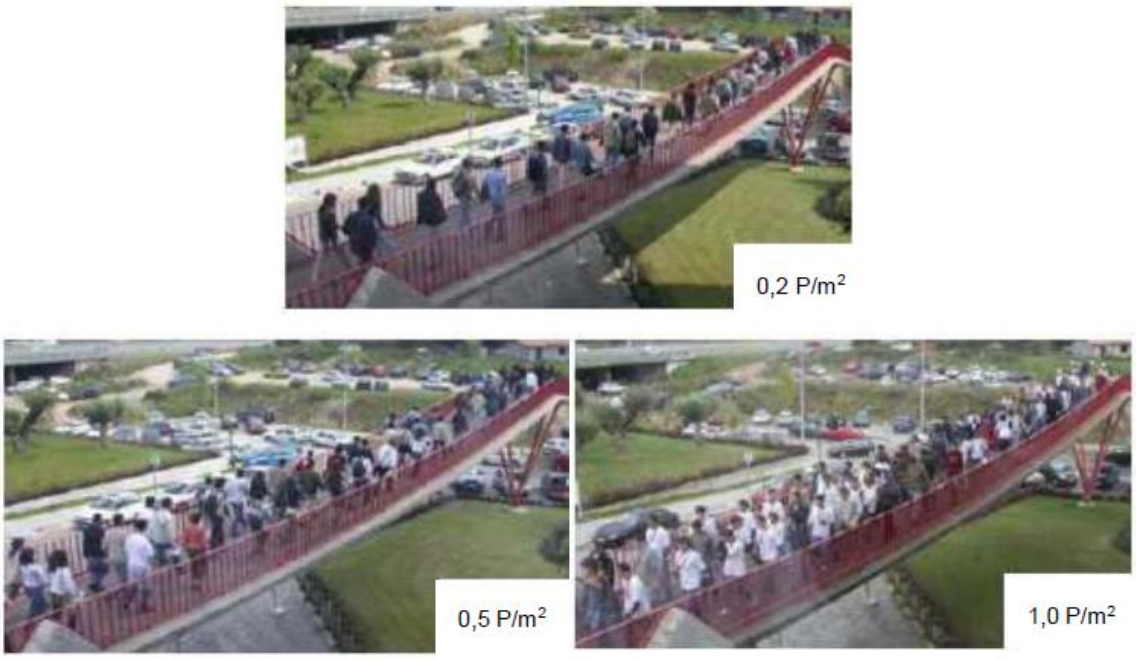


Fig.2.5 – Densidades de fluxos de peões [8]

Em comparação com o Sétra, o documento Hivoss apresenta algumas diferenças, no que toca às frequências naturais críticas suscetíveis de analise dinâmica, estabelecendo como intervalo crítico as frequências entre 1,25Hz e 4,6Hz. Analisando a banda crítica do Sétra, observamos que este intervalo abrange a banda 1 de máximo risco e parte da banda 2 e 3, de risco médio e baixo respetivamente. Este intervalo considera contribuições do primeiro e segundo harmónico, apesar de não haver referências de vibrações significativas motivadas pelo segundo harmónico.

No quadro 2.4 é apresentado um exemplo de diferentes situações de projeto.

Quadro 2.4 – Exemplo de especificação de situações de projeto significativas [8]

Situação de Projeto	Descrição	Classe de Tráfego	Ocorrência esperada	Classe de Conforto
1	Inauguração da Ponte	TC4	Uma vez na vida útil	CL3 – conforto mínimo
2	Tráfego em horas de Ponta	TC2	Diariamente	CL1 – conforto máximo
3	Passeio a pé ao fim de semana	TC1	Semanalmente	CL2 – conforto médio
…	…	…	…	…

3
CONTROLO DE VIBRAÇÕES

3.1. INTRODUÇÃO

Como retratado no capítulo anterior, a ação de peões sobre pontes pedonais pode levar à ocorrência de fenómenos de ressonância, o que se traduz em elevados níveis de vibração. Confrontando estes níveis com os regulamentos em vigor, neste caso o Sétra ou o Hivoss, pode verificar-se uma necessidade de controlo de vibrações a fim de obter níveis de vibração mais baixos, e consequentemente, um maior conforto para o utilizador. A seguir vão ser abordados vários mecanismos de controlo de vibrações de estruturas, com foco no controlo de vibrações verticais por parte de amortecedores de massas sintonizadas, visto ser este o problema da Ponte Pedonal do Edifício Transparente.

3.2. SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÕES

Na Engenharia Civil são implementados diversos métodos para o controlo de vibrações de estruturas. O método usado difere consoante o tipo de estrutura em causa e o tipo de controlo a adotar. Na figura 3.1 estão representados os vários sistemas de controlo.

No desenvolvimento deste trabalho, apenas vai ser focado o problema de vibrações relativamente a pontes pedonais, mais precisamente, o caso da ponte pedonal do Edifício Transparente. Para uma explicação mais detalhada dos vários sistemas de controlo e respetivas aplicações, recomenda-se o trabalho de Moutinho [9].

O caso da ponte pedonal do Edifício Transparente, por se tratar de uma estrutura flexível de baixo amortecimento, possui níveis elevados de vibração quando sujeita a ações induzidas por peões. Para este caso, o problema de vibrações é a nível vertical, com os três primeiros modos de vibração a serem os mais críticos.

Como tal, optou-se por estudar a possibilidade de implementação de um sistema de controlo passivo ou de um semi-ativo, passando pela implementação de TMDs passivos com capacidade de evolução para TMDs semi-ativos.

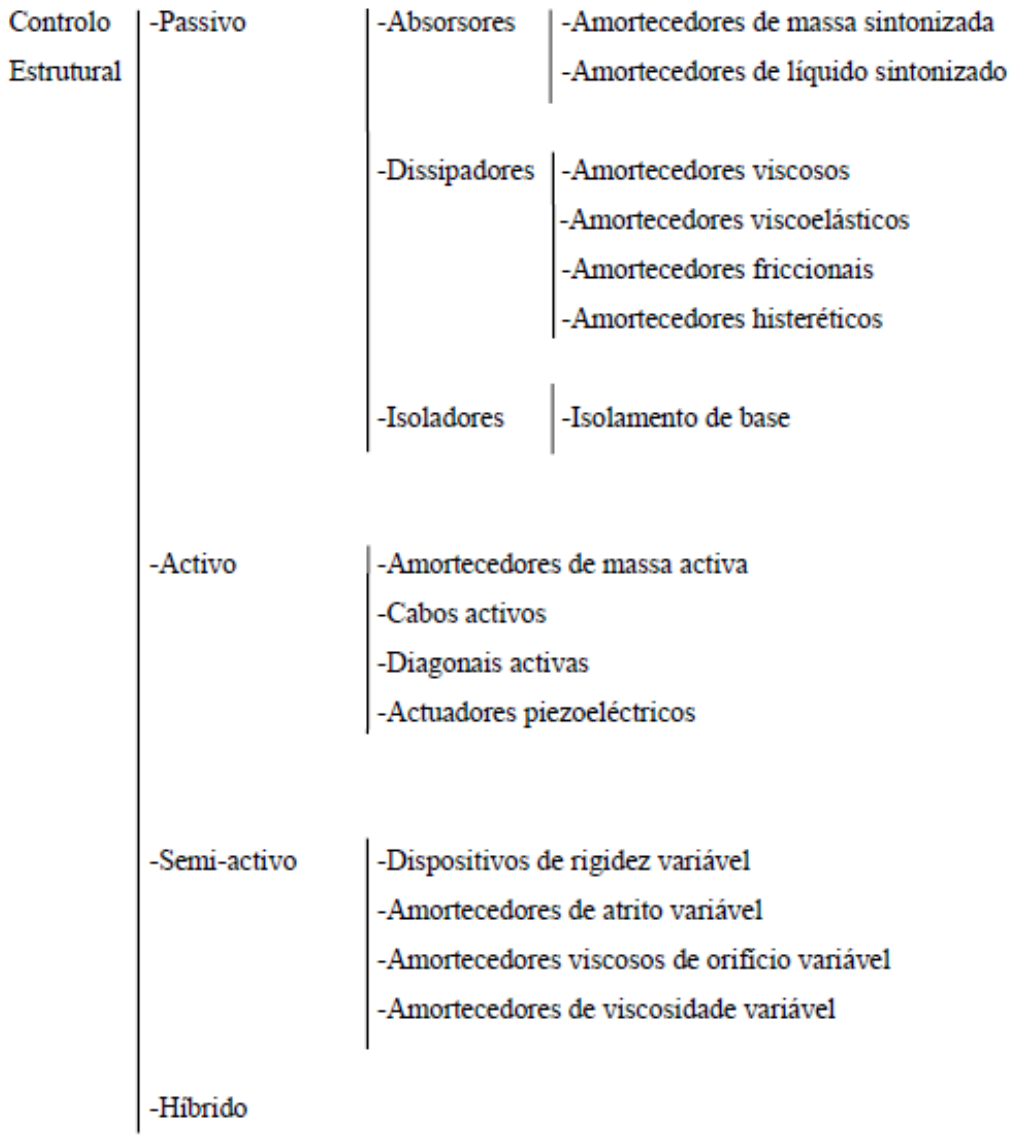


Fig 3.1 – Classificação dos diferentes sistemas de controlo de vibrações em estruturas

3.2.1 CONTROLO PASSIVO

Os sistemas passivos de controlo de vibrações funcionam sem qualquer fonte de energia exterior, e têm como objetivo principal atenuar as vibrações excessivas de uma estrutura. Este sistema de controlo, funciona como um dissipador passivo de energia, tirando partido de um mecanismo de amortecimento ou dissipação de energia, quer seja viscoso, viscoelástico, friccional ou histerético. As vantagens de instalar estes dispositivos em estruturas, são a elevada fiabilidade e reduzido custo direto e em manutenção.

Quando se trata de atenuar vibrações em pontes pedonais de elevada flexibilidade e baixo amortecimento, os amortecedores de massa sintonizada são os dispositivos preferenciais, segundo Bachmann e Ammann [10].

3.2.2 CONTROLO SEMI-ATIVO

Os sistemas semi-ativos possuem características dos sistemas passivo e ativo. Correspondem a uma solução intermédia entre os sistemas, superando a falta de adaptabilidade à dinâmica da estrutura dos sistemas passivos, e ao mesmo tempo, sendo uma solução mais económica e fiável do que os sistemas ativos. Como referido por Ferreira em [11], estes podem ser considerados "passivos inteligentes", por basearem a ação de controlo no efeito da dissipação de energia através de mecanismos semelhantes aos sistemas passivos, como por exemplo através de amortecedores viscosos. Resolvem os problemas dos sistemas passivos através da capacidade de sintonização de propriedades em tempo real em função da resposta da estrutura. Estes necessitam de uma pequena quantidade de energia para o seu funcionamento.

O sistema semi-ativo baseado na utilização de um amortecedor de viscosidade variável, com particular atenção ao amortecedor magnetoreológico, tem sido mais utilizado ultimamente. Este dispositivo contém um líquido que apresenta viscosidade variável que pode ser continuamente modificada com a aplicação de um determinado campo magnético, utilizando para isso a indução de corrente elétrica no líquido. Esta solução tem como vantagens o facto de ser relativamente económica e de garantir elevada durabilidade dos aparelhos. A utilização de amortecedores semi-ativos tem a vantagem relativamente aos sistemas passivos de permitir o ajuste do amortecimento ideal dos dissipadores em função dos modos de vibração atuantes.

Um TMD semi-ativo seria idealmente constituído por uma mola de rigidez variável com um nível de amortecimento muito baixo. O sistema de monitorização detetaria a frequência de vibração da estrutura através dos sensores. O sistema de controlo alteraria a rigidez da mola de modo a que o TMD semi-ativo tivesse a mesma frequência de vibração da estrutura. Assim, o TMD controlava a resposta do modo em questão, com a vantagem de ser imune a perdas de sintonia, pois teria a capacidade de se sintonizar em tempo real.

3.3 AMORTECEDORES DE MASSA SINTONIZADAS

Um TMD é constituído por uma massa adicional fixada à estrutura através de uma mola e de um amortecedor dispostos em paralelo, funcionando como um sistema de um grau de liberdade adicional em que a sua frequência natural se situa ligeiramente abaixo da frequência natural da estrutura. A ação de controlo é exercida pela reação conjunta da mola e do amortecedor, que compensam o movimento da estrutura. Os TMDs têm de estar devidamente sintonizados para a frequência de vibração da estrutura, podendo registar-se uma significativa perda de eficiência para pequenos desvios de calibração.

Apesar de cada dispositivo só poder atenuar a resposta de um modo de vibração específico, em muitos casos o controlo do primeiro modo é suficiente para atenuar o nível de vibrações de uma estrutura, bastando nestas situações a introdução de apenas um TMD. No caso de se pretender controlar simultaneamente a contribuição de vários modos, é necessária a introdução de pelo menos tantos TMDs quanto os modos que se queiram controlar.

Este tipo de controlo passivo é eficaz apenas para estruturas com baixo amortecimento, verificando-se resultados não satisfatórios para estruturas com amortecimentos superiores a 4 ou 5%.

De seguida são apresentados os aspetos importantes para dimensionamento de um TMD. Para uma maior análise dos fundamentos teóricos, recomenda-se a leitura do trabalho [12] de Moutinho.

3.3.1 APLICAÇÃO DE UM TMD A UMA ESTRUTURA COM AMORTECIMENTO

O modelo teórico do funcionamento de um TMD encontra-se representado na figura 3.2. É constituído por um sistema principal com uma massa m_1, uma rigidez k_1 e um amortecedor de constante c_1. Ao qual está ligada uma massa adicional m_2 através de uma mola de rigidez k_2 e um amortecedor com uma constante de amortecimento c_2.

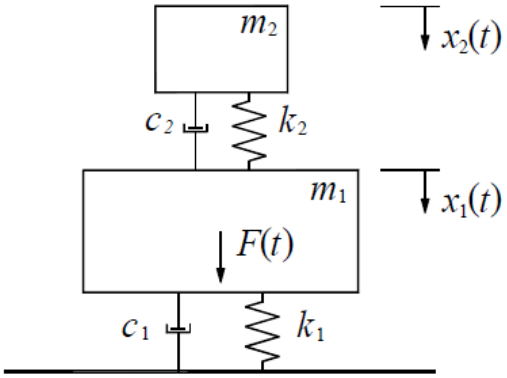


Fig. 3.2 – Modelo teórico de funcionamento de um TMD aplicado a uma estrutura com amortecimento

Considerando a atuação de uma excitação sinusoidal $F(t) = F_0 \cdot sen(\omega \cdot t)$ sobre a massa principal, a amplitude do movimento permanente da massa principal m_1, é dada pela equação 3.1.

$$\frac{X_1}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{(2r_1\xi_2)^2 + (r_1^2 - q^2)^2}{(2r_1)^2\left[\xi_2(r_1^2(1+\mu)-1) + \xi_1(r_1^2 - q^2)\right]^2 + \left[\mu q^2 r_1^2 - (r_1^2 - 1)(r_1^2 - q^2) + (2r_1)\xi_1\xi_2\right]^2}} \tag{3.1.}$$

e a amplitude do movimento permanente da massa m_2 é dada pela equação 3.2.

$$\frac{X_2}{X_{1,est}} = \sqrt{\frac{q^4 + (2\xi_2 q)^2}{\left\{r_1^4 - \left[1 + (1+\mu)q^2\right]r_1^2 + q^2\right\}^2 + (2\xi_2 r_1 q)^2\left[1 - r_1^2(1+\mu)\right]^2}} \tag{3.2.}$$

em que r representa a razão entre a frequência de excitação e a frequência inicial do sistema

$$r_n = \omega \cdot \sqrt{\frac{m_n}{k_n}} \tag{3.3.}$$

μ o quociente das massas m_2 e m_1

$$\mu = \frac{m_2}{m_1} \tag{3.4.}$$

q a razão entre frequência do amortecedor e a frequência da massa m_1

$$q = \frac{\omega_2}{\omega_1} \tag{3.5.}$$

e ξ_1 e ξ_2 são dados recorrendo à seguinte expressão

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{k \cdot m}} \tag{3.6.}$$

As figuras 3.3 e 3.4 representam a amplitude do movimento da massa m_1 em função de r_1, para vários níveis de amortecimento do TMD de acordo com a equação 3.1.

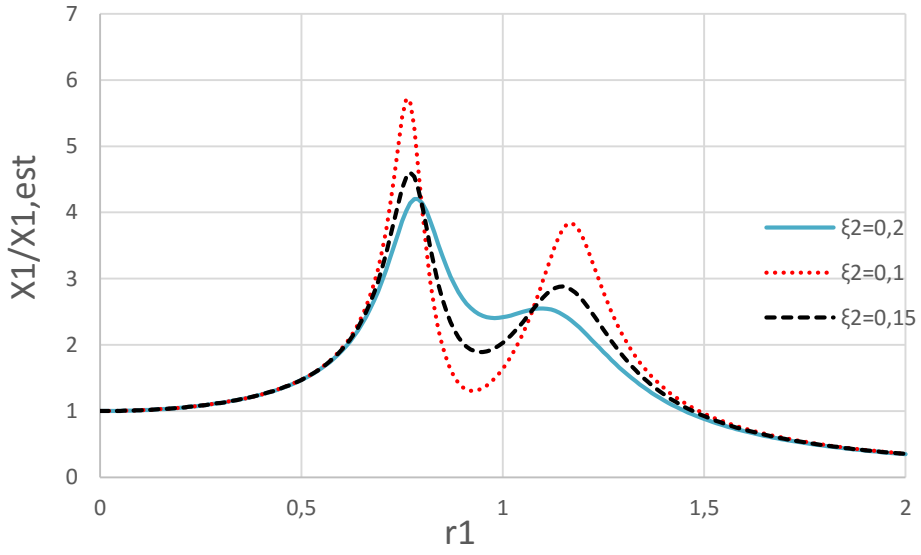


Fig. 3.3 – Amplitude do movimento da massa m_1 considerando q =0,9, μ =0,20, $\xi_1 = 0{,}005$ e adotando vários valores para o coeficiente de amortecimento do TMD

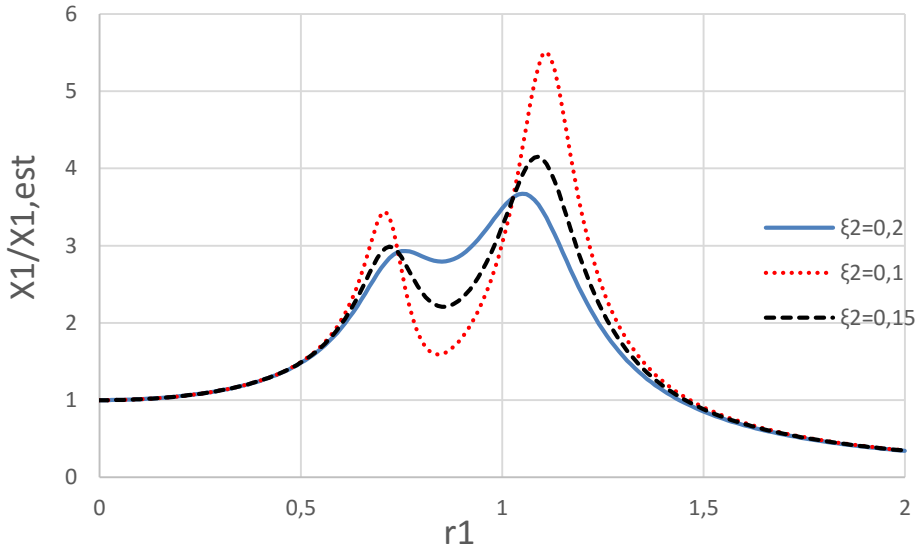


Fig. 3.4 – Amplitude do movimento da massa m_1 considerando q =0,8, μ =0,20, $\xi_1 = 0{,}005$ e adotando vários valores para o coeficiente de amortecimento do TMD

Analisando os gráficos das figuras 3.3 e 3.4, é possível observar que para qualquer que seja a frequência de excitação, não é possível anular por completo o movimento da massa principal. Nota-se a existência de dois picos correspondentes às frequências de ressonância, entre as quais se situa um mínimo. Para um menor amortecimento do TMD, obtêm-se deslocamentos maiores da massa m_1, enquanto que para um maior amortecimento verifica-se precisamente o contrário.

A situação ótima corresponde a obter deslocamentos menores da massa principal. Para isso é necessário sintonizar o TMD, o que implica escolher os seus parâmetros de maneira a que os picos da curva de amplitude do movimento da massa m_1, tenham valores iguais e simultaneamente a menor amplitude possível.

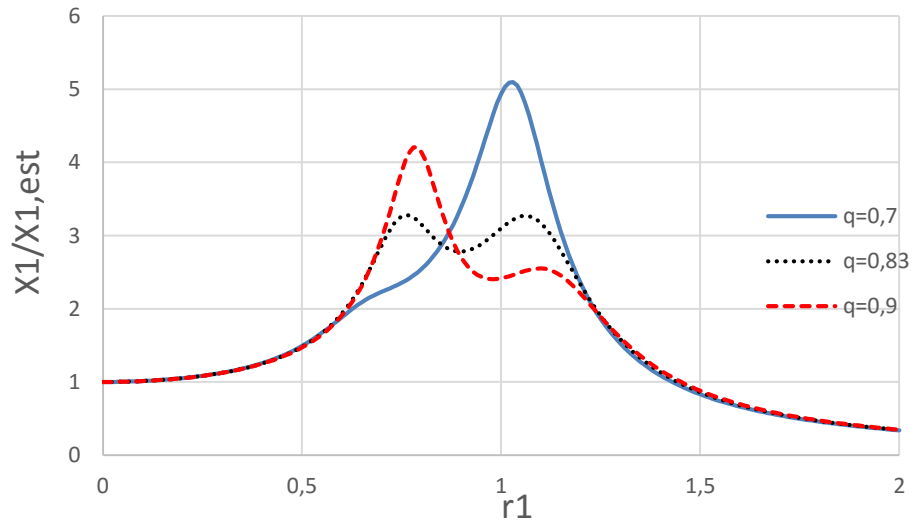


Fig. 3.5 – Amplitude do movimento da massa m_1 para μ =0,20, $\xi_1 = 0{,}005$ $\xi_1 = 0{,}005$e adotando diferentes valores de q

Na figura 3.5 é possível observar a influência do parâmetro q na sintonização do TMD.

