

Universidade de Brasília
Faculdade do Gama / Faculdade de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Integridade de Materiais
da Engenharia
Dissertação de Mestrado

ANÁLISE DINÂMICA E CONTROLE DE VIBRAÇÕES
EM PASSARELA DA OCTOGONAL - BRASÍLIA

Autor : Magno Dourado Batista
Orientadora: Dra. Suzana Moreira Ávila

PUBLICAÇÃO: FGA.DM – N° 069A/2018
Brasília - DF: 2018

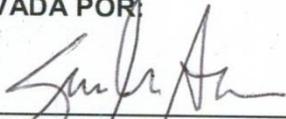
**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DO GAMA / FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INTEGRIDADE DE
MATERIAIS DA ENGENHARIA**

**"ANÁLISE DINÂMICA E CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM PASSARELA DA
OCTOGONAL-BRASÍLIA"**

MAGNO DOURADO BATISTA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM INTEGRIDADE DE MATERIAIS DA ENGENHARIA DA FACULDADE DO GAMA E FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM INTEGRIDADE DE MATERIAIS DA ENGENHARIA.

APROVADA POR:



Prof. Dra. Suzana Moreira Ávila; FGA / UnB
(Orientador)



Prof. Dra. Graciela Nora Doz de Carvalho; FT / UnB
(Membro Externo)



Prof. Dr. Marcus Vinicius Girão de Moraes; FT / UnB
(Membro Interno)

Brasília / DF, 31 de agosto de 2018

FICHA CATALOGRÁFICA

BATISTA, MAGNO DOURADO.

Análise dinâmica e controle de vibrações em passarela da Octogonal – Brasília

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília [Distrito Federal] 2018.

98 p. (FGA/FT/UnB, Mestre, Integridade de Materiais da Engenharia, 2018).

Faculdade do Gama Programa de Pós-Graduação em Integridade de Materiais da Engenharia

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília.

1. Passarelas,
2. Controle estrutural,
3. Amortecedor de massa sintonizado (AMS),
4. Amortecedor Viscofluido (AVF),
5. Vibrações induzidas pelo homem.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BATISTA, M. D. (2018). Análise dinâmica e controle de vibrações em passarela da Octogonal – Brasília, Dissertação de mestrado em Integridade de Materiais da Engenharia, Publicação: FGA.DM – N° 069A/2018, Faculdade do Gama/Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, n°. 98.

CESSÃO DE DIREITOS:

NOME DO AUTOR: Magno Dourado Batista.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO: Análise dinâmica e controle de vibrações em passarela da Octogonal – Brasília

GRAU/ANO: Mestre/ 2018

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.


Magno Dourado Batista

Quadra 112 Conjunto 4 Lote 15

CEP: 72302-404 Samambaia/DF, Brasil

E-mail: magnodouradob@gmail.com

DEDICATÓRIA

*Dedico,
Ao Senhor Jesus Cristo,
Aos meus pais Jovelino e Edileusa.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por dar-me ânimo e coragem nos momentos difíceis, força interior para superar as dificuldades, mostrar o caminho nas horas de incertezas.

Aos meus pais, que por amor e dedicação, investiram em minha educação.

À minha orientadora Suzana Moreira Ávila, por sempre se mostrar disponível e disposta a ajudar. Por me mostrar o caminho da ciência, sendo um exemplo de profissional. Obrigada por todos os ensinamentos, pela paciência e por acreditar em mim.

À Prof^a. Graciela N. Doz e a Prof^a Maura A. M. Shzu pelo suporte, atenção durante este tempo de pesquisa.

À minha família pelo carinho e incentivo.

Aos meus amigos de mestrado, pelos momentos divididos, pelo amparo e pelo apoio que recebi em todo esse período.

Ao Engenheiro Marco Bessa por disponibilizar o projeto da passarela para fazer o estudo.