Se considerarmos um valor de $\mu = 0$, é possível obter a amplitude do movimento da estrutura sem TMD.

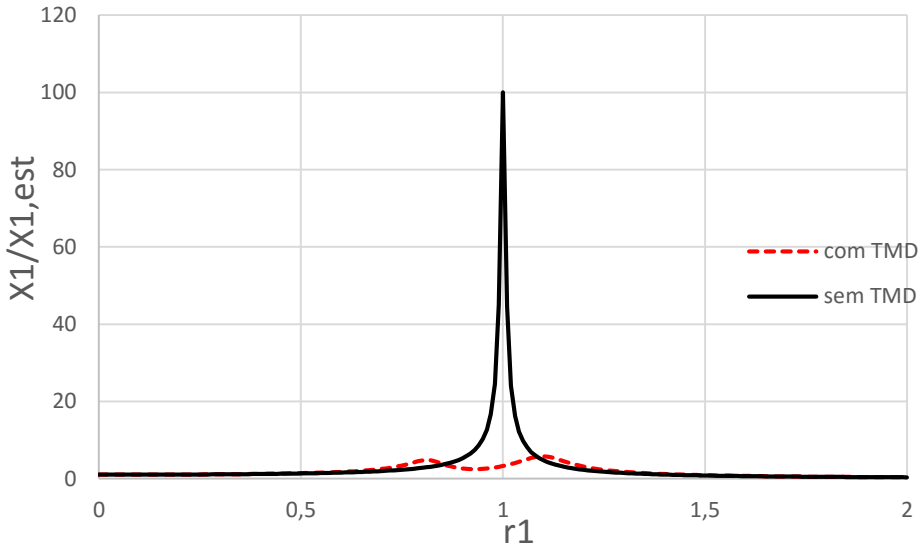


Fig. 3.6 – Amplitude do movimento da massa m_1 com TMD e sem TMD

Em estruturas com baixo amortecimento estrutural, na ordem de 1%, é possível usar as expressões 3.4 e 3.5 para o cálculo dos parâmetros ótimos. Estas são deduzidas segundo um modelo que idealiza um TMD aplicado a uma estrutura sem amortecimento [13].

$$q_{opt} = \frac{1}{1+\mu} \tag{3.4.}$$

$$\xi_{2opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \tag{3.5.}$$

Para estruturas com um amortecimento mais elevado, estas expressões levam a erros consideráveis. Como tal, recomenda-se a utilização dos ábacos apresentados nas figuras 4.9 a 4.11, para a caracterização dos parâmetros ótimos dos TMDs. [12]

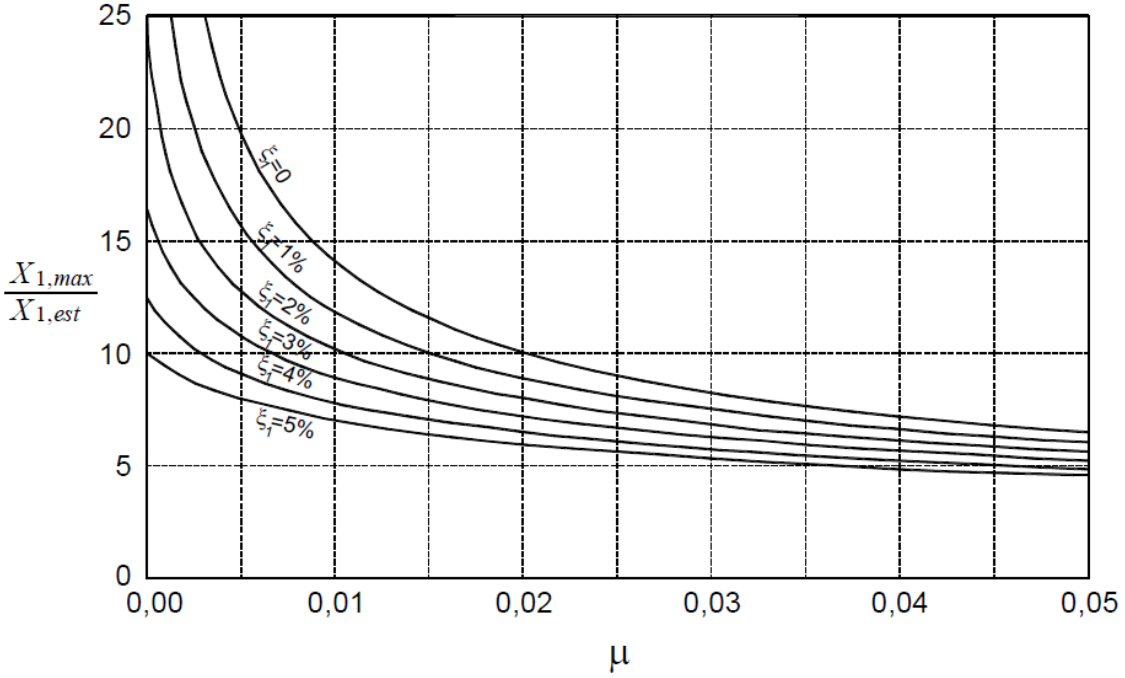


Fig. 3.7 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento do sistema principal [12]

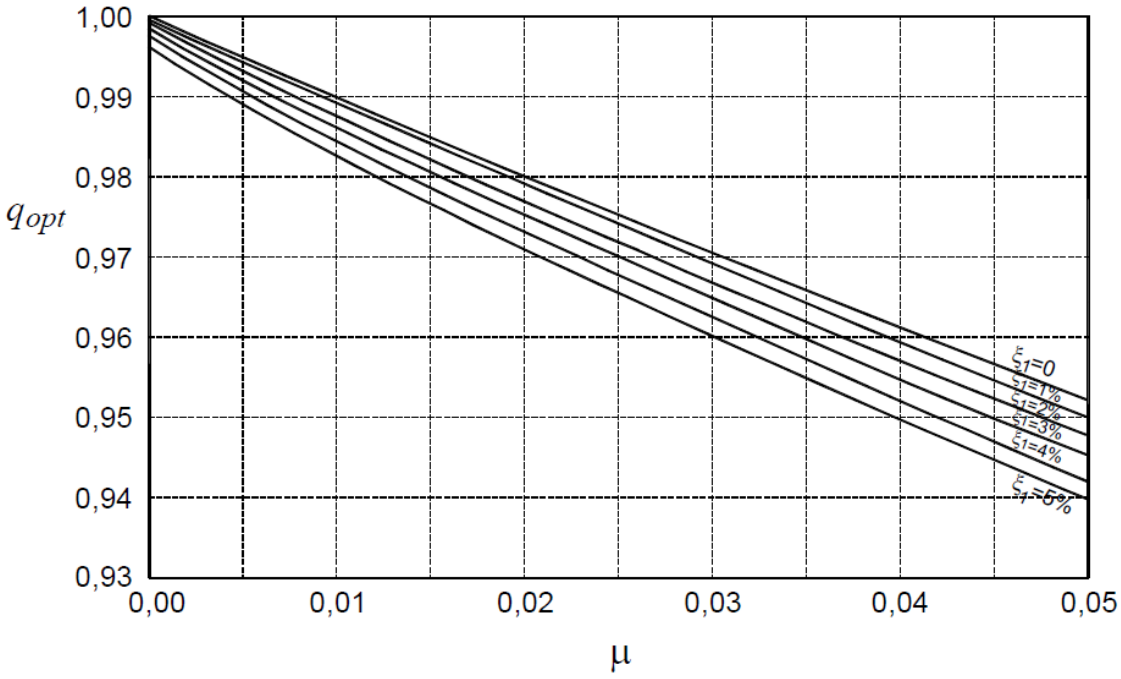


Fig. 3.8 – Curvas para determinação do valor ótimo q [12]

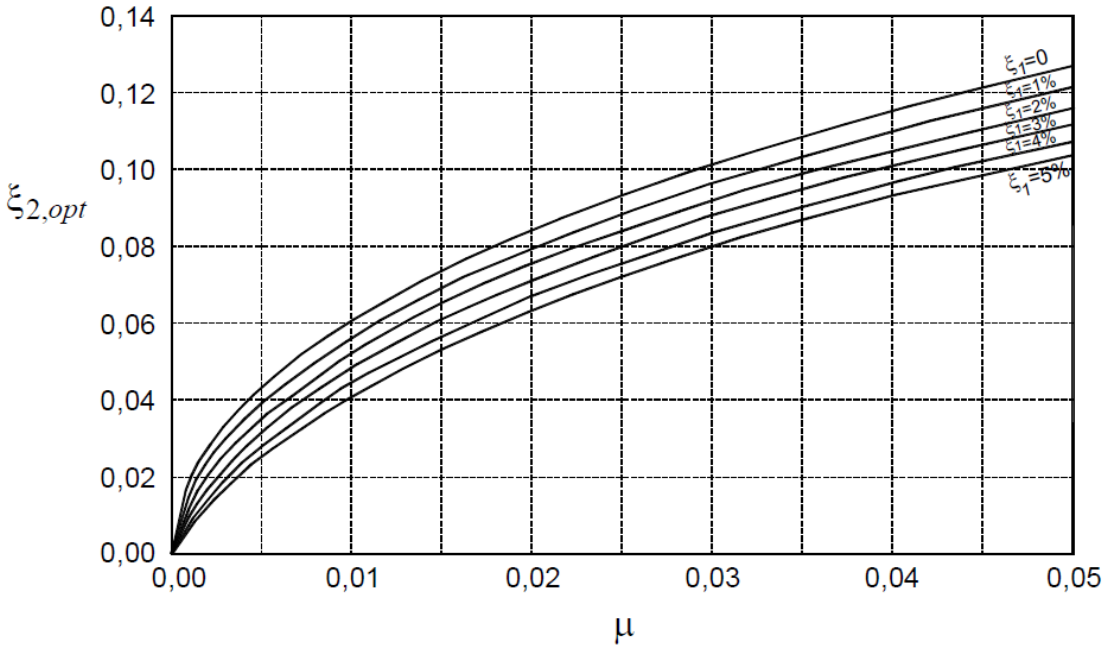


Fig. 3.9 – Curvas para determinação do valor ótimo de ξ_2 [12]

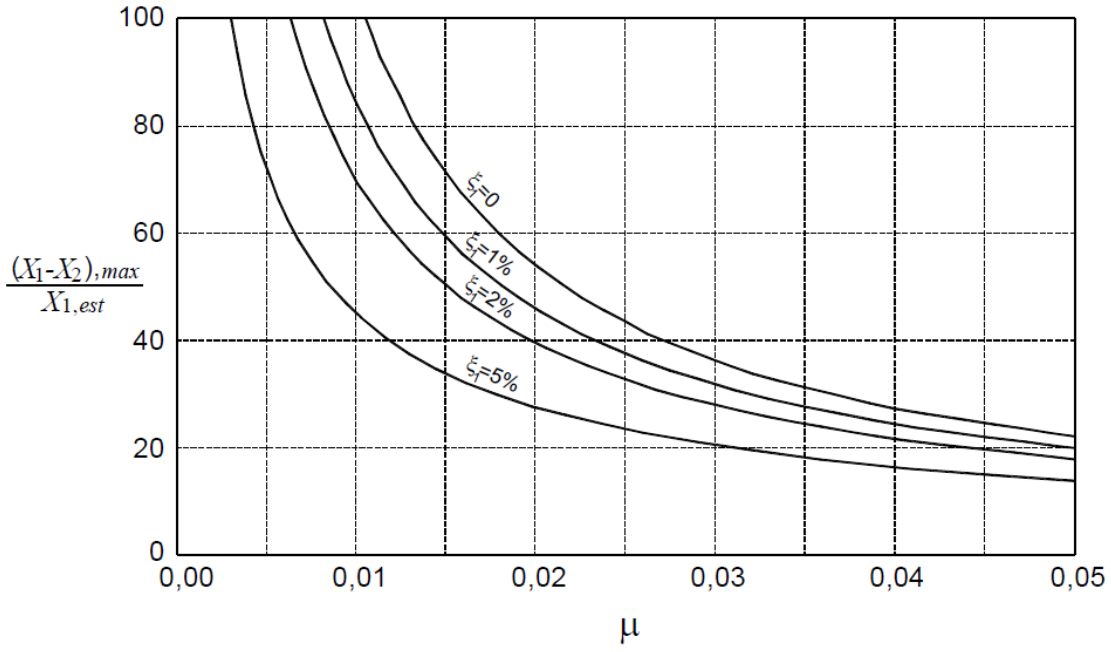


Fig. 3.10 – Curvas de amplificação máxima do deslocamento relativo entre a massa principal e a massa adicional [12]

O gráfico 3.11, representa as curvas de amplificação máxima obtidas variando a rigidez e o coeficiente de amortecimento do TMD, fixando os valores de μ=0,01 e ξ_1=0,01. O ponto de amplificação 11,6 corresponde ao mínimo, em que corresponde a valores de frequência e amortecimento ótimos do TMD, iguais a $q_{opt} = 0{,}99$ e $\xi_{2opt} = 0{,}06$. Analisando as outras curvas de amplificação, pode então concluir-se que a localização do ponto ótimo é pouco condicionada por variações do coeficiente de amortecimento, mas altamente influenciada pelos valores de rigidez do TMD.

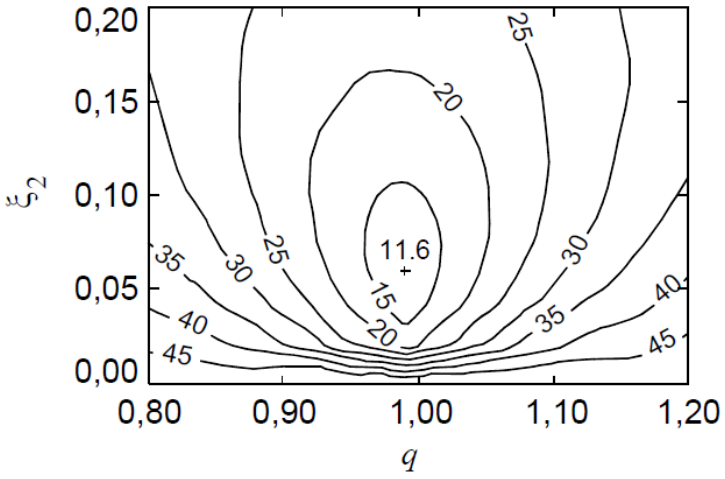


Fig. 3.11 – Curvas de amplificação máxima fazendo variar q e ξ_2 [12]

3.3.2 UTILIZAÇÃO DE TMDS EQUIVALENTES

Quando o dimensionamento de um TMD implica que este possua uma massa em que a sua integração na estrutura é impraticável, quer por espaço insuficiente ou por a massa ser demasiado elevada, é possível conceber um conjunto de TMDs de dimensão inferior que, colocados em diferentes pontos da estrutura, produzam um efeito equivalente ao TMD inicialmente dimensionado.

Após o cálculo do μ necessário, que conduz ao nível de acelerações desejado, importa definir o número e posicionamento dos TMDs, sendo preferencial o posicionamento em zonas de coordenadas modais elevadas para que a eficácia de controlo seja maior.

O dimensionamento dos vários TMDs é feito de forma independente. A massa de cada TMD é calculada assumindo o valor de μ obtido para o caso de ser necessário apenas um TMD. Deve calcular-se a massa modal correspondente à posição de cada TMD, normalizando o modo de vibração para que tenha componente modal unitária onde o dispositivo vai ser instalado.

Deste modo, obtém-se um conjunto de massas em que a sua ação isolada seria equivalente ao TMD inicial. Como estes vão atuar em simultâneo, isso iria levar a um maior controlo do que o necessário. Como tal, torna-se necessário multiplicar a massa de cada TMD por um fator de contribuição β_i. Este coeficiente faz com que o controlo efetuado pelo conjunto seja equivalente à atuação de um único TMD.

$$\sum_{i=1}^{n} \beta_i = 1 \tag{3.7}$$

4
ENSAIOS LABORATORIAIS

4.1. INTRODUÇÃO

Como abordado no capítulo anterior, a eficácia de um sistema de controlo passivo, mais precisamente de um amortecedor de massa sintonizada, depende muito da sua calibração. Neste capítulo vai ser retratado esse processo de calibração dos dois TMDs, em ambiente de laboratório, a serem instalados posteriormente na Ponte Pedonal do Edifício Transparente.

4.2 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO USADO

Os amortecedores de massa sintonizada são constituídos por duas molas, guiadas por dois veios verticais e dispostas em paralelo com um amortecedor, como mostra a figura 4.1. O TMD possui ainda um veio central, ficando assim com três pontos chave que ditam o seu movimento vertical. Este tem uma massa passiva de 43 quilogramas, podendo atingir uma massa ativa de cerca de 175 quilos por meio de adição de chapas com uma massa de 3,85 quilos cada uma.



Fig. 4.1 – Amortecedor de Massa Sintonizada a utilizar na Ponte Pedonal do Edifício Transparente

Os amortecedores dos TMDs são do tipo magneto reológico (MR damper), devido ao propósito final dos TMDs que é trabalhar como semi-ativo. No desenvolvimento deste trabalho, não se introduziu qualquer campo magnético no fluido dos amortecedores, logo estes apenas funcionaram passivamente. Os TMDs estão também equipados com um LVDT, Linear Variable Differential Transformer, um sensor para medição do seu deslocamento linear.

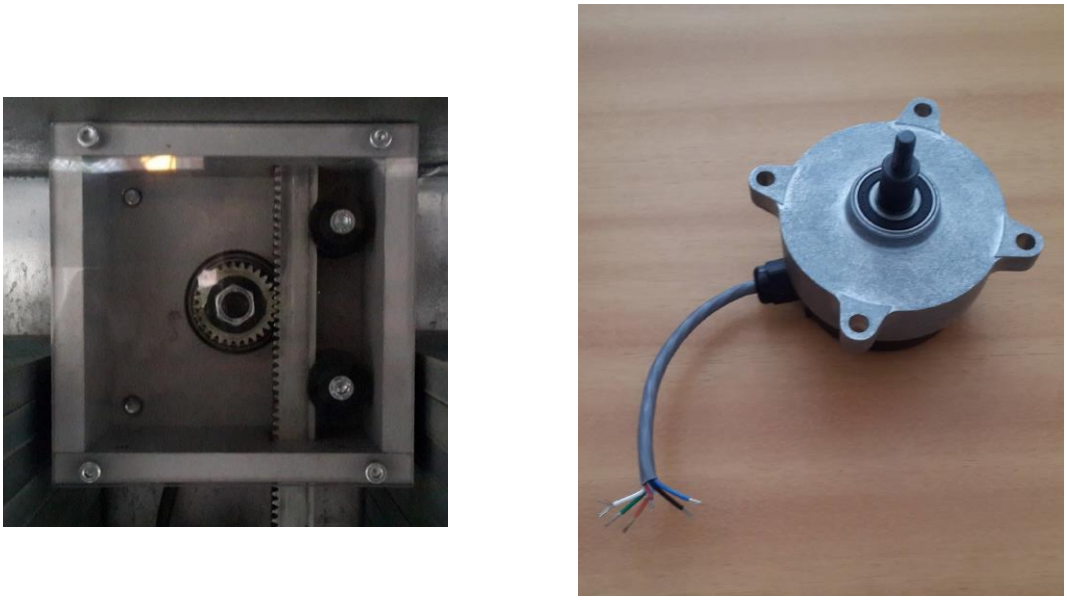


Fig. 4.2 – Amortecedor Magneto Reológico utilizado nos TMDs

Para avaliar o efeito que estes TMDs podem ter numa estrutura, trabalhou-se com uma laje de betão de aproximadamente duas toneladas, apoiada em molas sobre um pórtico metálico. Os TMDs foram fixados à sua parte inferior por meio de parafusos. É possível observar na figura 4.3 a estação de trabalho descrita, com que se trabalhou ao longo destes meses. O pórtico da direita, onde está acoplado um TMD, foi usado para libertar o movimento dos TMDS, visto que estes inicialmente possuíam elevado atrito, que impedia o seu bom funcionamento.



Fig. 4.3 – Ambiente de desenvolvimento do trabalho laboratorial

A fim de estudar a resposta dinâmica da laje, e o efeito da atenuação de vibrações devido aos amortecedores de massa sintonizada, foi utilizado um excitador eletrodinâmico fornecido pelo ViBest, Laboratório de Vibrações e Monitorização Estrutural, sediado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

O sistema de aquisição de dados *compact DAQ* da *National Instruments* e o acelerómetro usado para medir o movimento vertical da laje, também foram fornecidos pelo ViBest. Todos os sensores e equipamentos eram controlados com o Labview da *National Instruments*.

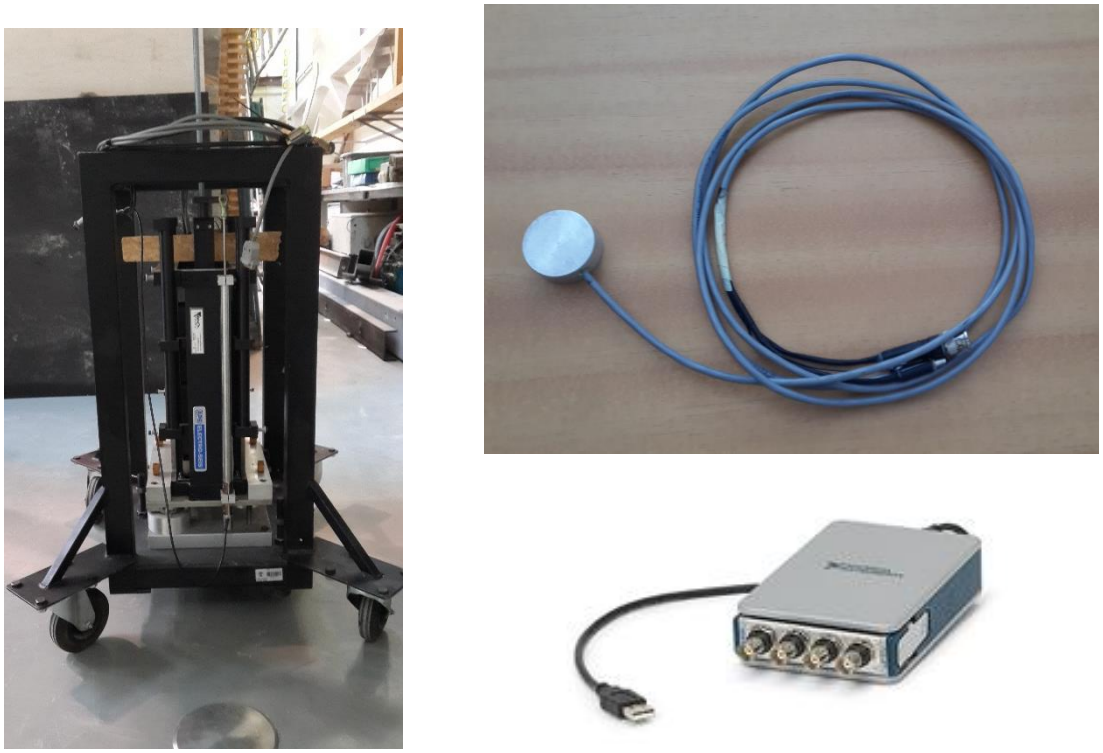


Fig. 4.4 – Excitador, Acelerómetro e Sistema de aquisição de dados utilizados

4.3. FREQUÊNCIA NATURAL DOS TMDS

A estratégia adotada no desenvolvimento deste trabalho laboratorial, consistiu em começar por caracterizar a frequência natural dos TMDs, em função da massa. Este processo passa por bloquear o movimento da laje e excitar manualmente o TMD. Contando o número de ciclos desenvolvidos na resposta do dispositivo, é possível estimar as frequências naturais para as diferentes massas adotadas.

Nas figuras 4.5 e 4.6, é possível observar o gráfico obtido da frequência natural do TMD1 e TMD2, em função da massa, respetivamente. No quadro 4.1 encontram-se resumidas, as frequências naturais dos dois TMDs. Nestes gráficos, a massa encontra-se expressa em termos de número de chapas de cada lado, dada a maior facilidade de trabalhar em laboratório considerando o número de chapas a utilizar, e não o peso a adicionar em quilogramas. A correlação do número de chapas e o peso total do TMD em quilogramas encontra-se representada no quadro 4.2.

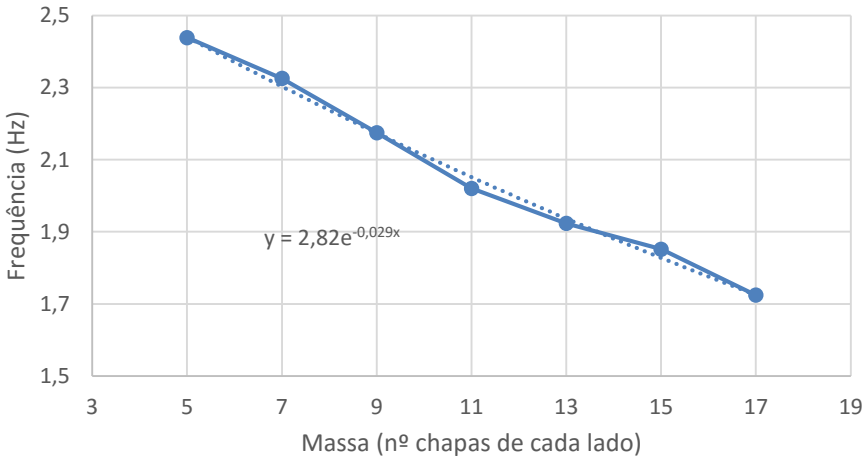


Fig. 4.5 – Frequência Natural *vs* nº chapas de cada lado do TMD1

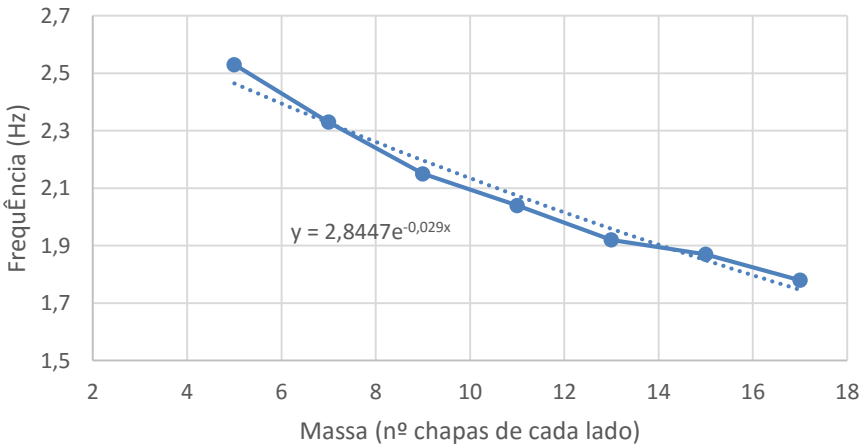


Fig. 4.6 – Frequência Natural *vs* nº chapas de cada lado do TMD2

Quadro 4.1. – Frequências Naturais em função do nº chapas

Nº de chapas de cada lado	Frequência TMD1 (Hz)	Frequência TMD2 (Hz)
5	2,44	2,53
7	2,33	2,33
9	2,17	2,15
11	2,02	2,04
13	1,92	1,92
15	1,85	1,87
17	1,72	1,78

Quadro 4.2. – Correlação entre nº chapas e Peso Total dos TMDs

Número de chapas de cada lado	Número Total de Chapas	Peso adicionado (Kg)	Peso Total do TMD (Kg)
5	10	38,5	81
7	14	53,9	96,9
9	18	69,3	112,3
11	22	84,7	127,7
13	26	100,1	143,1
15	30	115,5	158,5
17	34	130,9	185.9

Analisando os gráficos das figuras 4.5 e 4.6, referentes aos TMDs 1 e 2 respetivamente, é possível observar que estes possuem uma tendência exponencial e que ambos possuem valores parecidos em termos das frequências naturais. Apesar dos TMDs terem sido fabricados nas mesmas condições e com os mesmos materiais, há sempre ligeiras diferenças nas suas propriedades.

4.4. AMORTECIMENTO DOS TMDS

Com os mesmos dados obtidos na avaliação da frequência natural dos TMDs, foi possível obter curvas do coeficiente de amortecimento equivalente dos TMDs, em função da massa adotada. Realizando o mesmo processo de indução manual de movimento e de seguida escolhendo o sinal com melhor "aspeto", calculou-se o amortecimento equivalente dos TMDs usando o método do decaimento logarítmico, como retratado no capítulo anterior.

O cálculo do amortecimento dos TMDs é considerado equivalente, devido ao facto dos amortecedores magneto reológicos não possuírem um amortecimento viscoso puro, daí a necessidade de arranjar um método simples para os caracterizar. Esse método passa por avaliar a perda de energia por parte do TMD em cada ciclo de vibração livre, e, assumir como dissipação de energia por parte do amortecedor magneto reológico.

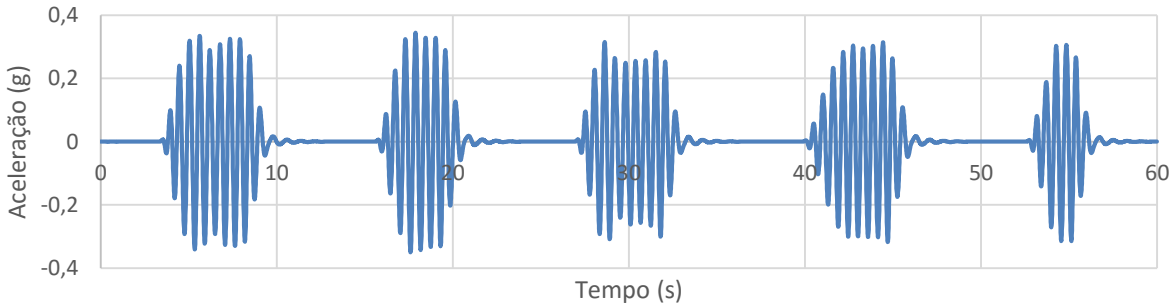


Fig. 4.7 – Amostra de Sinais obtidos por várias induções de movimento

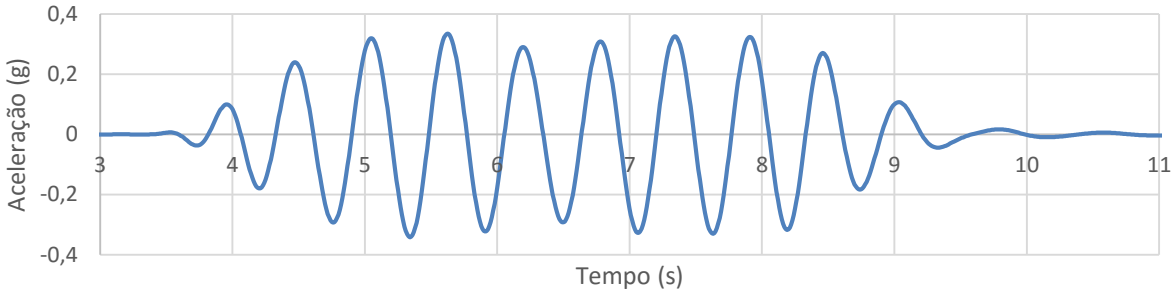


Fig. 4.8 – Exemplo de Sinal escolhido para cálculo da frequência e amortecimento

Para obter os gráficos das figuras 4.9 e 4.11, fez-se uma média entre os picos de aceleração em vibração livre do TMD1 e do TMD2, respetivamente, e calculou-se os respetivos coeficientes de amortecimento equivalentes para diferentes números de chapas, usando o método do decaimento logarítmico. Cada curva dos gráficos das figuras 4.9 e 4.11 correspondem a um número de chapas adotado. Nas figuras 4.10 e 4.12 é possível observar a tendência das curvas calculadas.

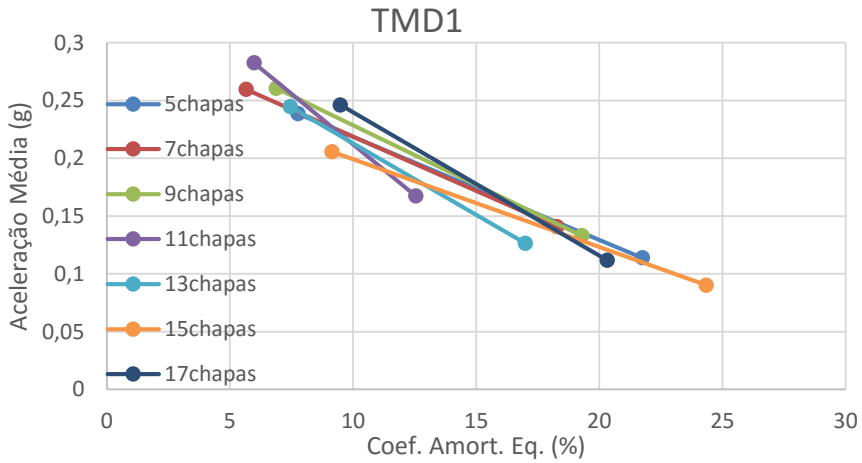


Fig. 4.9 – Coeficiente de Amortecimento Equivalente vs Aceleração Média do TMD1

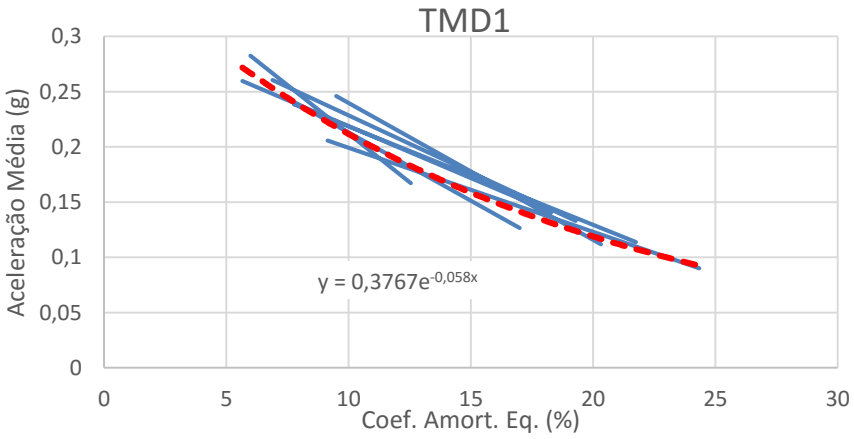


Fig. 4.10 – Curva de Tendência do Coeficiente de Amortecimento Equivalente do TMD1

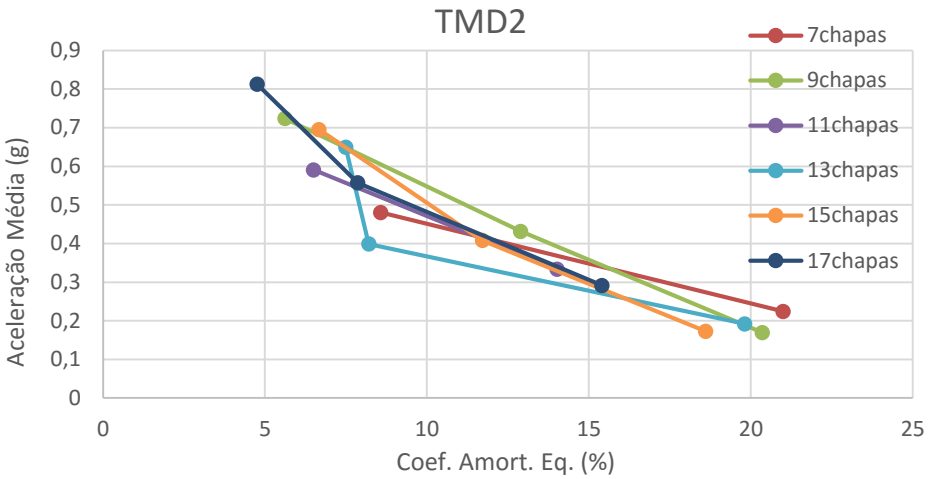


Fig. 4.11 – Coeficiente de Amortecimento Equivalente vs Aceleração Média do TMD2

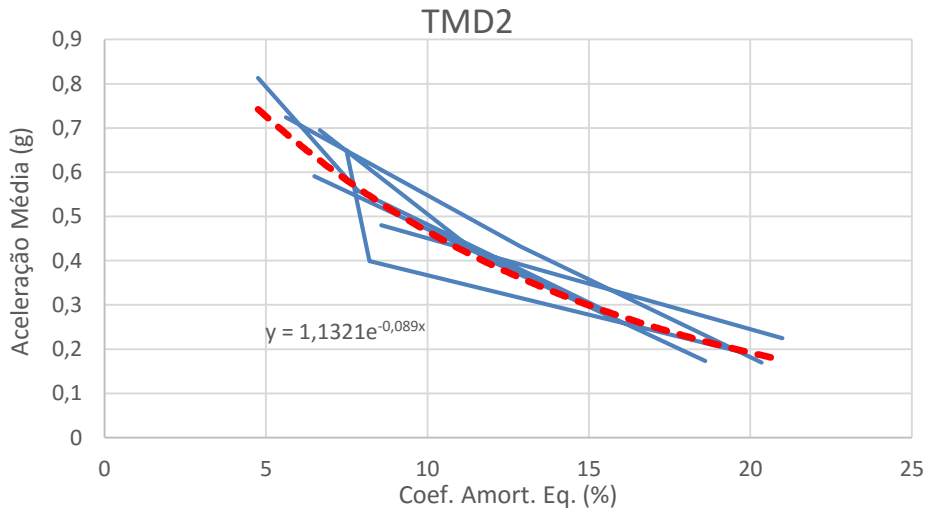


Fig. 4.12 – Curva de Tendência do Coeficiente de Amortecimento Equivalente do TMD2

4.5. ANÁLISE DA PERFORMANCE DOS TMDS

4.5.1. DIMENSIONAMENTO DOS TMDS

4.5.1.1. Sintonização com a laje

Pelo método da seleção de picos ou "Peak Peaking", como referido em [14], identificou-se as várias frequências naturais da laje correspondentes aos diversos modos de vibração. Para o caso em estudo, apenas interessa o primeiro modo de vibração vertical, em que a laje possui uma frequência natural de 1,96Hz com a massa adicional do TMD. Recorrendo ao quadro 4.1, podemos concluir que para sintonizar os TMDs com a estrutura, estes têm de ter 13 chapas de cada lado, o que corresponde a uma frequência natural de 1,92Hz, para ambos TMDs. De seguida são apresentados alguns cálculos dos parâmetros para dimensionamento dos TMDs.

$$f_{laje} = 2{,}06Hz \quad m_{laje} = 2000Kg \qquad m_{TMD} \approx 150Kg$$

$$\mu = \frac{150}{2000} = 7{,}5\% \Rightarrow q_{opt} = \frac{1}{1+\mu} = 0{,}93$$

$$f_{TMD} = q \times f_{ponte} = 0{,}93 \times 2{,}06 = 1{,}92Hz \Rightarrow 13chapas$$

$$Massa_{TMD} = 43 + 26 \times 3{,}85 = 143{,}1Kg \qquad \mu = \frac{143{,}1}{2000} = 7{,}16\% \Rightarrow q = \frac{1}{1+\mu} = 0{,}933$$

$$f_{TMD} = 0{,}933 \times 2{,}06 = 1{,}92Hz \qquad k_{TMD} = (1{,}92 \times 2\pi)^2 \times 143{,}1 = 20826N/m$$

4.5.1.2 Sintonização com a ponte pedonal do edifício transparente

De acordo com [1] e [2], a ponte pedonal possui uma frequência natural de 1,85Hz para o primeiro modo de vibração. Pelo quadro 4.1, os TMDs têm de ter 16 chapas de cada lado para estarem sintonizados com a ponte. Apesar do TMD1 possuir com 15 chapas de cada lado uma frequência natural de 1,85Hz, como este tem de ser sintonizado para uma frequência ligeiramente inferior, isso vai levar à instalação do TMD1 na ponte com 16 chapas. Por uma questão de simetria, também não convém que os TMDs tenham massas diferentes, visto que vão ser instalados em lados opostos da ponte. De seguida são apresentados alguns cálculos dos parâmetros para dimensionamento dos TMDs.

$$f_{ponte} = 1{,}85Hz \qquad m_{ponte} = 12364Kg \qquad m_{TMD} \approx 200Kg$$

$$\mu = \frac{200}{12364} = 1{,}6\% \Rightarrow q_{opt} = \frac{1}{1+\mu} = 0{,}984$$

$$f_{TMD} = q \times f_{ponte} = 0{,}984 \times 1{,}85 = 1{,}82Hz \Rightarrow 16chapas$$

$$Massa_{TMD} = 43 + 32 \times 3{,}85 = 166Kg \qquad \mu = \frac{166}{12364} = 1{,}34\% \Rightarrow q = \frac{1}{1+\mu} = 0{,}987$$

$$f_{TMD} = 0{,}987 \times 1{,}85 = 1{,}82Hz \qquad k_{TMD} = (1{,}82 \times 2\pi)^2 \times 166 = 21708N/m$$

4.5.2. Análise de Vibrações da Laje com TMD em Funcionamento

A fim de avaliar a performance dos TMDs, é necessário analisar o comportamento da estrutura com e sem os amortecedores de massa sintonizadas em funcionamento. Começou-se primeiro por fixar o TMD à laje, escolher o número de chapas pretendido e realizar um varrimento sinusoidal da frequência, registando com um acelerómetro as acelerações desenvolvidas pela estrutura.

Como referido por Moutinho em [9], é necessário calcular o valor eficaz do sinal medido num período de tempo *T*, podendo ser calculado através da equação 4.1.

$$a_{eff} = \sqrt{\frac{1}{T} \cdot \int_0^T a^2(t)dt} \tag{4.1}$$

em que *a* é a aceleração medida ao longo do tempo *t*.

Para vibrações do tipo harmónico, o valor eficaz, ou seja, a raiz quadrada do valor quadrático médio ou "Root Mean Square" (RMS), obtém-se dividindo o valor da aceleração máxima por $\sqrt{2}$.

$$a_{\max} = a_{eff} \times \sqrt{2} \tag{4.2}$$

Na figura 4.13 encontra-se representado o nível de vibrações desenvolvido pela estrutura e o seu RMS multiplicado por $\sqrt{2}$.

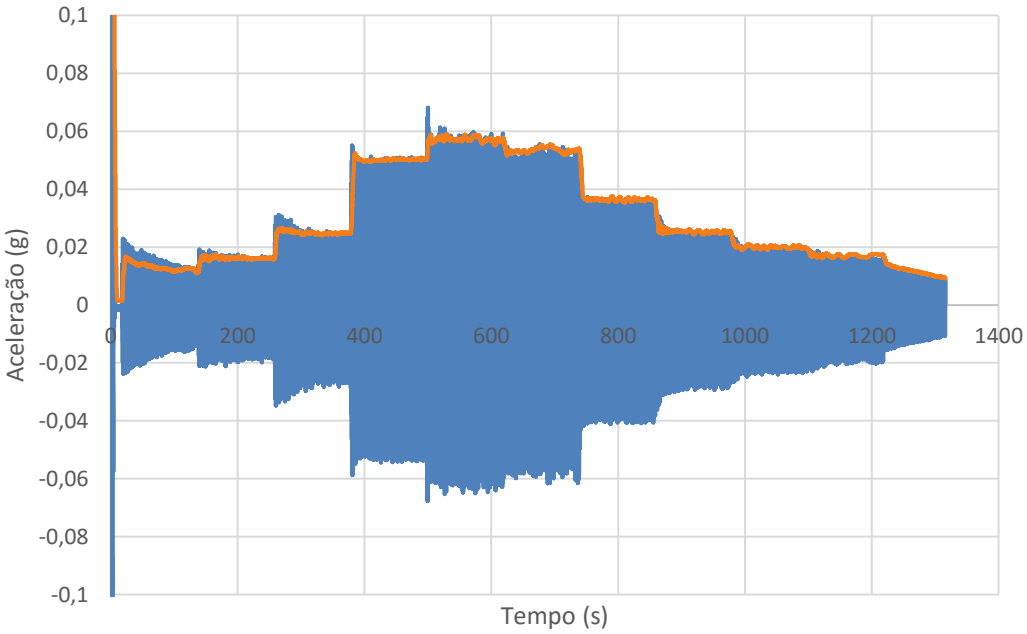


Fig. 4.13 – Resposta da estrutura à um varrimento sinusoidal de frequência

4.5.2.1. Controlo de Vibrações pelo TMD1

Realizou-se o processo anterior com o TMD1 em funcionamento, e identificou-se as acelerações desenvolvidas para cada frequência de excitação. Na figura 4.14 encontram-se representado os gráficos das acelerações, em g, em função da frequência de excitação para vários números de chapas. O número de chapas considerado para os ensaios foi entre 11 e 17 chapas. É importante referir que a numeração dos TMDs é consoante a sua posição na ponte, e não, da ordem em que foram ensaiados.