RESUMO

Autor: Magno Dourado Batista

ANÁLISE DINÂMICA E CONTROLE DE VIBRAÇÕES EM PASSARELA DA OCTOGONAL - BRASÍLIA

Programa de Pós-Graduação em Integridade de Materiais da Engenharia

31/08/2018

Orientadora: Dra. Suzana Moreira Ávila

Com o passar dos anos houve uma evolução com relação às melhorias das propriedades dos materiais de construção, propiciando estruturas cada vez mais esbeltas e leves, um progresso do ponto de vista econômico e estético. Porém, isso resulta na utilização de elementos estruturais com baixa rigidez e sistemas com frequências naturais próximas às frequências de excitação vindas de cargas dinâmicas dos pedestres, que são ocasionadas pelos movimentos de caminhar ou de correr. Essas cargas possuem componentes de frequência menor ou próximas de 5 Hz. Em muitos casos é difícil evitar-se que as frequências mais baixas da passarela se encontrem nesse intervalo, pois isso exige aumento da rigidez da estrutura e respectivamente ter o aumento de massa, o que pode gerar gastos excessivos. A utilização de amortecedores na estrutura é uma alternativa para esses casos. Esse estudo visa avaliar o comportamento dinâmico de uma passarela de pedestre mista (aço-concreto) localizada em Brasília no Setor Octogonal, submetida a excitações dinâmicas com frequências próximas aos de movimentos humanos. Foi desenvolvido um modelo numérico computacional, via método de elementos finitos por meio do software ANSYS R13. O modelo numérico permitiu realizar uma avaliação dinâmica da passarela para verificação do conforto dos pedestres. Foram realizadas simulações no domínio do tempo com diferentes números de pedestres correndo sobre a passarela de forma sincronizada. Típicos de uma estrutura como esta mostrou que a passarela apresenta vibrações excessivas e que os limites de serviço indicados na literatura não são verificados em algumas situações analisadas. Confirmou-se a necessidade de inserir um sistema de controle estrutural na passarela. Então foi projetado dois sistemas de controle, o amortecedor de massa sintonizado que foi pré-dimensionado com os parâmetros de Den Hatog, o amortecedor viscofluido foi dimensionado através da tabela de Taylor. Os resultados obtidos foram considerados satisfatórios relacionados às normas, já que ocorreram reduções nas amplitudes das vibrações da estrutura a níveis aceitáveis referentes com os limites de serviço consultados na literatura.

Palavras-chave: passarelas, controle estrutural, amortecedor de massa sintonizado (AMS), amortecedor viscofluido (AVF), vibrações induzidas pelo homem.

ABSTRACT

Author : Magno Dourado Batista

DYNAMIC ANALYSIS AND CONTROL OF VIBRATIONS IN FOOTBRIDGE OF OCTOGONAL - BRASÍLIA

Programa de Pós-Graduação em Integridade de Materiais da Engenharia

31/08/2018

Supervisor: Dra. Suzana Moreira Ávila

Over the years there has been an evolution in relation to the improvements in the properties of building materials, providing ever slender and lighter structures, progress from an economic and aesthetic point of view. However, this results in the use of structural elements with low stiffness and systems with natural frequencies close to the excitation frequencies coming from dynamic loads of the pedestrians, which are caused by the movements of walking or running. These loads have components of frequency less than or close to 5 Hz. In many cases it is difficult to avoid that the lower frequencies of the footbridge are within this range, since this requires increasing the stiffness of the structure and respectively having the mass increase, the which can generate excessive expenses. The use of buffers in the frame is an alternative to such cases. This study aims to evaluate the dynamic behavior of a mixed footbridge (steel-concrete) located in Brasilia in the Octagonal Sector, subjected to dynamic excitations with frequencies close to those of human movements. A numerical model was developed using the finite element method using the ANSYS 15 software. The numerical model allowed a dynamic evaluation of the footbridge to verify pedestrian comfort. Simulations were carried out in the time domain with different numbers of pedestrians running on the walkway synchronously. Typical of a structure like this one showed that the catwalk presents excessive vibrations and that the limits of service indicated in the literature are not verified in some analyzed situations. It was confirmed the need to insert a structural control system on the footbridge. Then it was designed two control systems, the tuned mass damper that was pre-sized with the parameters of Den Hatog, the viscofluid damper was designed was through the Taylor table. The results obtained were considered satisfactory related to the standards, since there were reductions in the amplitudes of the vibrations of the structure to acceptable levels referring to the limits of service consulted in the literature.