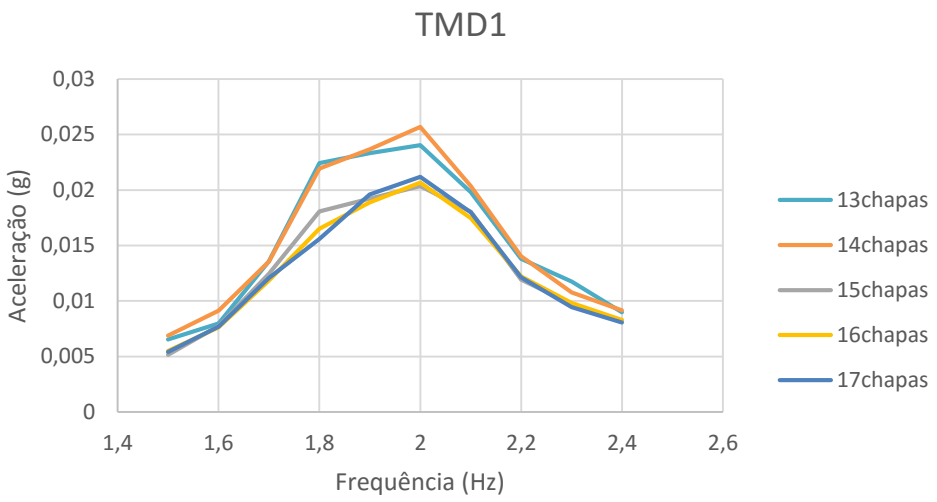


Fig. 4.14 – Aceleração *vs* Frequência do TMD1

Como a amplitude de acelerações pode variar consoante a tensão elétrica aplicada no excitador, que está relacionado com a força, foi necessário normalizar os gráficos em relação à voltagem. O resultado encontra-se na figura 4.15.

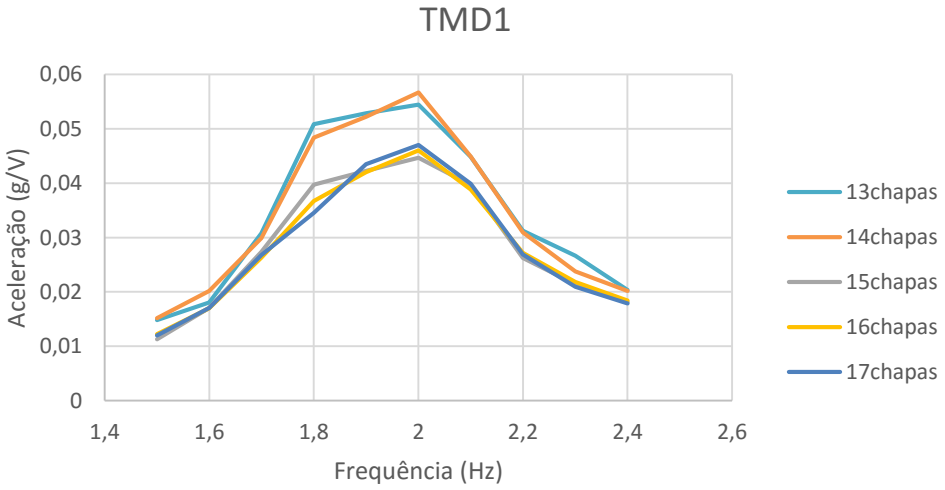


Fig. 4.15 – Aceleração Normalizada em relação à voltagem *vs* Frequência do TMD1

Utilizando TMDs no controlo de vibrações de uma estrutura, seria de esperar que o gráfico da aceleração em função da frequência tivesse dois picos de aceleração. Para tentar captar esses picos, realizou-se um varrimento de frequências fino, ou seja, com uma variação de frequência inferior, neste caso de 0,02Hz, ao contrário dos gráficos anteriores que possuem uma variação de 0,1Hz. O gráfico da figura 4.16 já se encontra normalizado em relação à voltagem.

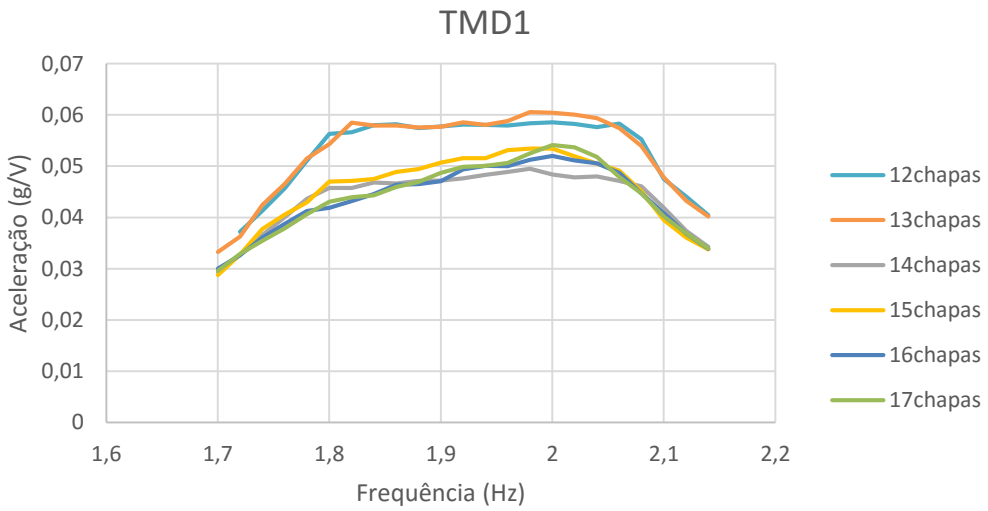


Fig. 4.16 – Aceleração Normalizada em relação à voltagem vs Frequência do TMD1

4.5.2.2. Controlo de Vibrações pelo TMD2

O mesmo processo realizado para o TMD1, e detalhado em 4.5.2.1, foi também aplicado ao segundo TMD. Os gráficos obtidos, normalizados à voltagem, encontram-se representados nas figuras 4.18, 4.19.

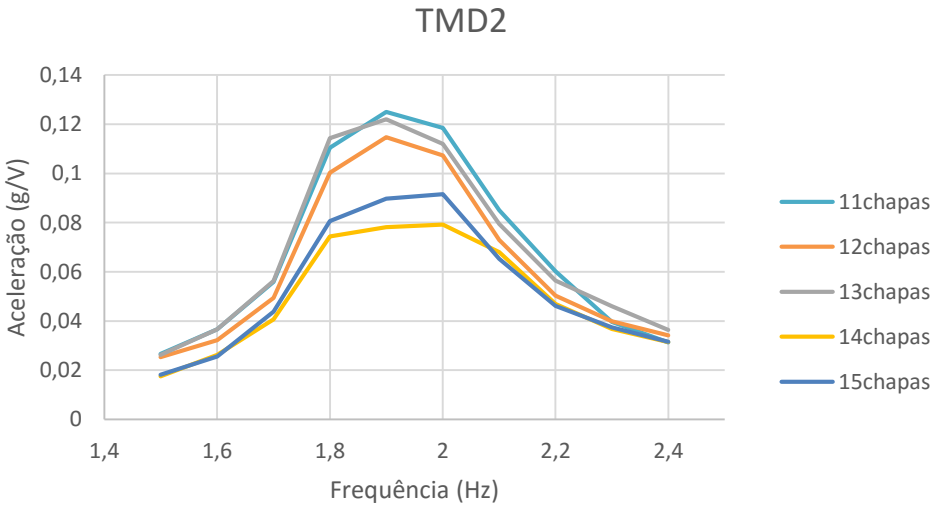


Fig. 4.17 – Aceleração Normalizada em relação à voltagem *vs* Frequência do TMD2

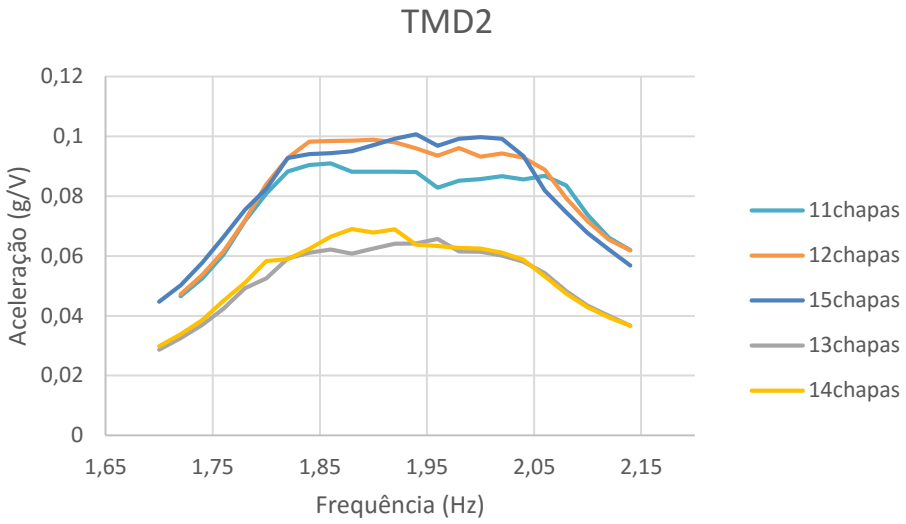


Fig. 4.18 – Aceleração Normalizada em relação à voltagem *vs* Frequência do TMD2

4.5.3. Análise de Vibrações da Laje sem TMD

A avaliação do comportamento dinâmico da laje sem o funcionamento dos TMDs foi possível obter através do bloqueio dos mesmos. Foi efetuado um varrimento de frequências entre 1,7 e 2,4Hz e o resultado obtido foi o da figura 4.19.

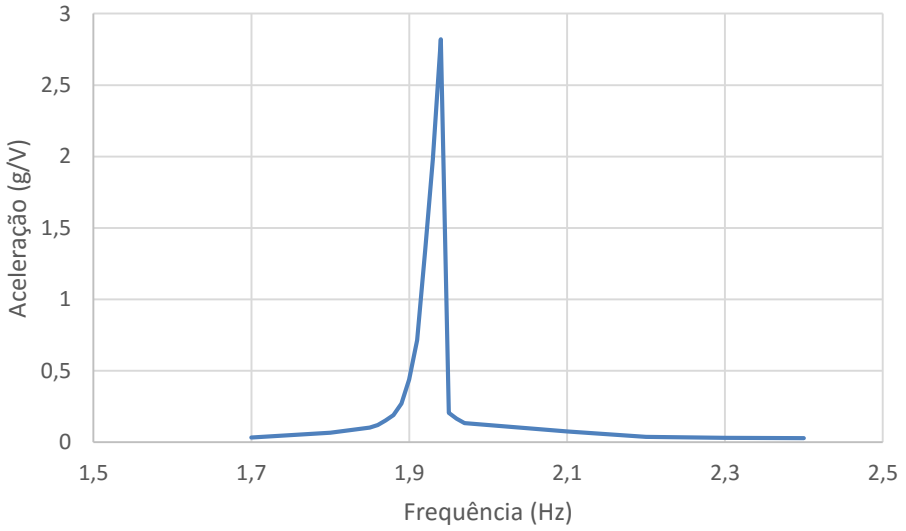


Fig. 4.19 – Resposta dinâmica da laje sem TMD normalizada em relação à voltagem

Depois de obtido o gráfico de amplificação dinâmica da laje sem o TMD, foi possível fazer uma comparação do seu comportamento dinâmico com o TMD em funcionamento. Na figura 4.20 é possível observar a atenuação das vibrações por parte do TMD.

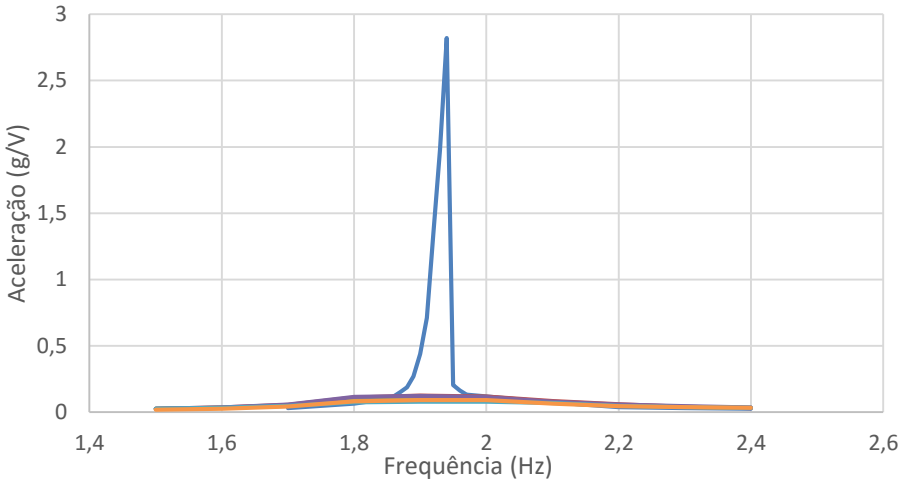


Fig. 4.20 – Resposta dinâmica da laje sem TMD *vs* com TMD

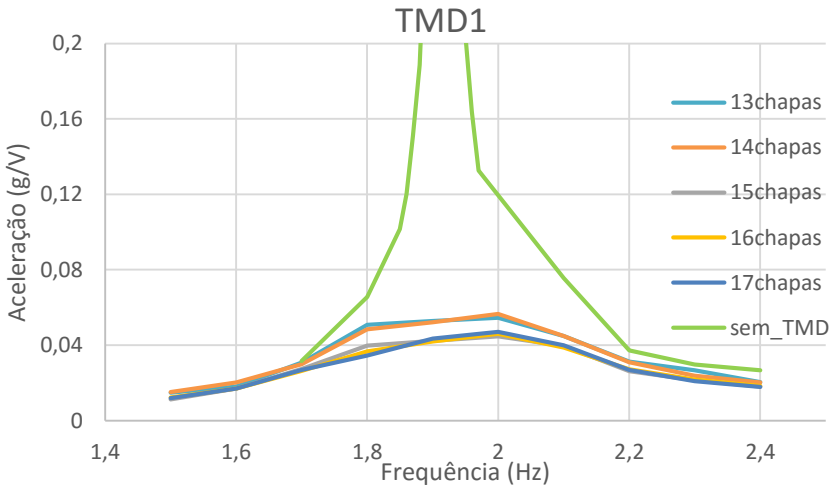


Fig. 4.21 – Zoom da aceleração da laje sem TMD vs com TMD1

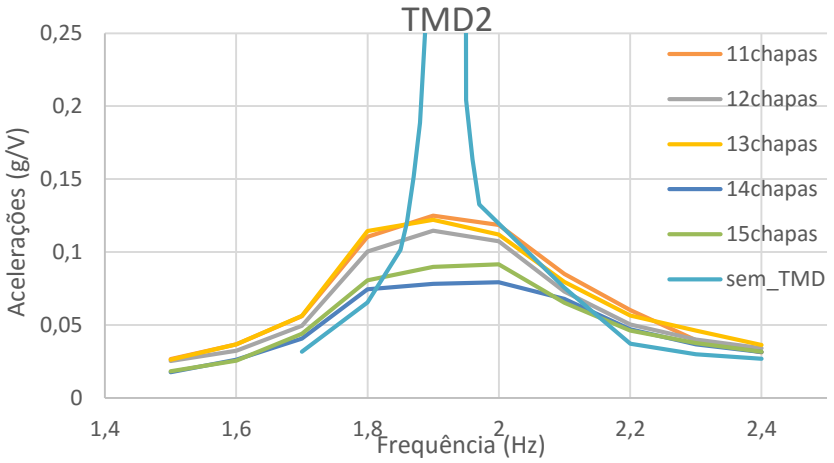


Fig. 4.22 – Zoom da aceleração da laje sem TMD vs com TMD2

4.5.4. CÁLCULO DO AMORTECIMENTO DA LAJE

A laje encontra-se apoiada em 4 molas sobre o pórtico metálico. No cálculo do seu amortecimento, excitou-se a mesma com a sua frequência natural durante três minutos, fazendo-a entrar em ressonância, e de seguida registou-se a aceleração desenvolvida em vibração livre. Na figura 4.23 é possível observar as acelerações, em função do tempo, da laje em vibração livre.

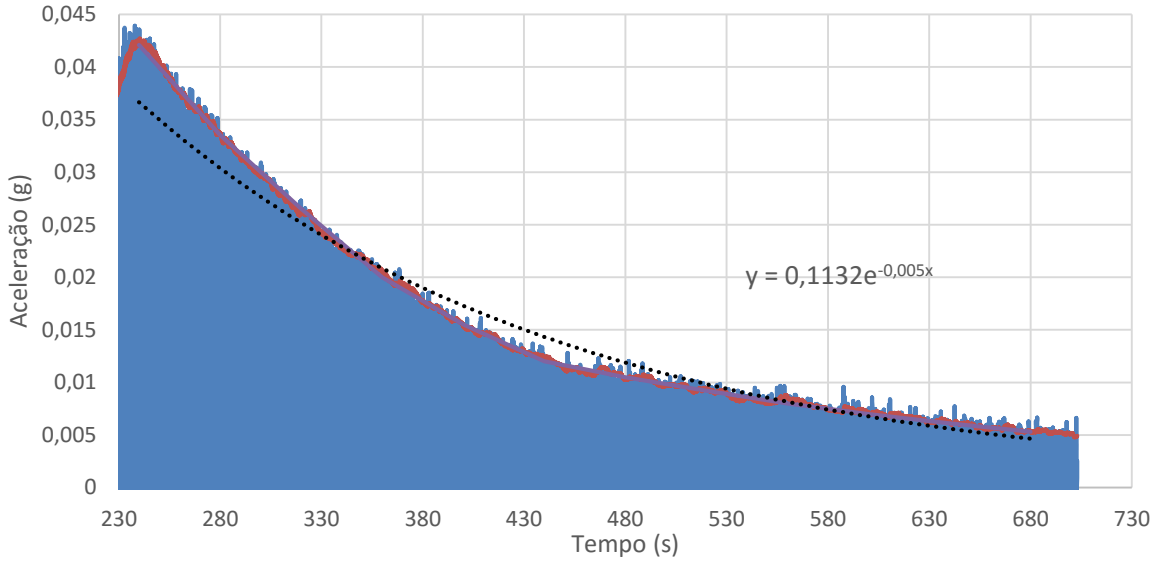


Fig. 4.23 – Aceleração da Laje em Vibração Livre

Traçando uma curva aproximada, do decaimento da aceleração em vibração livre, representada na figura 4.27, foi possível chegar a um coeficiente de amortecimento da laje em função das acelerações médias entre pontos consecutivos representados na figura 4.28.

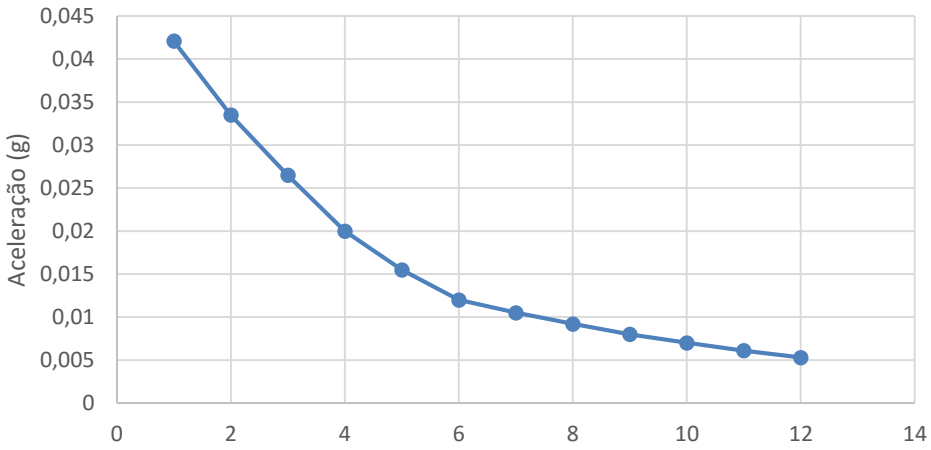


Fig. 4.24 – Curva Aproximada de Acelerações de Vibração Livre da Laje

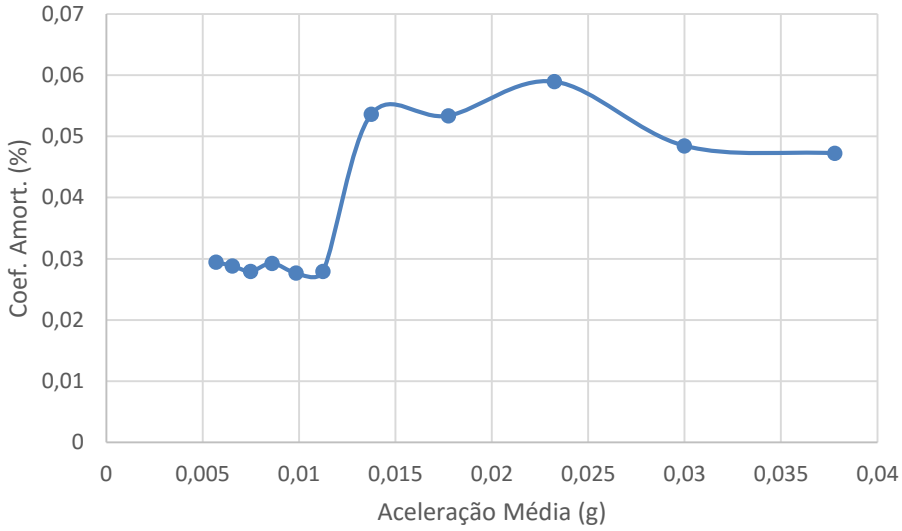


Fig. 4.25 – Coeficiente de Amortecimento da Laje

Observando este gráfico, pode-se concluir que o amortecimento da laje varia para vários intervalos de acelerações desenvolvidas. Para uma aceleração menor, o amortecimento vai ser pequeno, mas para acelerações superiores, o amortecimento é maior.

4.6. AVALIAÇÃO DA ACELERAÇÃO DE DESBLOQUEIO DOS TMDS

Devido ao atrito existente no amortecedor e nas guias da massa, os TMDs não se movem para pequenas vibrações. Para que estes comecem a funcionar, é necessário que a força de inércia desenvolvida, seja superior à força de atrito existente. Como a inércia é proporcional à aceleração, o método usado para medir a aceleração mínima de funcionamento dos TMDs, consiste em induzir um movimento na laje com uma aceleração crescente, como mostra a figura 4.26, e registar o momento em que o TMD desenvolve deslocamentos relativos consideráveis.

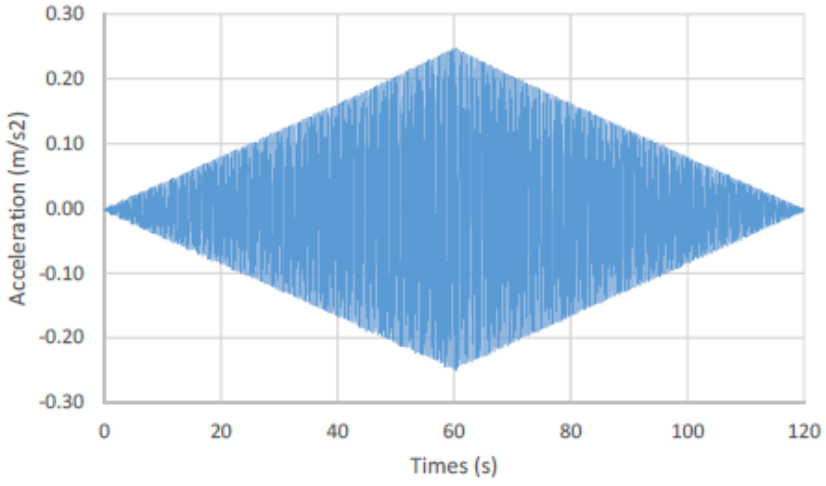


Fig. 4.26 – Aceleração crescente induzida à estrutura [15]

Este processo foi realizado para ambos TMDs, com várias frequências de excitação e para vários números de chapas. O número de chapas adotadas, foi de 13 e 16 chapas, de cada lado. Estas massas, correspondem à sintonização do TMD com a laje e a Ponte Pedonal do Edifício Transparente, que possuem uma frequência natural de 1,93Hz e 1,85Hz respetivamente.

4.6.1. Aceleração de Desbloqueio do TMD1

4.6.1.1. TMD1 com 13 chapas de cada lado

O primeiro caso foi para uma frequência de excitação igual à frequência natural da ponte pedonal do Edifício Transparente. Os resultados obtidos para a frequência de 1,85Hz estão representados no gráfico 4.27. Cruzando o instante em que o TMD1 liberta-se, com o gráfico da aceleração desenvolvida em função do tempo, foi possível chegar ao valor de 0,0133g.

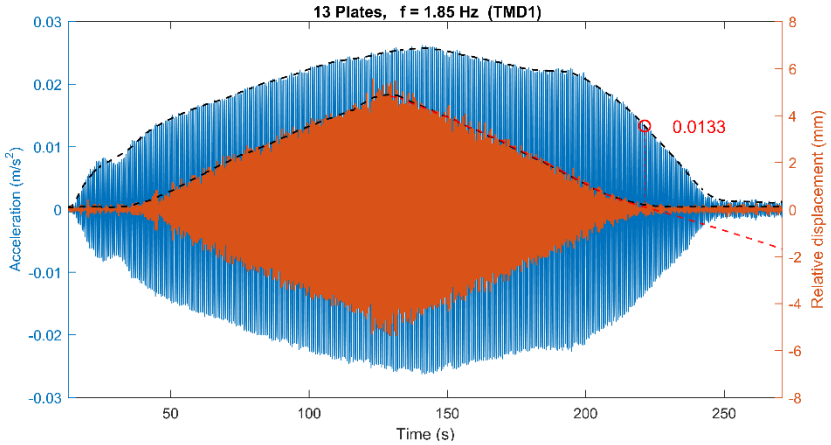


Fig. 4.27 – aceleração e deslocamento relativo do TMD1 com 13 chapas para f=1,85Hz

O segundo caso foi para uma frequência de excitação igual à frequência natural da laje, provocando consequentemente o desenvolvimento do fenómeno de ressonância. Esta foi a situação em que o TMD1 atingiu o maior deslocamento relativo. A aceleração de desbloqueio foi de 0,0127g.

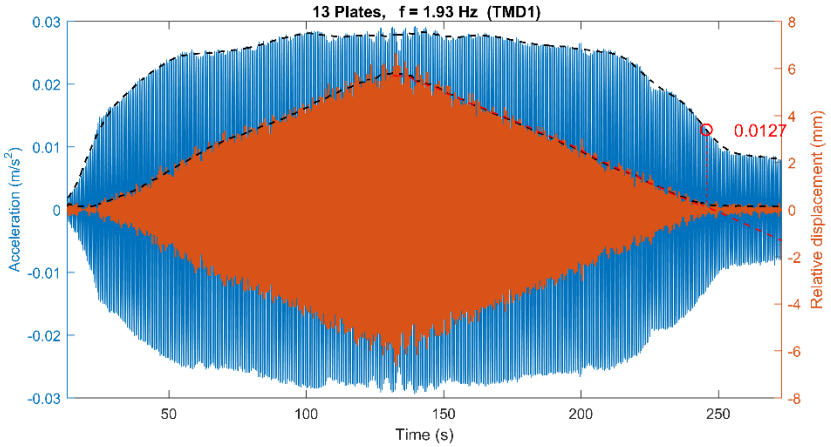


Fig. 4.28 – aceleração e deslocamento relativo do TMD1 com 13 chapas para f=1,93Hz

O terceiro caso foi para uma frequência de excitação de 2,05Hz. Como esperado o controlo foi reduzido, como se pode confirmar através da análise do gráfico da figura 4.16 (apresentado anteriormente), correspondente ao varrimento fino de frequências. Em que é possível observar que o controlo de vibrações é efetuado apenas entre as frequências de 1,8Hz e 2,05Hz, logo o controlo esperado para esta frequência de excitação era pouco significativo. A aceleração de desbloqueio obtida foi de 0,0122g.

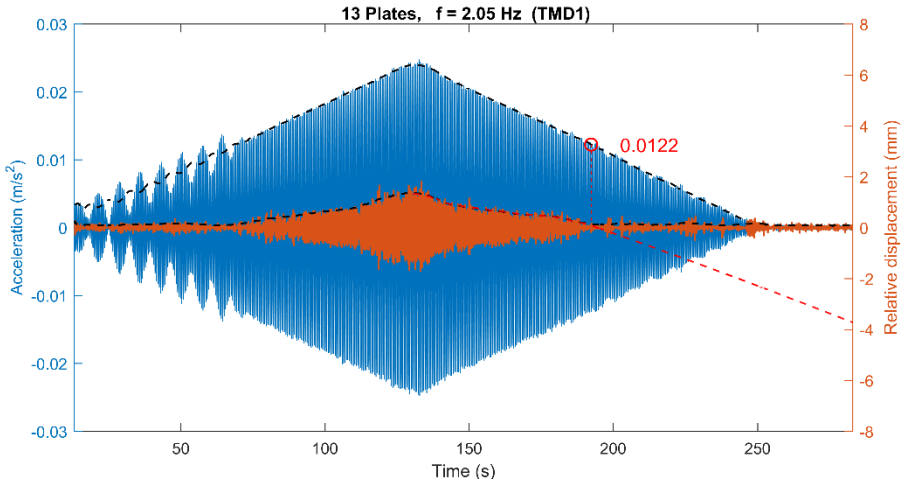


Fig. 4.29 – aceleração e deslocamento relativo do TMD1 com 13 chapas para f=2,05Hz

4.6.1.2. TMD1 com 16 chapas de cada lado

O TMD1 com 16 chapas de cada lado, está sintonizado para a frequência da ponte pedonal do Edifício Transparente, que corresponde neste primeiro caso à frequência de excitação. Como esperado, este é o caso com maior deslocamento relativo e maior controlo de vibrações. A aceleração de desbloqueio obtida foi de 0,0136g.

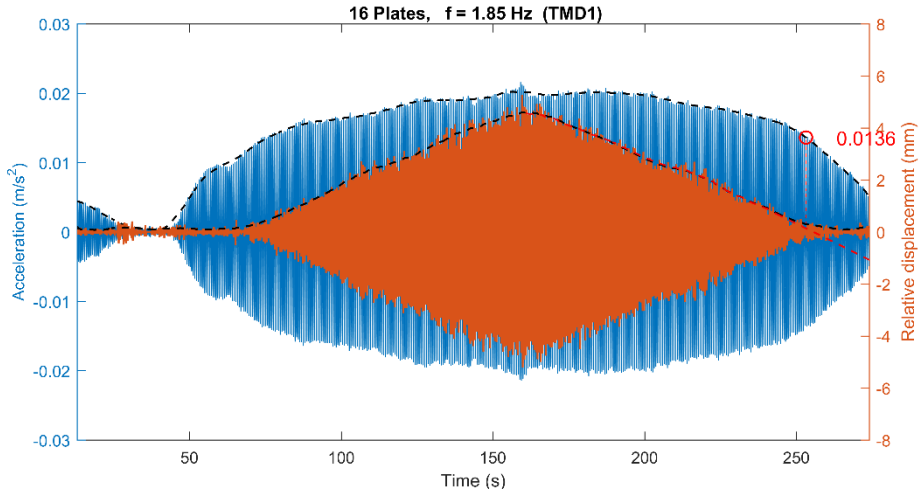


Fig. 4.30 – aceleração e deslocamento relativo do TMD1 com 16 chapas para f=1,85Hz

Para uma frequência de excitação de 1,93Hz, correspondente à frequência natural da laje, apesar do TMD1 não estar sintonizada para esta, o controlo é efetuado. A aceleração de desbloqueio obtida foi de 0,0129g.

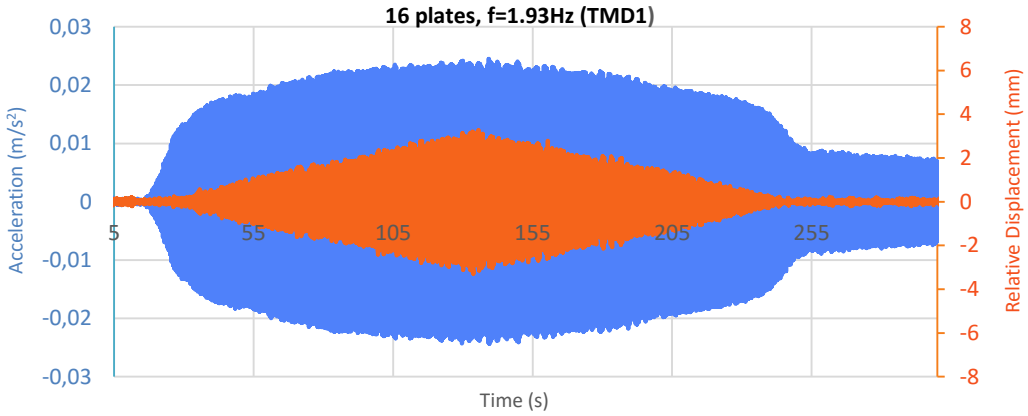


Fig. 4.31 – aceleração e deslocamento relativo do TMD1 com 16 chapas para f=1,93Hz

Neste terceiro caso aconteceu o mesmo que para uma frequência de excitação de 2,05Hz com 13 chapas. Apesar do deslocamento relativo ser superior a esse caso, devido à maior proximidade das frequências de excitação e do TMD, o controlo que houve foi muito reduzido. A aceleração de desbloqueio do TMD foi de 0,0129g.

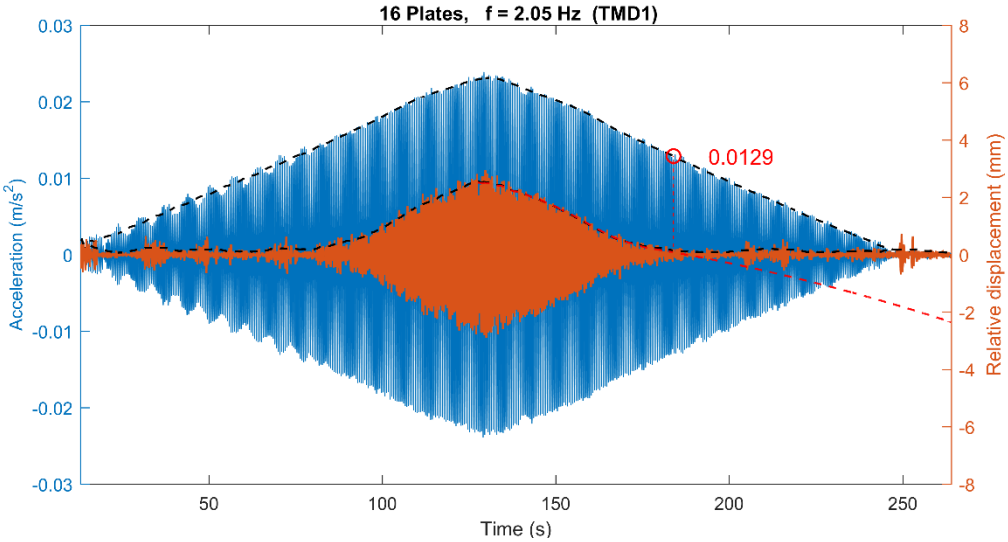


Fig. 4.32 – aceleração e deslocamento relativo do TMD1 com 16 chapas para f=2,05Hz

4.6.2. ACELERAÇÃO DE DESBLOQUEIO DO TMD2

4.6.2.1. TMD2 com 13 chapas de cada lado

Para o TMD2 foi realizado um processo idêntico ao realizado para o TMD1. Pelo facto do atrito neste TMD ser maior, os deslocamentos relativos foram consequentemente inferiores. Aplicando uma frequência de excitação de 1,85Hz, a aceleração de desbloqueio obtida foi de 0,0208g.

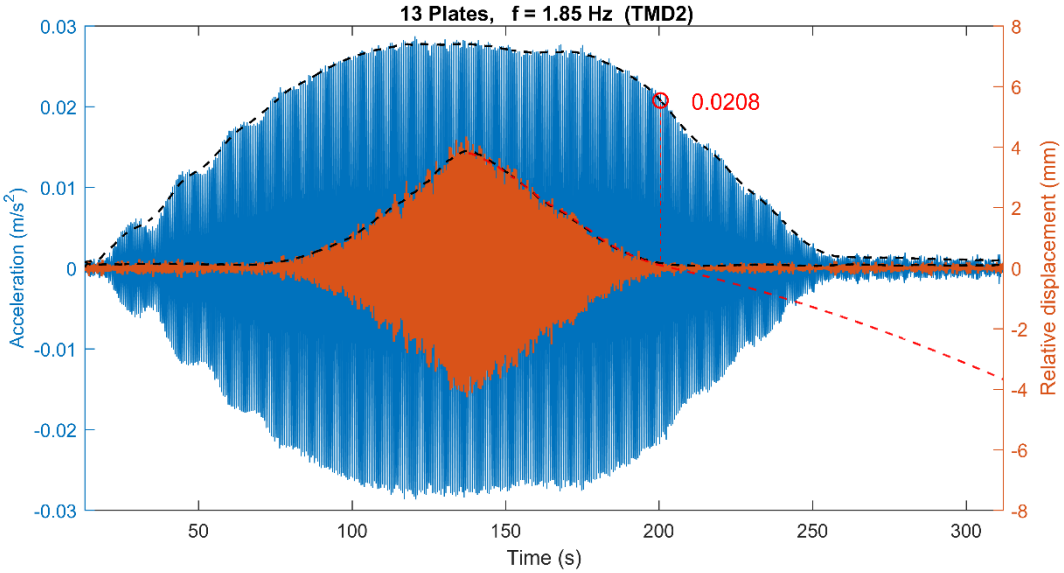


Fig. 4.33 – aceleração e deslocamento relativo do TMD2 com 13 chapas para f=1,85Hz

O caso do TMD2 com 13 chapas e uma frequência de excitação em ressonância com a laje, a aceleração de desbloqueio obtida foi de 0,0191g. Foi possível obter um controlo igual para deslocamentos relativos inferiores, em comparação com o da figura anterior.

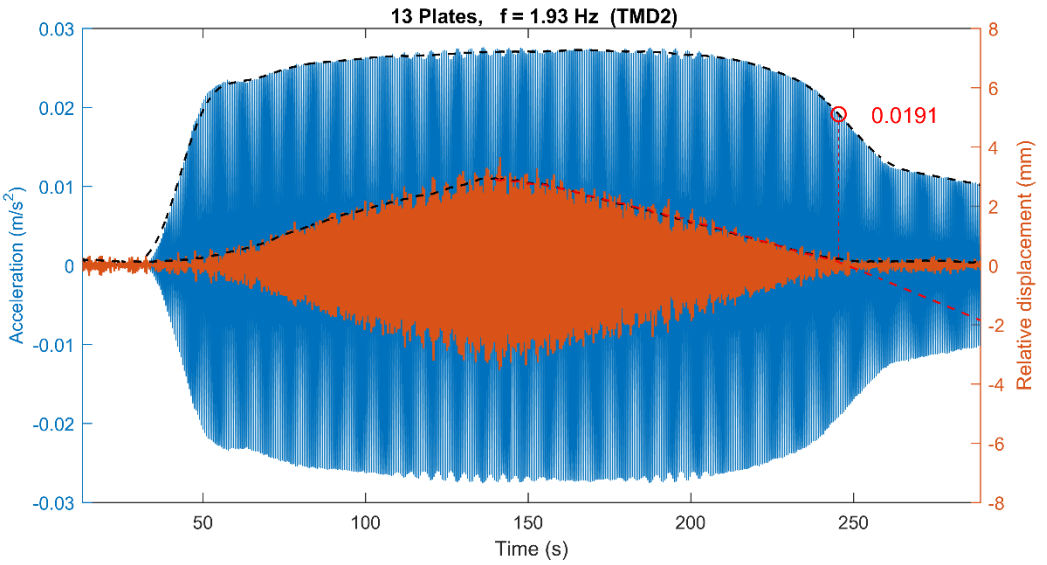


Fig. 4.34 – aceleração e deslocamento relativo do TMD2 com 13 chapas para f=1,93Hz

Neste caso, devido ao elevado atrito em comparação com o TMD1, o deslocamento relativo foi ainda mais reduzido e a aceleração de desbloqueio obtida foi de 0,0207g.

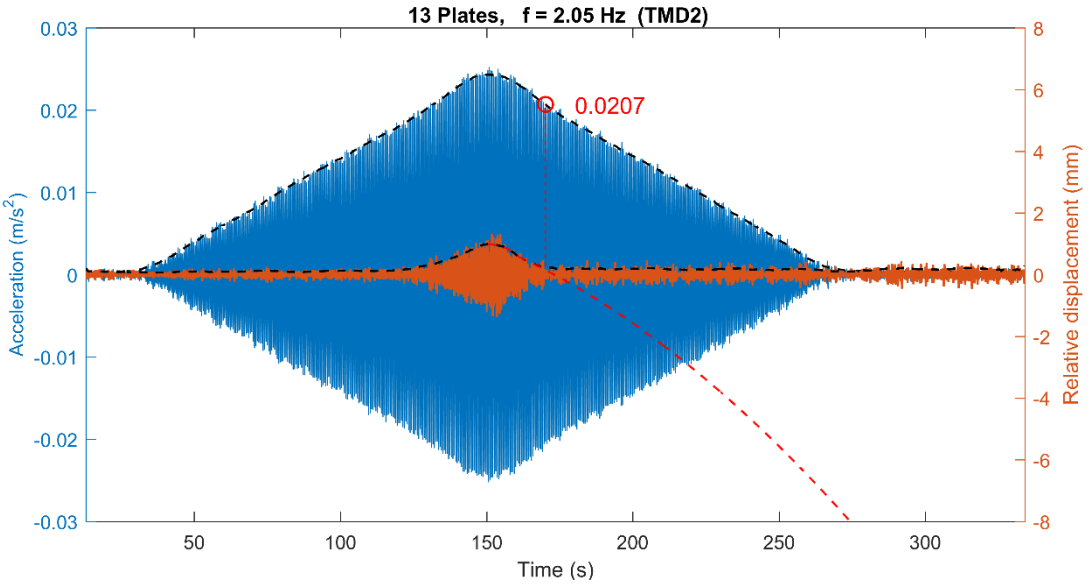


Fig. 4.35 – aceleração e deslocamento relativo do TMD2 com 13 chapas para f=2,05Hz

4.6.2.2. TMD2 com 16 chapas de cada lado

A aceleração de desbloqueio obtida com o TMD2 para uma frequência de excitação de 1,85Hz foi de 0,0175g.