Keywords: vibrations in footbridge, tuned mass damper (TMD), visco-fluid damper (VFD), vibration control, structural control.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Escala modificada de Reither-Meister (1931).....	22
Figura 2.2 – Passarela <i>Millennium</i> . Londres, Inglaterra.....	24
Figura 2.3 – Passarela <i>Sun-Yu</i> , em Seoul – Coreia.....	25
Figura 2.4 – Passarela <i>Pont du Solferino</i>	26
Figura 2.5 – <i>Changi Mezzanine Bridge</i>	27
Figura 2.6 – <i>Toda Park Bridge</i>	28
Figura 2.7 – Pico de aceleração máximo recomendado para o conforto humano ISO 2631/2 (1989).....	33
Figura 2.8 – Curva básica de vibrações de edificações para acelerações verticais ISO 2631/2 (1989).....	36
Figura 2.9 – Sistema de controle ativo– SCA (malha aberta), (BATTISTA, 1993).....	39
Figura 2.10 – Sistema de controle retroativo–SCRA (Malha fechada), (BATTISTA, 1993).....	39
Figura 3.1 - Força vertical, horizontal lateral e horizontal longitudinal (Zivanovic <i>et al</i> , 2005).....	44
Figura 3.2 – Função de carregamento, do caminhar lento até o correr (Zivanovic <i>et al</i> , 2005).....	45
Figura 3.3 - Correlação entre os parâmetros que definem os movimentos de caminhar e correr dada por Wheeler (1982).....	45
Figura 3.4 - Cálculo dos carregamentos dinâmicos (Baltar, 2000).....	48
Figura 3.5 - Estrutura com um AMS conectado (AVILA, 2002).....	49
Figura 3.6 – Amortecedor de massa sintonizado (HENRIQUES <i>et. al.</i> , 2013).....	50
Figura 3.7 – Dois conjuntos de amortecedores viscosos aplicados entre a ponte e o solo (HENRIQUES <i>e.t al.</i> , 2013).....	51
Figura 3.8 – Definição das componentes de um amortecedor viscofluído, modificado Peña, 2017.....	52
Figura 3.9 – Representação do amortecimento viscoso através de um <i>dashpot</i> (AVILA, 2002).....	53
Figura 3.10 - Representação do elemento BEAM188.....	54
Figura 3.11 - Representação do elemento SHELL181.....	54
Figura 3.12 - Representação do elemento MASS21.....	55
Figura 3.13 - Representação do elemento COMBIN14.....	55
Figura 4.1 – Foto da passarela sobre a EPIG (GOOGLE, 2017).....	56
Figura 4.2 – Comprimento dos vãos da passarela.....	57
Figura 4.3 – Rampas de acesso da passarela sobre a EPIG.....	58
Figura 4.4 – Vão horizontal da passarela na Octogonal.....	58
Figura 4.5 – Seção Transversal da Passarela sobre a EPIG, modificado Gomes, 2006.....	59
Figura 4.6 – Discretização de um dos vãos horizontais da passarela sobre a EPIG.....	60

Figura 4.7 – Numeração das barras do sistema.....	61
Figura 4.8. – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção vertical.....	63
Figura 4.9 – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção horizontal.....	64
Figura 4.10 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 1 pedestre.....	65
Figura 4.11– Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 1 pedestre.....	66
Figura 4.12– Evolução no tempo do deslocamento vertical no nó 29 – 1 pedestre.....	66
Figura 4.13 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 10 pedestres.....	67
Figura 4.14 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 10 pedestres.....	68
Figura 4.15 – Evolução do deslocamento horizontal no nó 5 – 20 pedestres.....	69
Figura 4.16 – Evolução do deslocamento horizontal no nó 17 – 20 pedestres.....	69
Figura 4.17 – Resposta da aceleração na horizontal no nó 1116 – 20 pedestres.....	70
Figura 4.18 – Representação do posicionamento do AVF.....	72
Figura 4.19 – Representação do posicionamento do AMS.....	72
Figura 4.20 – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção vertical.....	73
Figura 4.21 – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção vertical horizontal.....	73
Figura 4.22 – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção vertical.....	74
Figura 4.23 – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção horizontal.....	74
Figura 4.24 – Resposta em frequência da comparação do deslocamento do nó 1116 com AMS e AVF na direção vertical.....	75
Figura 4.25 – Resposta em frequência da comparação do deslocamento do nó 1116 com AMS e AVF na direção horizontal.....	75
Figura 4.26 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 1 pessoa.....	76
Figura 4.27 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 1 pessoa.....	76
Figura 4.28 – Evolução no tempo do deslocamento vertical no nó 29 – 1 pessoa.....	77
Figura 4.29 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 10 pessoas....	78
Figura 4.30 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 10 pessoas..	78
Figura 4.31 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 20 pessoas....	79
Figura 4.32 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 20 pessoas..	79
Figura 4.33 – Comparação da evolução no tempo respostas da aceleração na horizontal no nó 1116 – 20 pessoas.....	80