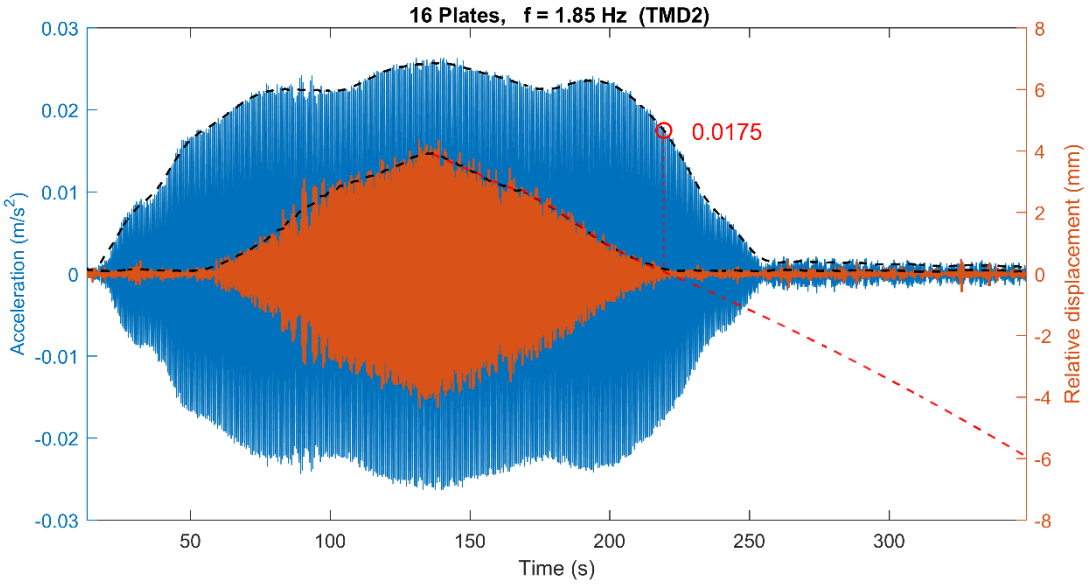


Fig. 4.36 – aceleração e deslocamento relativo do TMD2 com 16 chapas para f=1,85Hz

A aceleração de desbloqueio obtida com o TMD2 para uma frequência de excitação em ressonância com a laje foi de 0,0158g. O controlo é mais eficaz que no caso anterior para uma frequência de excitação de 1,85Hz

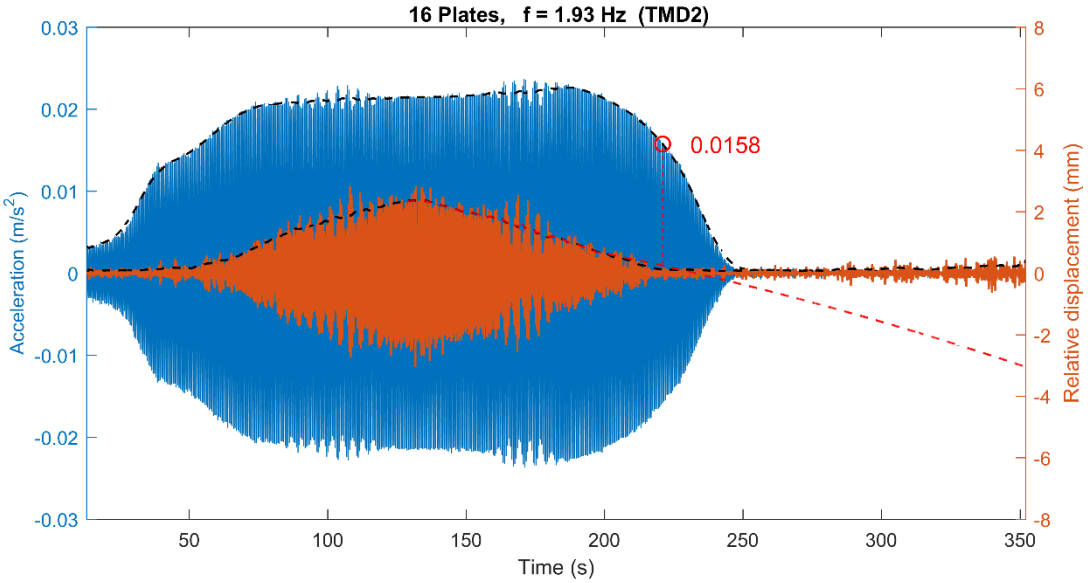


Fig. 4.37 – aceleração e deslocamento relativo do TMD2 com 16 chapas para f=1,93Hz

Neste caso, é mais uma vez claro, o elevado atrito em comparação com o TMD1. O deslocamento relativo foi maior do que para a mesma frequência de excitação com 13 chapas devido à maior proximidade das frequências de excitação e do TMD, mas o controlo que houve foi igual a esse caso. A aceleração de desbloqueio do TMD2 obtida para uma frequência de excitação de 2,05Hz, foi de 0,0145g.

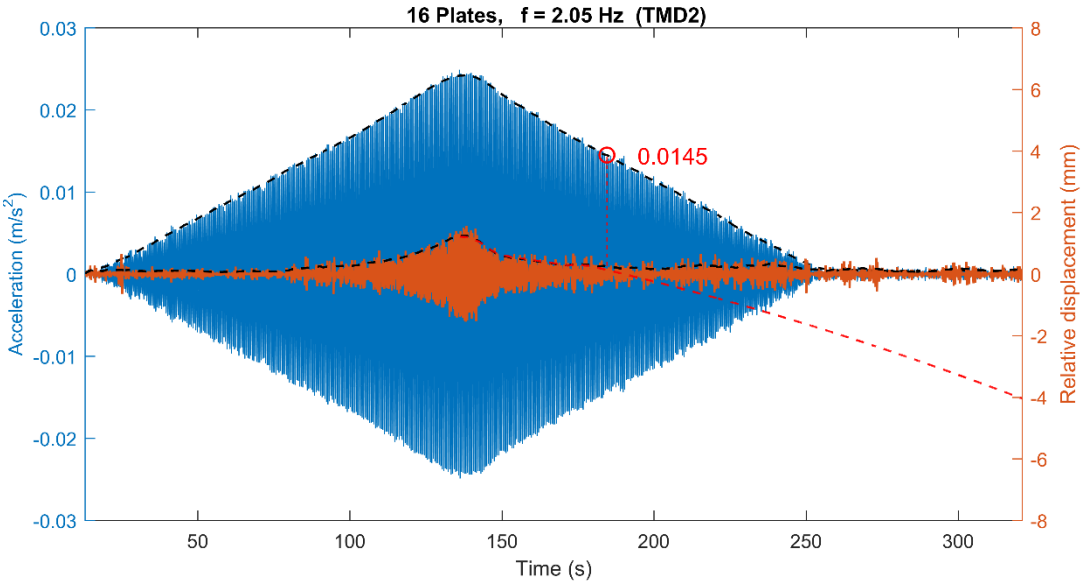


Fig. 4.38 – aceleração e deslocamento relativo do TMD2 com 16 chapas para f=2,05Hz

4.6.3. SÍNTESE DE RESULTADOS

O quadro 4.3 resume os ensaios realizados a fim de avaliar a aceleração de desbloqueio dos TMDs. Conclui-se que a aceleração de desbloqueio do TMD1 é inferior à do TMD2. Isto deve-se ao facto do atrito dos veios e das molas do TMD1 ser inferior ao do TMD2. Como se referiu anteriormente, a diminuição de atrito foi efetuada pela excitação contínua no pórtico da direita da figura 4.3. Esta diferença de atritos, pode dever-se ao facto do TMD1 ter sido excitado durante mais tempo. Podemos então estimar que os TMDs 1 e 2, efetuam controlo sobre a laje para acelerações superiores 0,14m/s^2 e 0,20m/s^2, respetivamente.

Quadro 4.3. – Aceleração de desbloqueio dos TMDs

Frequência (Hz)	Nº de chapas de cada lado	Aceleração TMD1 (g)	Aceleração TMD2 (g)
1,85	13	0,0133	0,0208
1,93	13	0,0127	0,0191
2,05	13	0,0122	0,0207
1,85	16	0,0136	0,0175
1,93	16	0,0129	0,0158
2,05	16	0,0129	0,0145

Ao analisar todos os gráficos, correspondentes à aceleração de desbloqueio para as diferentes situações, é possível constatar que independentemente da frequência de excitação e do número de chapas, a envolvente do deslocamento relativo, é correspondente à envolvente da variação da força do gráfico da figura 4.26.

Podemos também perceber o motivo de nos gráficos do subcapítulo 4.5, correspondentes à análise da performance dos TMDs no controlo de vibrações da laje, haver entre TMDs amplitudes de acelerações diferentes. O facto da aceleração de desbloqueio do TMD1 ser inferior à do TMD2, vai influenciar o controlo efetuado por parte destes dispositivos. Na figura 4.41 é apresentado um gráfico retirado de [15] em que se pode observar essa influência.

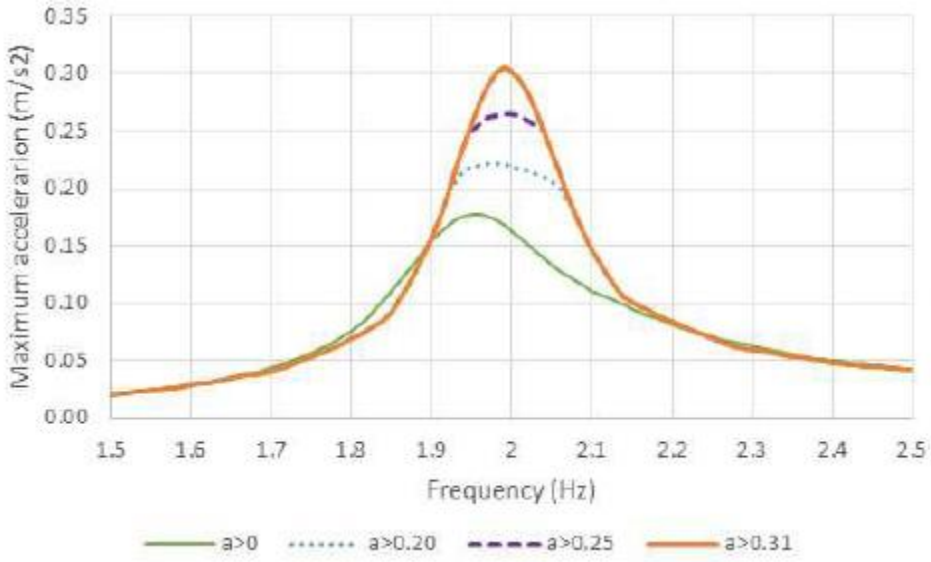


Fig. 4.41 – Resposta de um sistema para várias acelerações de desbloqueio [15]

A situação em que a>0 corresponde ao caso em que o dispositivo se move livremente, sem atrito. Para as outras situações, em que a>0.20 ou a>0.25, a estrutura comporta-se como se não tivesse um dispositivo de controlo, até que estes valores sejam atingidos e o TMD comece a funcionar. Podemos então concluir que, quanto maior for a aceleração de desbloqueio, menor é a capacidade de controlo de vibrações de uma estrutura.

5
ENSAIOS IN SITU

5.1. INTRODUÇÃO

Após a realização da caracterização das propriedades mecânicas e do estudo do comportamento dos TMDs, no controlo de uma estrutura em ambiente de laboratório, procedeu-se à respetiva montagem dos dispositivos na Ponte Pedonal do Edifício Transparente. De seguida vão ser analisados e detalhados os ensaios dinâmicos realizados na ponte, com e sem TMD, fazendo variar o número de pessoas e as respetivas frequências de passada.

5.2. PONTE PEDONAL DO EDIFÍCIO TRANSPARENTE

5.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DA PONTE



Fig. 5.1 – Ponte Pedonal do Edifício Transparente [16]

A ponte pedonal do Edifício Transparente é constituída por dois vãos contínuos de 30 metros, apoiando-se nas extremidades junto ao Edifício Transparente e parque da cidade. Esta é ainda apoiada a meio vão por um pilar em betão armado. O tabuleiro é composto por dois perfis paralelos IPE600 afastados de 3,3 metros. Tem uma largura de 3,5 metros e uma inclinação de 6%. A suportar o pavimento estão perfis

HEB100 apoiados nos perfis IPE com um espaçamento de 1,48 metros. Este é constituído por pranchas de madeira com 4 e 20 centímetros de espessura e largura, respetivamente. Para contraventamento da estrutura foram usados perfis TEAE 40x5 que fazem ligação com os perfis HEB100 de forma cruzada. Na Figura 5.2 encontra-se representada a planta da ponte e a vista em alçado. A Figura 5.3 representa a secção transversal.

Fig. 5.2 – Vista em alçado e em planta da ponte pedonal [2]

Fig. 5.3 – Secção transversal da ponte pedonal [2]

Na figura 5.4 é possível observar a parte inferior do tabuleiro, em que se vê claramente os perfis HEB100 e os TEAE 40x5 cruzados.



Fig. 5.4 – Fotografias da parte inferior do tabuleiro [2]

5.2.2 INSTALAÇÃO DOS TMDS NA PONTE

A solução adotada para fixação dos TMDs foi sob o banzo superior dos perfis IPE600, fixando-os na alma do perfil e no banzo superior, como representado na figura 5.5. Dado o acesso rápido e fácil, esta localização é uma boa solução, visto que a sua instalação e manutenção seria efetuada de maneira cómoda.

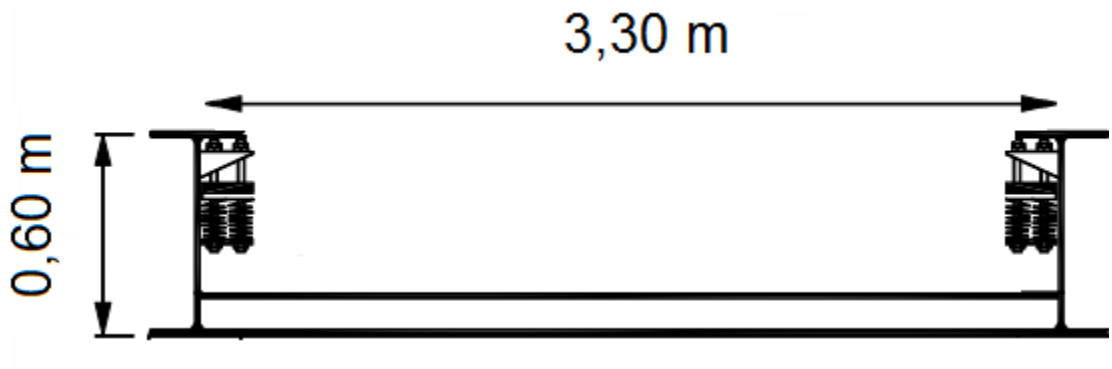


Fig. 5.5 – Esquema da secção transversal da ponte pedonal do Edifício Transparente com TMDs instalados [1]



Fig. 5.6 – Instalação dos TMDs na ponte

A instalação dos TMDs na ponte, foi efetuada pela empresa TECNOGIAL – Projectos e Tecnologia Industrial Lda. Os TMDs foram fixos à ponte em quatro pontos. Na figura 5.6 é possível observar os dois detalhes de fixação, em que é soldada uma peça à ponte e a seguir a mesma é aparafusada ao TMD.



Fig. 5.7 – Detalhe de fixação dos TMDs



Fig. 5.8 – Disposição final do TMD

Na figura 5.9 é possível observar que após a sua instalação, os TMDs são discretos e estão bem enquadrados. Por estarem situados a meio do vão e fixos à alma dos perfis IPE600, isso vai reduzir a probabilidade de furto.



Fig. 5.9 – Fotografia da parte superior do tabuleiro com os TMDs instalados

5.3. PASSAGEM DE PEÕES COM TMDS BLOQUEADOS

A fim de avaliar a eficiência do controlo passivo realizado pelos amortecedores de massa sintonizada, foram realizados ensaios dinâmicos na ponte pedonal do Edifício Transparente. Como identificado em [2], através de ensaios de vibração ambiental os modos de vibração da ponte são os apresentados no quadro 5.1.

Quadro 5.1. – Modos de Vibração da ponte pedonal do Edifício Transparente

Nº do Modo	Frequências Naturais (Hz)	Modo
1	1,83	Flexão
2	1,98	Torção
3	2,98	Flexão
4	3,52	Torção

Apenas foram realizados ensaios com uma frequência de passada correspondente aos três primeiros modos, visto que o quarto tem probabilidade reduzida de acontecer por possuir uma frequência de passada elevada. Foi também efetuado um ensaio adicional do peão em *jogging* no ponto de coordenada modal máxima para as frequências de passada correspondentes aos dois primeiros modos de vibração. Por se tratar de um ensaio experimental, foram efetuadas várias passagens a fim de obter uma maior amostragem de resultados. Cada passagem corresponde a uma travessia de ida e volta, com duração de 1min por travessia. As passagens iniciam e acabam sempre do lado do parque da cidade.

Os dados foram registados através de um acelerómetro portátil, pousado sobre o banzo superior do perfil IPE600 no ponto de coordenada modal máxima, onde estão instalados os TMDs. Na figura 5.10 é possível observar o aparelho utilizado.

Todos os ensaios foram realizados após a instalação dos TMDs. Para obter a resposta da estrutura sem os TMDs em funcionamento foi necessário bloquear os TMDs, impedindo assim o seu movimento e consequentemente a interferência no comportamento da estrutura.



Fig. 5.10 – Acelerómetro portátil usado para registar acelerações da ponte pedonal do Edifício Transparente

5.3.1 PEÕES EM RESSONÂNCIA COM O 1º MODO DE VIBRAÇÃO

Começou-se por efetuar uma passagem a 111b.p.m. que corresponde a uma frequência de passada de 1,85Hz. Para uma melhor caracterização da aceleração máxima desenvolvida pela excitação do primeiro modo de vibração efetuaram-se 4 passagens e calculou-se a média desses picos de aceleração. Este processo foi aplicado a todos os ensaios realizados para as várias configurações modais.

Uma passagem corresponde a uma travessia de ida e volta, que demora cerca de 1min por travessia. No processamento dos dados obtidos aplicou-se ainda um RMS, "Root Mean Square", dos valores obtidos, como efetuado no capítulo anterior, a fim de excluir alguns picos de aceleração.

A figura 5.11 corresponde à resposta da estrutura, à passagem de um peão a andar com uma frequência de passada de 1,85Hz.

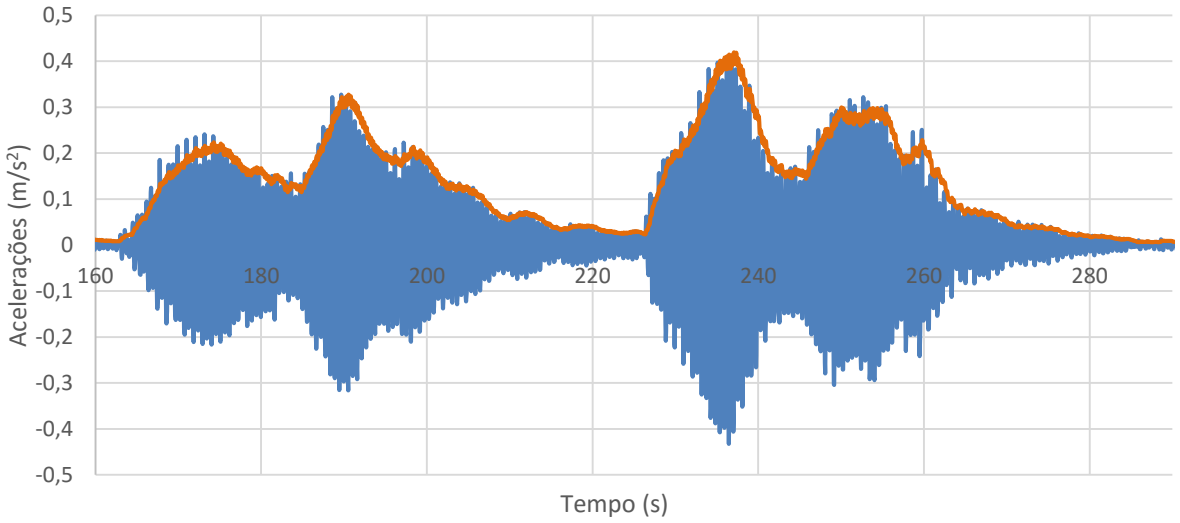


Fig. 5.11 – Resposta devida à ação de um peão para uma f_p=1,85Hz

Como se pode observar nos gráficos, há claramente dois intervalos distintos, que correspondem à travessia do Parque da Cidade ao Edifício Transparente, e, no sentido contrário. Registaram-se diferentes valores de acelerações para cada travessia. Isso deve-se ao facto de a ponte não estar totalmente em repouso no trajeto de volta, e devido à inclinação da ponte, que agrava a excitação nesse mesmo trajeto. Apesar do peão realizar uma pausa, esta não é suficiente para a ponte entrar em repouso. A aceleração máxima registada neste ensaio foi de 0,44 m/s^2. Na realização deste ensaio foi possível uma visualização clara da configuração modal.

A figura 5.12 corresponde à resposta da estrutura, à passagem de dois peões sincronizados a andar com uma frequência de passada de 1,85Hz. A passagem também foi efetuada ao longo do eixo do tabuleiro, dada a configuração do modo em questão. Foram efetuadas 4 passagens e fazendo a média dos quatro picos obteve-se uma aceleração máxima de 0,62 m/s^2.

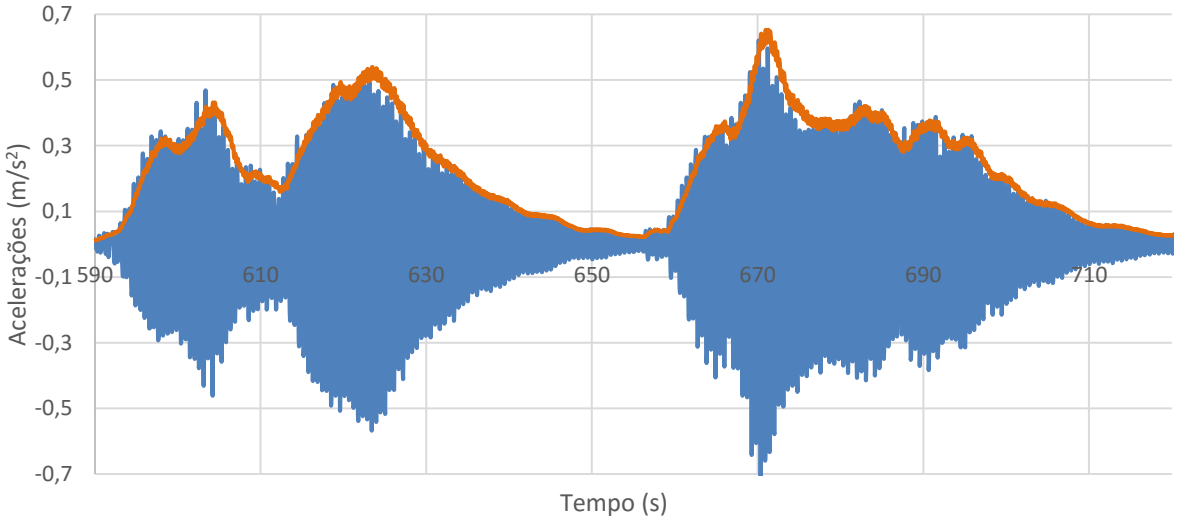


Fig. 5.12 – Resposta devida à ação de dois peões para uma f_p=1,85Hz

5.3.2 PEÕES EM RESSONÂNCIA COM O 2º MODO DE VIBRAÇÃO

O segundo modo de vibração corresponde a uma configuração modal de torção, como tal, a travessia do peão foi efetuada junto ao bordo do tabuleiro. O peão atravessou a ponte a 120b.p.m., correspondente a uma frequência de passada de 2,00Hz, e a aceleração de pico obtida foi de 0,61m/s^2. Tal como para a travessia excitando o primeiro modo de vibração, foi possível a visualização do primeiro modo de torção.

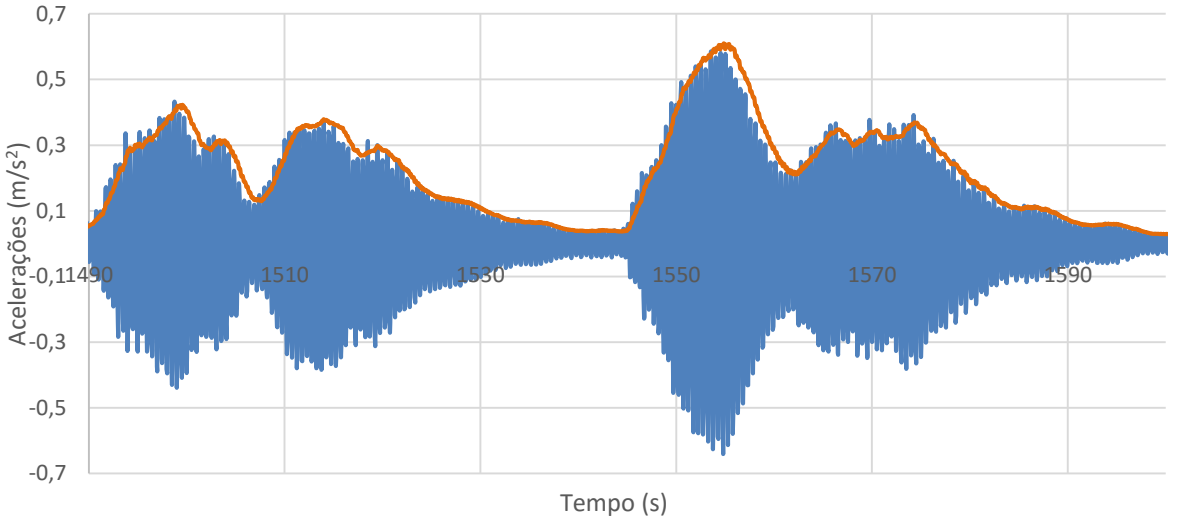


Fig. 5.13 – Resposta devida à ação de um peão para uma f_p=2,00Hz

A passagem de dois peões sincronizados para uma frequência de passada de 2,00Hz de maneira a excitar o segundo modo de vibração, resultou numa aceleração de pico de 0,92m/s^2.

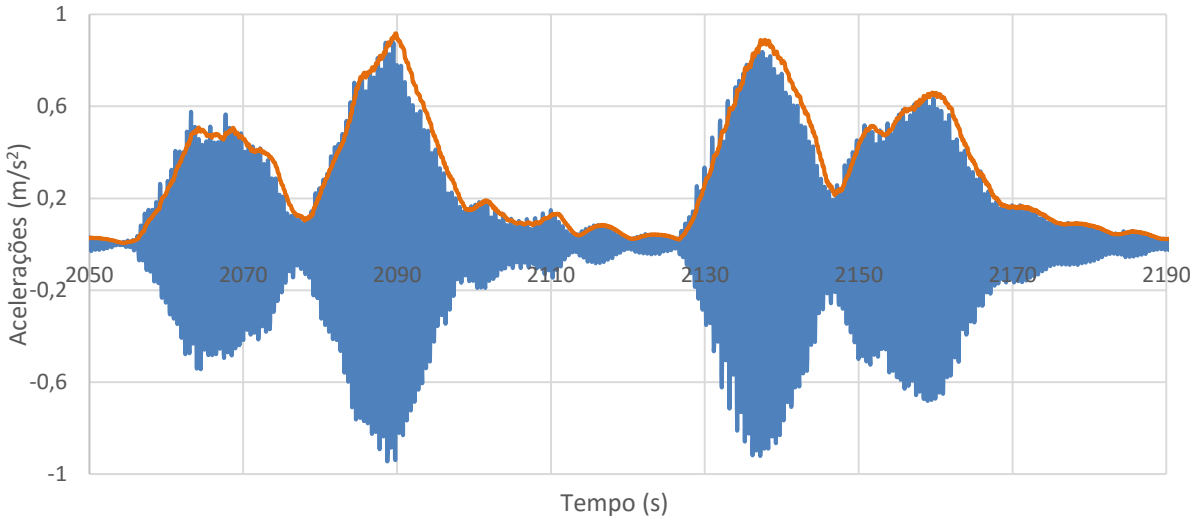


Fig. 5.14 – Resposta devida à ação de dois peões para uma f_p=2,00Hz

5.3.3 PEÃO EM RESSONÂNCIA COM O 3º MODO DE VIBRAÇÃO

A excitação do terceiro modo de vibração, ao contrário dos modos anteriores, teve de ser excitado com o peão em corrida. A passagem da ponte a 180b.p.m, correspondente à frequência de passada de 3,00Hz, teve de ser efetuada ao longo do eixo do tabuleiro, visto tratar-se do segundo modo de flexão longitudinal. Para esta frequência, foi possível a visualização da configuração modal. A aceleração máxima atingida pela estrutura foi de 1,51m/s^2.

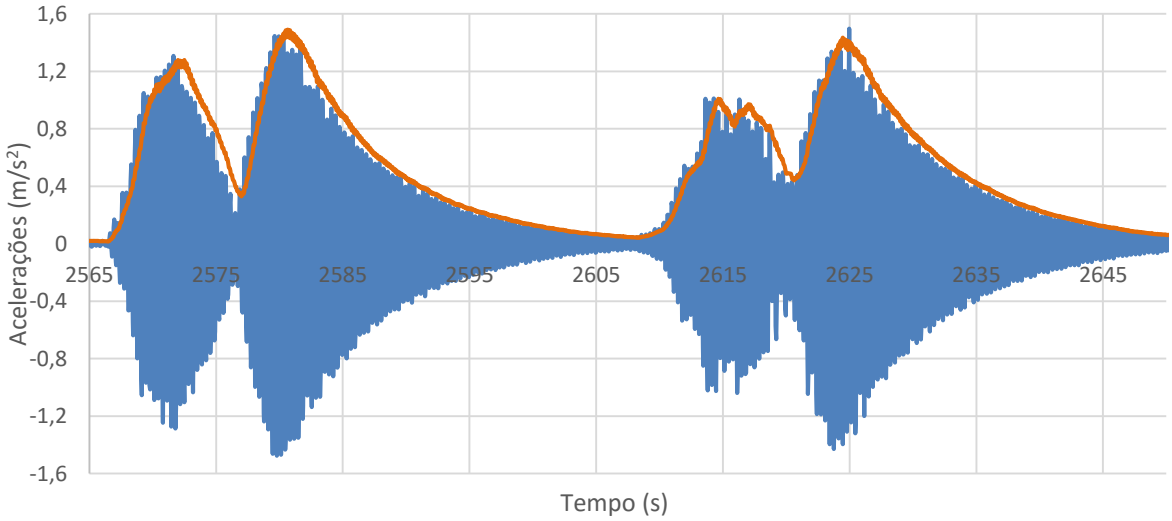


Fig. 5.15 – Resposta devida à ação de um peão para uma f_p=3,00Hz

5.3.4 PEÕES EM JOGGING

Os ensaios realizados com peões em jogging, foram realizados de maneira diferente em comparação com os anteriores. Neste, o peão efetuou o jogging apenas no ponto de coordenada modal máxima, e registou-se o nível de acelerações desenvolvido pela estrutura. Para o caso de peões em jogging, apenas foram realizados ensaios para os dois primeiros modos de vibração, visto que o terceiro corresponde ao peão em corrida. Algo importante de referir é que, ao contrário dos ensaios anteriores, para o caso de peões em jogging, os ensaios apenas foram realizados uma vez.

A aceleração atingida com um peão em jogging para uma frequência de 1,85Hz, correspondente ao primeiro modo de vibração, foi de 0,92m/s^2. A aceleração máxima obtida, foi o dobro da atingida com um peão para a mesma frequência de passada.

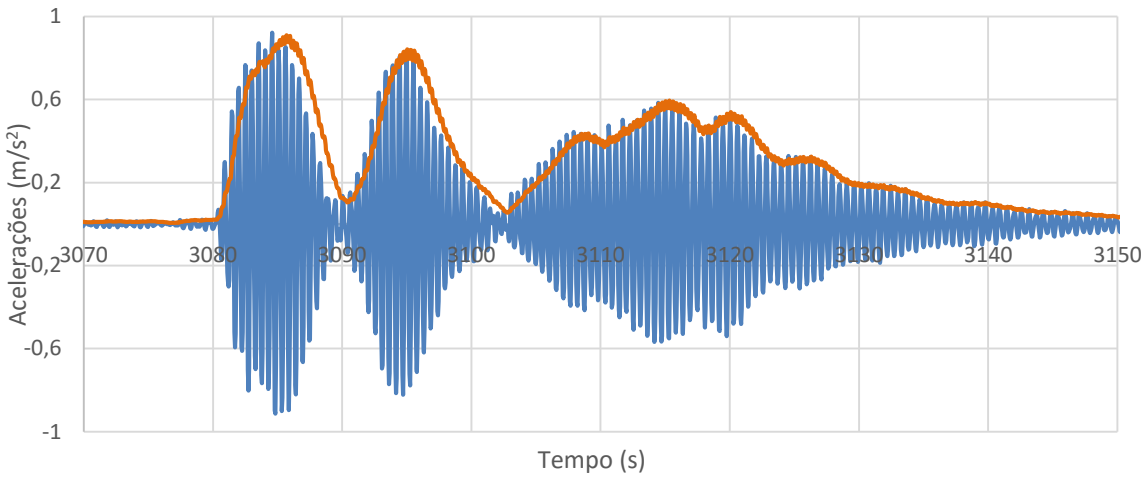


Fig. 5.16 – Resposta devida à ação de um peão em jogging para uma f_p=1,85Hz

Na figura 5.17, encontra-se representada a resposta da estrutura, para dois peões em jogging com uma frequência de passada de 1,85Hz. A aceleração máxima atingida foi de 1,2m/s^2.

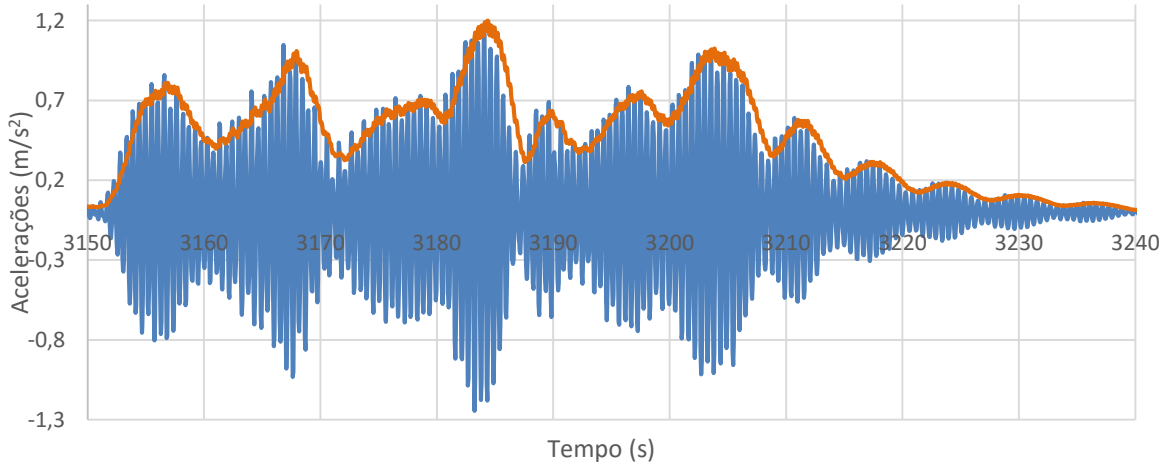


Fig. 5.17 – Resposta devida à ação de dois peões em jogging sincronizado para uma f_p=1,85Hz

Para o caso de um peão em jogging com uma frequência de passada de 2,00Hz, a aceleração obtida foi de 0,78m/s^2, ligeiramente superior à travessia de um peão para a mesma frequência de passada. Por se tratar de uma configuração modal de torção, tal como os ensaios anteriores correspondentes à excitação deste modo, o peão teve de se posicionar junto ao bordo do tabuleiro.

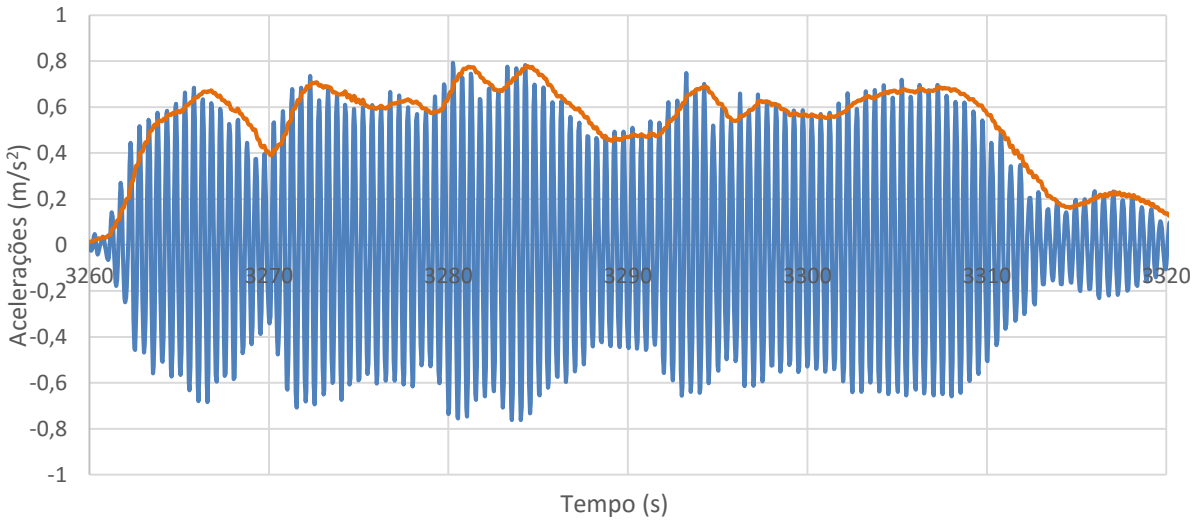


Fig. 5.18 – Resposta devida à ação de um peão em jogging para uma f_p=2,00Hz

Considerando dois peões em jogging a excitar o segundo modo de vibração, a aceleração máxima atingida pela estrutura foi de 2,15m/s^2, o dobro do atingido para a passagem do mesmo número de pessoas para a mesma frequência de passada. O pior caso obtido, considerando todos os ensaios realizados sobre a ponte.

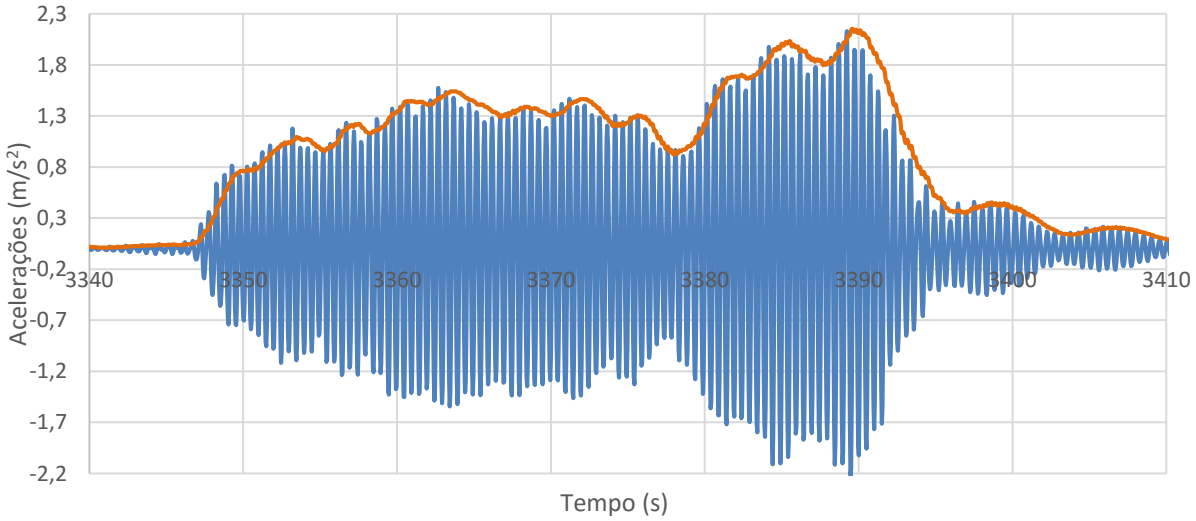


Fig. 5.19 – Resposta devida à ação de dois peões em jogging sincronizado para uma f_p=2,00Hz

5.4. PASSAGEM DE PEÕES COM TMDS EM FUNCIONAMENTO

5.4.1 PEÕES EM RESSONÂNCIA COM O 1º MODO DE VIBRAÇÃO

Após a realização dos ensaios sem a interferência dos amortecedores de massa sintonizada, estes foram desbloqueados a fim de analisar a sua influência no comportamento da estrutura. Os ensaios realizados com os TMDs desbloqueados, foram exatamente os mesmos que os realizados com estes bloqueados, para permitir confrontar os dois posteriormente. A figura 5.20 diz respeito à resposta da estrutura à ação de um peão, com os TMDs em funcionamento, a excitar o primeiro modo de vibração. A aceleração máxima atingida foi de 0,45m/s^2.

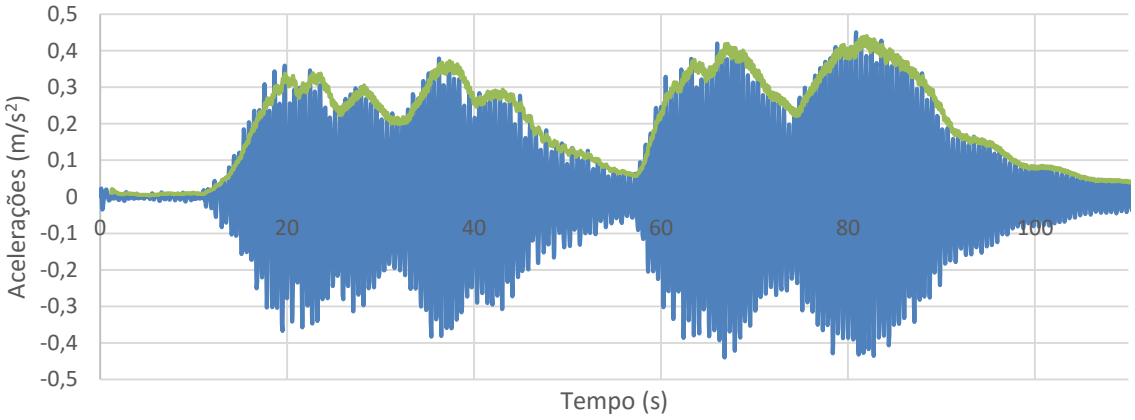


Fig. 5.20 – Resposta devida à ação de um peão para uma f_p=1,85Hz com TMDs em funcionamento

Para o caso de dois peões sincronizados, a atravessar a ponte com uma frequência de passada de 1,85Hz, a aceleração máxima atingida foi de 0,57m/s^2.

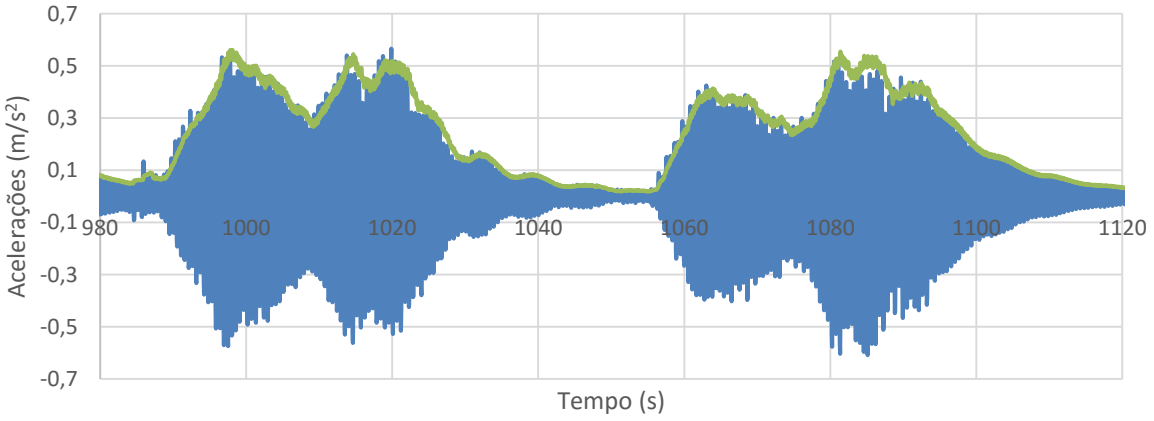


Fig. 5.21 – Resposta devida à ação de dois peões para uma f_p=1,85Hz com TMDs em funcionamento

5.4.2 PEÕES EM RESSONÂNCIA COM O 2º MODO DE VIBRAÇÃO

A excitação do segundo modo de vibração com uma frequência de passada de 2,00Hz, correspondente à primeira configuração modal de torção, traduziu-se na resposta da estrutura apresentada na figura 5.22. A estrutura atingiu uma aceleração de pico de 0,54m/s^2. A passagem do peão pela ponte, foi idêntica aos ensaios anteriores com excitação do segundo modo de vibração, ao longo do bordo do tabuleiro.