Figura 4.34 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 1 pessoa.....	81
Figura 4.35 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 1 pessoa.....	81
Figura 4.36 – Evolução no tempo do deslocamento vertical no nó 29 – 1 pessoa.....	82
Figura 4.37 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 10 pessoas....	83
Figura 4.38 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 10 pessoas..	83
Figura 4.39 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 20 pessoas....	84
Figura 4.40 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 20 pessoas....	84
Figura 4.41 – Comparação da evolução no tempo respostas da aceleração na horizontal no nó 1116 – 20 pessoas.....	85
Figura 4.42 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 5 – 1 pessoa.....	86
Figura 4.43 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 17 – 1 pessoa.....	86
Figura 4.44 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 29 – 1 pessoa.....	87
Figura 4.45 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 5 – 10 pessoas.....	87
Figura 4.46 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 17 – 10 pessoas.....	88
Figura 4.47 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 5 – 20 pessoas.....	88
Figura 4.48 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 17 – 20 pessoas.....	89
Figura 4.49 – Comparação da resposta da aceleração AMS x AVF no nó 17 – 20 pessoas.....	89

LISTA DE GRÁFICOS

Tabela 2.1 - Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas.....	30
Tabela 2.2 – Frequências da excitação, f_p , e coeficientes dinâmicos, α_i , associados às atividades humanas AISC (2003).....	34
Tabela 2.3 – Valores recomendados para os parâmetros P_0 , β e limites para a_p/g AISC (2003).....	35
Tabela 3.1 – Frequências de movimentos humanos dadas por Wheeler (1982).....	46
Tabela 3.2 – Dados de entrada do programa PSM.....	47
Tabela 4.1 – Propriedades dos materiais que compõem a passarela sobre a EPIA.....	59
Tabela 4.2. Frequências naturais da passarela.....	62
Tabela 4.3. Três primeiras formas modais da passarela.....	62
Tabela 4.4 – Deslocamentos máx. com 1 pedestre – tempo 8,33 s.....	67
Tabela 4.5 – Deslocamentos máx. com 10 pedestres – tempo 14,50 s.....	68
Tabela 4.6 – Deslocamentos máx. e <i>rms</i> com 20 pedestres – tempo 20 s.....	70
Tabela 4.7 – Critérios de serviço citados por Blanco <i>et al</i> (2005).	71
Tabela 4.8 – Deslocamentos máx. com 1 pedestre – tempo 8,33 s.	77
Tabela 4.9 – Deslocamentos máx. com 10 pedestres – tempo 14,50 s.	78
Tabela 4.10 – Deslocamentos máx. e <i>rms</i> com 20 pedestres – tempo 20 s.....	80
Tabela 4.11 – Deslocamentos máx. com 1 pedestre – tempo 8,33 s.....	82
Tabela 4.12 – Deslocamentos máx. com 10 pedestres – tempo 14,50 s.....	84
Tabela 4.13 – Deslocamentos máx. e <i>rms</i> com 20 pedestres – tempo 20 s.....	85
Tabela 4.14 – Valores para comparações de AMS x AVF.....	90

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

AMS – Amortecedor de Massa Sintonizado.

AVS – Amortecedor Vicosfluído.

MEF – Método dos Elementos Finitos.

EPIG – Estrada Parque Indústrias Gráficas.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

NBR – Norma brasileira.

UnB – Universidade de Brasília.

PSM – Simulador de pessoas em movimento.

$u(t)$ – Vetor de deslocamentos nodais do sistema.

$\dot{u}(t)$ – Vetor de velocidades nodais do sistema.

$\ddot{u}(t)$ – Vetor de acelerações nodais do sistema.

v_0 – Amplitude do deslocamento.

w – Frequência circular do movimento.

θ – Ângulo de fase.

w^2 – Autovalor.

v_0 – Autovetor.

(α_i) – Fatores de carregamento dinâmico.

$P(t)$ – Vetor de forças externas aplicadas.

$\alpha^{ótimo}$ – Razão entre frequências.

$\xi^{ótimo}$ – Razão ótima de amortecimento.

P_a – Força de amortecimento.

c – Constante de proporcionalidade.

m – Massa do AMS.

M – Massa do sistema principal.

μ – Razão entre a massa do AMS e a massa do sistema principal.

M – Matriz de massa.

C – Matriz de amortecimento.

K – Matriz de rigidez.

a_p/g – Razão entre a aceleração de pico e aceleração da gravidade.

α_i – Coeficiente de Fourier associado ao i -ésimo harmônico de atividade.

w_p – Carga efetiva por unidade de área das pessoas distribuídas sobre o piso.

w_t – Carga total por unidade de área do piso, incluindo os ocupantes.

ξ – Taxa de amortecimento modal.

P – Peso de pessoa.

i – Múltiplo harmônico da frequência do passo.

f_p – Frequência do passo da atividade em (Hz).

a_0/g – Aceleração limite proposta por norma, ISO 2631/2 (1989).

f_n – Frequência natural do piso.

β – Coeficiente de amortecimento modal.

$a_{m\acute{a}x}$ – Aceleração máxima (m/s^2).

w_{AMS} – frequência do AMS.

k_{AMS} – Rigidez do AMS.

c_{AMS} – constante de amortecimento do AMS.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	16
1.2 JUSTIFICATIVA.....	18
1.3 OBJETIVOS.....	18
1.3.1 Objetivo Geral	18
1.3.2 Objetivos específicos	18
1.4 METODOLOGIA.....	19
1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	19
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1 EXEMPLOS DE ESTRUTURAS QUE APRESENTARAM VIBRAÇÕES EXCESSIVAS COM A INTERAÇÃO HOMEM ESTRUTURA.....	23
2.1.1 Millenium Bridge	23
2.1.2 Sun-Yu	24
2.1.3 Pont du Solferino	25
2.1.4 Changi Mezzanine Bridge	27
2.1.5 Toda Park Bridge (T- Bridge)	27
2.2 NORMAS E CRITÉRIOS DE PROJETO.....	29
2.2.1 Norma brasileira NBR 6118:2007	29
2.2.2 Norma brasileira NBR 8800/2008	31
2.2.3 Guia Prático - Floor vibration due to human activity - AISC (2003)	32
2.2.4 ISO 2631/1 - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations)	35
2.2.5 ISO 2631/2 - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations)	36
2.2.6 Norma americana AASHTO/1997	37
2.2.7 Norma CEB/1991	37
2.2.7 Norma canadense ONT 83	37
2.3 CONTROLE ESTRUTURAL.....	37
2.3.1 Controle passivo	38
2.3.2 Controle ativo	39
2.3.3 Controle semi-ativo	40

2.3.4 Controle híbrido.....	40
3 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA.....	42
3.1 SISTEMA ESTRUTURAL COM VÁRIOS GRAUS DE LIBERDADE.....	42
3.2 MOVIMENTOS INDUZIDOS POR PESSOAS (CAMINHAR E CORRER).....	43
3.3 PROGRAMA PSM – SIMULADOR DE PESSOAS EM MOVIMENTO.....	46
3.4 AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO (AMS).....	48
3.4.1 Parâmetros para o pré-dimensionamento do AMS.....	50
3.5 AMORTECEDOR VISCOFLUIDO (AVF).....	51
3.5.1 Componentes do amortecedor viscofluido.....	52
3.6 FERRAMENTA COMPUTACIONAL: PROGRAMA ANSYS.....	53
4 ANALISE DOS RESULTADOS.....	56
4.1 ESTRUTURA ANALISADA	56
4.2 MODELO EM ELEMENTOS FINITOS.....	59
4.3 ANÁLISE MODAL	61
4.4 VIBRAÇÕES FORÇADAS – DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA.....	62
4.5 ANALISE TRANSIENTE – VIBRAÇÕES FORÇADAS.....	64
4.6 – RESPOSTA DINÂMICA DA PASSARELA COM CONTROLE (AMS E AVF).	71
4.6.1 Respostas no domínio da frequência com controle.....	72
4.6.2 Respostas no domínio do tempo com controle.....	75
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	91
5.1 CONCLUSÕES.....	91
5.2 SUGESTÕES.....	92
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	93

1 INTRODUÇÃO

Passarelas de pedestres vêm sendo construídas a partir de projetos de sistemas estruturais cada vez mais modernos com utilização de novos materiais e tecnologias. Estas estruturas costumam ser bastante esbeltas. Uma consequência desse fato é um aumento considerável dos problemas referentes a vibrações excessivas quando submetida a carregamentos de pessoas em movimento. Segundo Dallard *et al.*, (2001) existem alguns casos de falhas em passarelas que foram registrados e problemas de vibrações excessivas nessas estruturas vêm sendo observados há anos, como aconteceu na Millenium Bridge, em Londres e a Pont du Solférino, em Paris, ambas interditadas logo após as inaugurações, em 2000 e 1999, por apresentarem vibrações excessivas quando submetidas a carregamentos de pedestres fazendo a travessia.