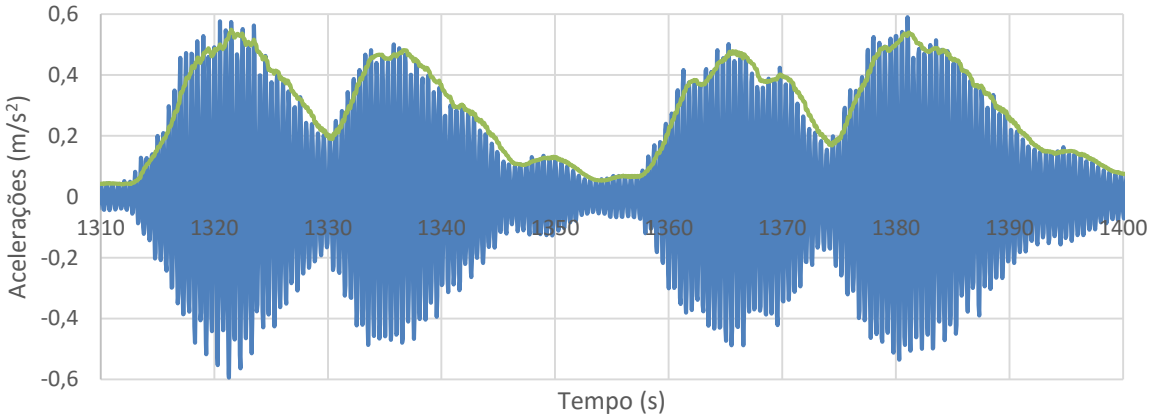


Fig. 5.22 – Resposta devida à ação de um peão para uma f_p=2,00Hz com TMDs em funcionamento

Considerando a passagem de dois peões a 120 b.p.m., correspondente a uma frequência de passada de 2,00Hz, a aceleração máxima atingida pela estrutura foi de 0,73m/s^2.

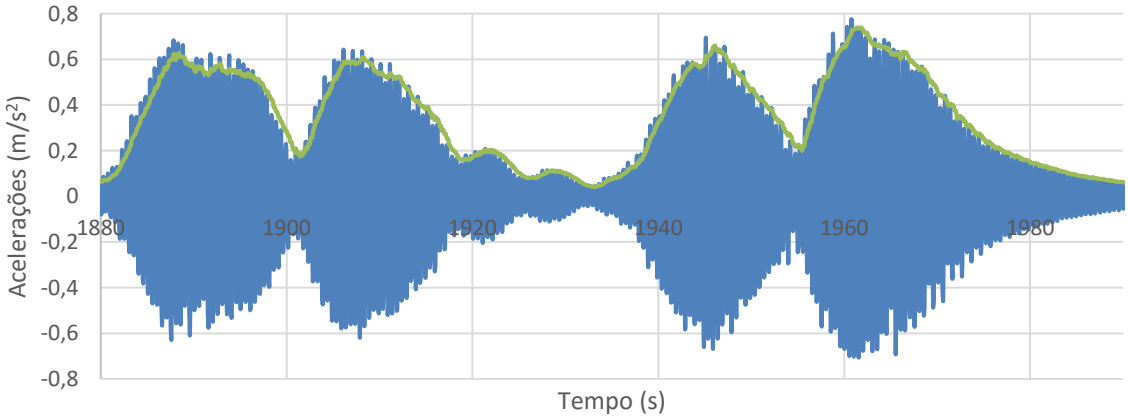


Fig. 5.23 – Resposta devida à ação de dois peões para uma f_p=2,00Hz com TMDs em funcionamento

5.4.3 PEÃO EM RESSONÂNCIA COM O 3º MODO DE VIBRAÇÃO

A excitação do terceiro modo de vibração, com um peão em corrida a 180b.p.m., equivalente a uma frequência de passada de 3,00Hz, correspondeu a uma aceleração de pico desenvolvida pela estrutura de 1,43m/s^2. Tal como para o caso dos TMDs bloqueados, a travessia do peão para a excitação deste modo foi ao longo do eixo do tabuleiro.

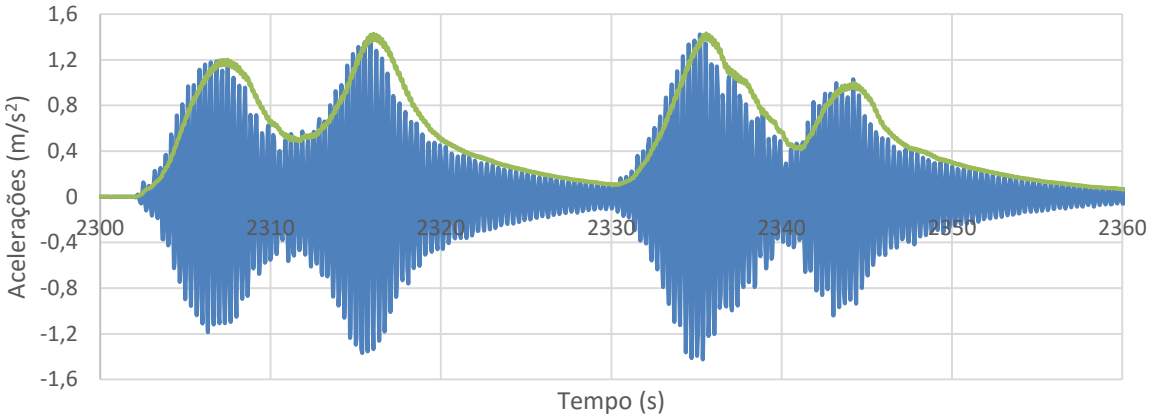


Fig. 5.24 – Resposta devida à ação de um peão para uma f_p=3,00Hz com TMDs em funcionamento

5.4.4 Peões em jogging

Os ensaios com peões em jogging, foram realizados apenas no ponto de coordenada modal máxima, tal como para o caso com os TMDs bloqueados. Os modos de vibração excitados foram os correspondentes às frequências naturais de 1,85Hz e 2,00Hz. A figura 5.25 diz respeito à resposta da estrutura devida à ação de um peão em jogging para uma frequência de passada de 1,85Hz. A aceleração máxima obtida foi de 0,68m/s^2.

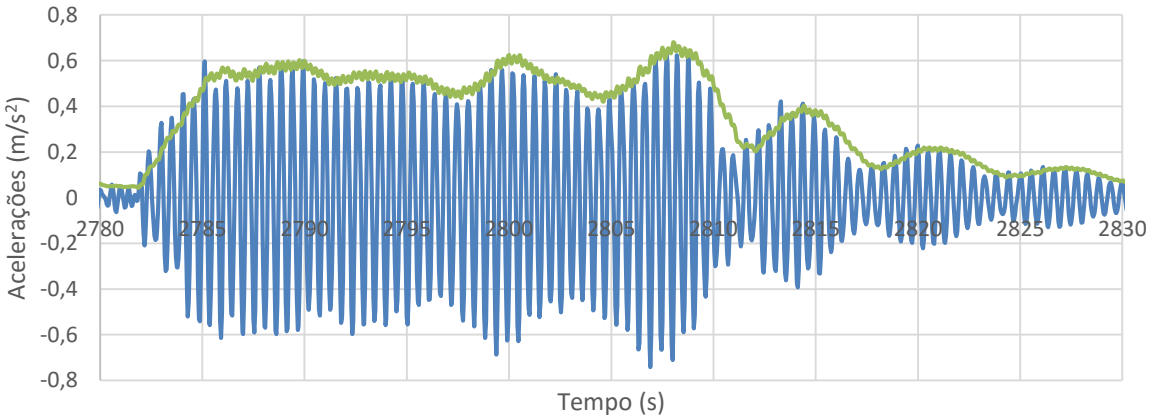


Fig. 5.25 – Resposta devida à ação de um peão em jogging para uma f_p=1,85Hz com TMDs em funcionamento

A aceleração máxima atingida para dois peões sincronizados para uma frequência de 1,85Hz foi de 0,81m/s^2.

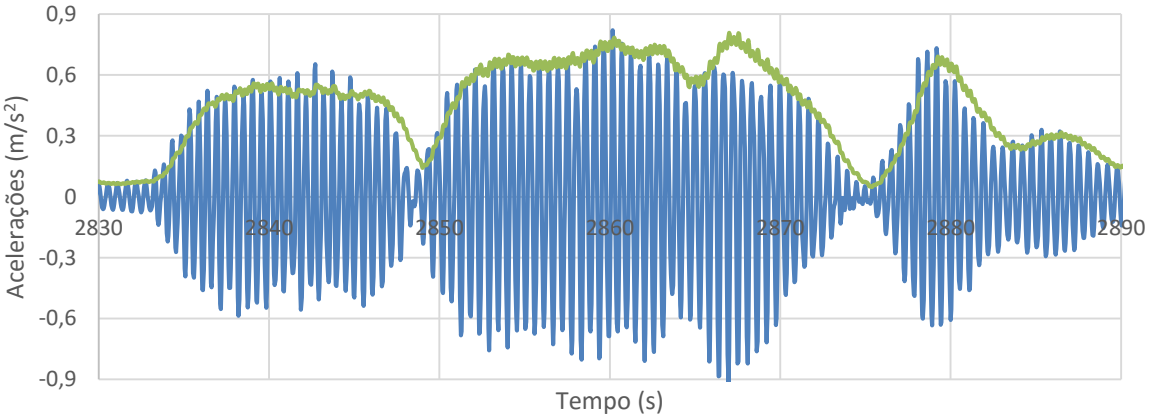


Fig. 5.26 – Resposta devida à ação de dois peões em jogging sincronizado para uma f_p=1,85Hz com TMDs em funcionamento

Para uma frequência de passada de 2,00Hz, considerado apenas um peão em jogging ao longo do bordo do tabuleiro, excitando a primeira configuração modal de torção, a aceleração de pico desenvolvida pela estrutura, foi de 0,85m/s^2.

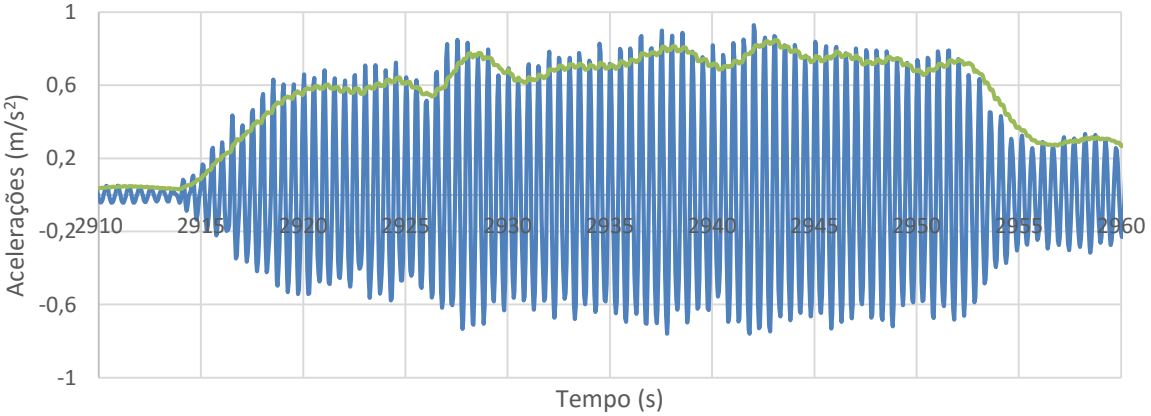


Fig. 5.27 – Resposta devida à ação de um peão em jogging para uma f_p=2,00Hz com TMDs em funcionamento

Considerando dois peões em jogging na excitação do segundo modo de vibração com uma frequência de passada de 2,00Hz, a aceleração de pico atingida foi de 1,29/s^2.

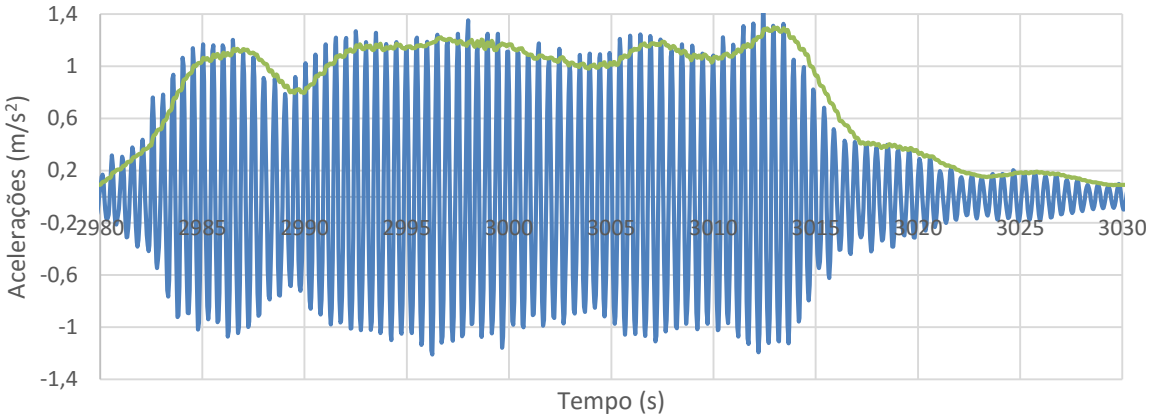


Fig. 5.28 – Resposta devida à ação de dois peões em jogging sincronizado para uma f_p=2,00Hz com TMDs em funcionamento

5.5. SÍNTESE DE RESULTADOS E RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS

Depois de analisados os resultados dos ensaios dinâmicos realizados, é necessário confrontar as acelerações máximas atingidas pela estrutura, a fim de saber a eficácia do controlo por parte dos TMDs. No quadro 5.2, encontram-se resumidos os resultados obtidos para os diferentes ensaios realizados.

Quadro 5.2. – Síntese de Acelerações desenvolvidas pela estrutura

Nº Pessoas	Tipo de Ação	Frequência da Passada (Hz)	Acelerações Sem TMD (m/s^2)	Acelerações Com TMD (m/s^2)	Controlo de Vibrações (%)
1	Caminhar	1,85	0,44	0,45	-2,27%
2	Caminhar	1,85	0,60	0,56	6,67%
1	Caminhar	2,00	0,59	0,54	8,47%
2	Caminhar	2,00	0,92	0,73	20,65%
1	Corrida	3,00	1,51	1,43	5,30%
1	Jogging	1,85	0,92	0,68	26,09%
2	Jogging	1,85	1,2	0,81	32,50%
1	Jogging	2,00	0,78	0,85	-8,97%
2	Jogging	2,00	2,15	1,29	40,00%

Analisando o gráfico 5.2, podemos concluir que os TMDs têm geralmente um efeito positivo sobre a estrutura, mas este varia em função da frequência de excitação e da amplitude de acelerações desenvolvida pela estrutura.

Na excitação do primeiro ou segundo modo de vibração, quanto maior o nível de acelerações atingidos sem TMD maior é a atenuação de vibrações. A maior eficácia no controlo obtida, foi cerca de 40%, para um peão em jogging com uma frequência de passada de 2,00Hz.

Como esperado, para uma frequência de passada de 3,00Hz, apesar da grande amplitude de acelerações desenvolvidas pela estrutura, a atenuação de vibrações é muito reduzida, visto que os TMDs não estão sintonizados para essa frequência de excitação.

Em dois casos não houve atenuação de vibrações. No caso de um peão a caminhar com uma frequência de passada de 1,85Hz, a conclusão que se pode retirar é que pode não ter sido atingida a aceleração de desbloqueio dos TMDs na ponte, visto que estas são de cerca de 0,45 m/s^2. Apenas realizando ensaios, para determinar a aceleração de desbloqueio dos TMDs depois de instalados na ponte, é que é possível confirmar essa conclusão. No segundo caso, para um peão em jogging com uma frequência de passada de 2,00Hz, apesar do peão ser o mesmo, a amplitude da força exercida pode ter sido diferente, nos ensaios com e sem TMD.

Aplicando o regulamento Sétra às acelerações desenvolvidas na ponte, podemos chegar aos diferentes níveis de conforto, relativos aos vários casos estudados. No quadro 5.3 encontra-se resumida essa aplicação.

Quadro 5.3. – Aplicação do regulamento Sétra à ponte pedonal do Edifício Transparente

Nº Pessoas	Tipo de Ação	Frequência da Passada (Hz)	Nível de Conforto sem TMD	Nível de Conforto com TMD
1	Caminhar	1,85	Máximo	Máximo
2	Caminhar	1,85	Médio	Médio
1	Caminhar	2,00	Médio	Médio
2	Caminhar	2,00	Médio	Médio
1	Corrida	3,00	Mínimo	Mínimo
1	Jogging	1,85	Médio	Médio
2	Jogging	1,85	Mínimo	Médio
1	Jogging	2,00	Médio	Médio
2	Jogging	2,00	Mínimo	Mínimo

Analisando o quadro 5.3 podemos observar que apesar do controlo efetuado, considerando o regulamento Sétra, apenas um caso tem melhoria a nível do conforto humano.

6
CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1. SÍNTESE DO TRABALHO DESENVOLVIDO E RESULTADOS OBTIDOS

O presente trabalho teve como objetivo implementar um sistema de controlo na ponte pedonal do Edifício Transparente. O controlo passa por utilizar amortecedores de massa sintonizada, vulgarmente conhecidos como TMDs, na atenuação do nível de vibrações desenvolvidas pela ponte.

A fim de analisar as propriedades dinâmicas dos TMDs, foi necessário a realização de um trabalho laboratorial que consistiu em efetuar ensaios dinâmicos numa laje de betão apoiada em molas sobre um pórtico metálico.

Estudou-se a variação da frequência dos TMDs em função da massa, calculou-se o amortecimento dos TMDs e calculou-se ainda, o amortecimento da própria laje. Foram realizados ensaios para diferentes massas, avaliando a atenuação das vibrações desenvolvidas pela laje por parte dos dois TMDs. Em ambiente de laboratório a atenuação de vibrações por parte dos TMDs chegou a atingir valores acima dos 90%.

Foi também avaliada a aceleração de desbloqueio dos dois TMDs para vários casos, considerando 13 e 16 chapas para as frequências de excitação de 1,85Hz, 1,93Hz e 2,05Hz. A massa com 13 chapas de cada lado corresponde à sintonização dos TMDs com a laje, e a massa com 16 chapas corresponde à disposição final do TMD quando instalado no Edifício Transparente, ou seja, sintonizado à frequência natural da ponte.

A seguir aos ensaios laboratoriais tratou-se de instalar, os amortecedores de massa sintonizada na ponte pedonal do Edifício Transparente. Depois de instalados, procedeu-se a realização de ensaios dinâmicos com o objetivo de avaliar a performance dos TMDs depois de instalados. Consideraram-se diferentes casos, fazendo variar a frequência de passada e o tipo de ação induzida (caminhar, correr e jogging). As frequências de excitação estudadas correspondiam à excitação dos três primeiros modos de vibração, com frequências naturais de 1,85Hz, 2,00Hz e 3,00Hz.

Depois de analisados todos os resultados obtidos, observou-se que, apesar do funcionamento em laboratório ter sido ótimo, os resultados na ponte não foram tão interessantes. Os TMDs funcionaram depois de instalados na ponte, mas a atenuação máxima de vibrações obtida foi cerca de 40%, no caso de excitação do segundo modo de vibração de frequência igual a 2,00Hz em jogging.

A classe de conforto mais baixa foi obtida excitando o terceiro modo de vibração, que corresponde à frequência natural de 3,00Hz. Como esperado, o controlo deste modo foi quase nulo, visto que os TMDs não estavam sintonizados para esta frequência. A única mudança de classe de conforto, foi de mínimo para médio, correspondente à excitação do primeiro modo de vibração com uma frequência

de 1,85Hz em jogging. Para os restantes casos, houve atenuação de vibrações por parte dos TMDs, mas a classe de conforto permaneceu igual. O único caso de conforto máximo obtido, foi para a excitação do primeiro modo, por uma pessoa a caminhar, o que nos leva à conclusão que os TMDs apenas atenuam as vibrações da ponte quando o conforto deixa de ser máximo.

Resumindo, a instalação dos TMDs na ponte é benéfica para o seu comportamento estrutural e dinâmico em serviço, melhorando também o conforto do utilizador na utilização da ponte.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Um aspeto interessante, e importante, é avaliar a aceleração de desbloqueio dos TMDs na ponte, para poder avaliar a partir de que valores é que os TMDs efetuam controlo de vibrações da ponte.

A análise das vibrações medidas ao longo do ano, também seria interessante de se fazer. Permitia uma comparação com os dados processados por Pinto em [2], e dava uma noção do nível de vibrações atingidos pela ponte em serviço e o controlo efetuado por parte dos TMDs.

Como estes TMDs têm a capacidade de evoluir para um sistema semi-ativo, era de caráter importante o estudo desse tipo de controlo. O estudo da ponte, permitia assim, um contributo para a comunidade cientifica e para o desenvolvimento desta área em Portugal.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Antão, R.M.M., *Análise das vibrações e proposta de um sistema para o seu controlo na ponte pedonal do Edifício Transparente no Porto*, FEUP, 2013.

[2] Pinto, D.A.B., *Análise das vibrações medidas na ponte pedonal do Edifício Transparente no Porto*, FEUP, 2015.

[3] Clough, R.W. and J. Penzien, *Dynamics of structures*, Second Edition, McGraw Hill, 1993.

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

[5] Rossi, D.F., et al., *A Integral de Duhamel e sua importância no Ensino de Vibrações Estruturais.* COBENGE, 2011.

[6] Alves, R.A.F., *Comportamento dinâmico de pontes sob a acção pedonal*, FEUP, 2008.

[7] *Technical Guide: Footbridges - Assessement of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading* , SÉTRA, 2006.

[8] *Human Induced Vibrations of steel Strucutres (HIVOSS): Vibrações em Pontes Pedonais - Recomendações Técnicas de Projecto. Research Fund for Coal and Steel, European Comission*

2008.

[9] Moutinho, C.M.R., *Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil*, FEUP, 2007.

[10] Bachmann, H. and W. Ammann, *Vibrations in structures: induced by man and machines. (Second edition)*, International Association for Bridge and Structural Engineering, 1987.

[11] Ferreira, F.L.d.S., *Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil*, FEUP, 2007

[12] Moutinho, C.M.R., *Controlo passivo e activo de vibrações em pontes de peões*, FEUP, 1998.

[13] Kelly, S.G., *Fundamentals of mechanical vibrations*, McGraw-Hill 1993, New York.

[14] Magalhães, F.M.R.L.d., *Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos númericos*, FEUP, 2004

[15] Moutinho, C., Cunha, A., Hu, W., Caetano, E. *Analysis of the behaviour of a Tuned Mass Damper installed in a stress-ribbon footbridge*, Eurodyn 2014, Porto

[16] http://maps.google.pt/ acedido a 15 de Junho de 2016