Além dessas passarelas, a T-Bridge (NAKAMURA *et al.*, 2008) no Japão, a Changi Mezzanine Bridge (BROWNJONH *et al.*, 2004) em Singapura no ano de 2004 também apresentaram problemas de vibrações excessivas, entre outras passarelas. Com esses acontecimentos os pesquisadores motivaram-se ainda mais para investigar sobre o comportamento dinâmico das passarelas.

Devido a uma tendência relacionada às estruturas leves e esbeltas, muitas passarelas modernas são propensas a vibrações excessivas. As passarelas que vibram em excesso podem causar desconforto na travessia dos pedestres. Portanto, nas últimas décadas as vibrações induzidas por pedestres nas passarelas tornaram-se um assunto de grande interesse aos pesquisadores (ZALL *et al.*, 2017).

Durante a travessia, os pedestres aplicam forças nas estruturas ao caminhar que podem ser nas direções vertical, horizontal ou transversal. Todas dependem de parâmetros associados à frequência, comprimento de passo e da velocidade da caminhada. (ZÚÑIGA, 2011).

No acontecimento de vibrações excessivas em passarelas de pedestres, foram realizadas pesquisas em todo o mundo com o objetivo de caracterizar com precisão as ações induzidas pelos pedestres nas passarelas e definir critérios de serviço de acordo com aspectos específicos, como: a função e o uso esperado da estrutura (CAETANO *et al.*, 2017).

Para reduzir vibrações excessivas nas estruturas são utilizados amortecedores caracterizados como sistema de controle estrutural, eles controlam as vibrações recebendo também a energia, ou seja, parte da energia crítica é transferida para o amortecedor. Em meio aos sistemas de controle existentes, pode-se mencionar o amortecedor de massa sintonizado

(AMS) e o amortecedor viscofluido (AVF) que são dispositivos de controle passivo de vibrações. (SOONG e DARGUSH, 1997).

O AMS pode ser usado para o controle de vibração das passarelas sob o carregamento dos pedestres (GOMES, 2006). Devem-se realizar vários estudos até chegar ao seu projeto ótimo, bem como o melhor comportamento da estrutura. Além disso, os elementos de amortecimento podem depender da temperatura, ou seja, com a mudança brusca da temperatura do ambiente influenciará no amortecimento, assim afetando a frequência do AMS (SAIGE; NGELHARDT e KATZ, 2017).

Dallard *et. al.* (2001) fizeram estudos e pesquisas em relação á Passarela Millennium, localizada na cidade de Londres, Inglaterra. Os fatos ocorridos no dia da inauguração da passarela, 10 de junho de 2000, quando cerca de 80 a 100 mil pessoas se reuniram para atravessar a passarela, que contou com até duas mil pessoas presentes transitando sobre a mesma em um dado momento, resultando em uma densidade máxima em torno de 1,3 a 1,5 pessoas/m². Uma das principais observações feitas no dia da sua inauguração foi que a passarela apresentava um comportamento de instabilidade. Verificou-se que as fortes vibrações da passarela foram causadas pelas forças laterais exercidas por uma multidão de pedestres e reduzia substancialmente as oscilações quando o número de pedestres sobre a estrutura se reduzia ou até mesmo quando os mesmos paravam de andar. Em relação aos movimentos laterais foi desenvolvido um sistema de controle passivo para a estrutura com o uso de amortecedores viscofluidos e amortecedores de massa sintonizados. Apresentam-se resultados de testes realizados com uma pequena quantidade de amortecedores, indicando que o sistema de controle passivo proposto funcionava conforme o previsto analiticamente.

Segundo Živanović (2005) desde junho de 2000 quando a Millennium Bridge, foi interditada devido ao surgimento de grandes acelerações laterais, mais de 1000 artigos foram publicados relatando diversos problemas de vibrações excessivas em passarelas por todo mundo.

Outras passarelas já haviam apresentado anteriormente problemas de vibrações excessivas na direção horizontal sem que estudos aprofundados fossem elaborados e divulgados à comunidade científica de modo a evitar outros acontecimentos. Em 1975, a Passarela *Auckland Harbour Road Bridge*, na Nova Zelândia, e em 1977, a passarela *Queens Park Bridge, Chester, UK* apresentaram consideráveis deslocamentos horizontais devido à movimentação de multidão (COSTA, 2013).

1.2 JUSTIFICATIVA

As condições estruturais e operacionais de uma passarela são importantes em relação às questões de segurança e econômicas (CASTILLO, 2015).

A utilização de obra de arte especial pode deixar de ser um bom projeto devido às vibrações excessivas que podem ocorrer durante o uso. Na ocorrência de deformações excessivas que podem causar danos na estrutura, provocando consequências, como: desconforto para o usuário, interrupção do uso, custos com reparos e reformas, entre outros.

As construções mais leves das passarelas estão levando a frequências naturais mais baixas e a modos de vibração mais complexos, esse tipo de estrutura vem apresentando sérios problemas de serviço devido à excitação de pedestres, relativos a fenômenos vibratórios de passarelas em todo o mundo (ŽIVANOVIC; PAVIC e REYNOLDS, 2005).

Os problemas de vibrações excessivas podem estar relacionados à integridade estrutural da passarela (levando ao colapso da estrutura em casos extremos) e também ao grau de conforto proporcionado aos usuários (que pode ser insatisfatório).

Os estudos de vibrações nas direções vertical e horizontal em passarelas de pedestres envolve a definição de limites máximos aceitáveis de frequências e acelerações, para que os usuários possam ter conforto em sua travessia sobre essas estruturas.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

A proposta do presente trabalho é estudar o comportamento dinâmico através de simulações computacionais de modelo em elementos finitos (MEF) de uma passarela de pedestres localizada na cidade de Brasília – DF na Octogonal, quando submetida às ações humanas de correr. A partir deste estudo propor um sistema de controle estrutural para redução de vibrações excessivas.

1.3.2 Objetivos específicos

- Obter as propriedades dinâmicas de passarela por meio da análise modal da estrutura, a partir do modelo numérico;

- Realizar a avaliação da resposta do modelo no domínio da frequência e no domínio do tempo e propor um sistema de controle de vibrações para o elemento estrutural utilizando amortecedor de massa sintonizado e amortecedores viscofluido;
- Analisar a eficiência de cada tipo de amortecedor fazendo comparações entre eles.

1.4 METODOLOGIA

O estudo proposto é realizado de forma numérica, é possível fazer a avaliação de seu comportamento dinâmico estrutural através da realização das análises modal, no domínio da frequência e no domínio do tempo via Método dos Elementos Finitos por meio do programa de análise estrutural ANSYS 13.

Essas análises têm como finalidade extrair os principais parâmetros dinâmicos da estrutura, como as frequências naturais e modos de vibrações e suas respostas de aceleração e deslocamentos quando submetido a alguns cenários de carregamentos variantes com a frequência e com o tempo induzidos pelo homem. Com valores de acelerações e deslocamentos encontrados na análise no domínio do tempo, foram feitos comparativos desses valores com os limites estabelecidos nas normas escolhidas para análise, a fim de investigar se a estrutura necessita de um melhoramento estrutural, de modo que apresente níveis inferiores de vibração e um desempenho satisfatório quanto ao conforto e segurança dos usuários.

1.5 ESTRUTURA DO TRABALHO

Capítulo 1 introduz-se o assunto sobre vibrações excessivas em passarelas e a necessidade de estudos nessa área, justificativa e os objetivos da pesquisa;

O Capítulo 2 apresenta revisão bibliográfica sendo os casos mais relevantes de vibrações excessivas em passarelas que ocorreram ao longo dos anos, estado da arte, normas e critérios de projeto e métodos de controle;

O Capítulo 3 trata da formulação matemática juntamente com os conceitos de dinâmica estrutural sistema estrutural de vários graus de liberdade, método dos elementos finitos, ferramenta computacional, amortecedor de massa sintonizado, amortecedor viscofluido, movimentos induzidos por pessoas, programa PSM – simulador de pessoas em movimento que são necessários para fazer uma avaliação dinâmica de controle na passarela.

O Capítulo 4 apresenta os resultados numéricos obtidos a partir das simulações numéricas e as análises correspondentes; e

O Capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Vários pesquisadores têm se dedicado nas últimas décadas ao estudo do comportamento de passarelas de pedestres submetidas a carregamentos induzidos pelos movimentos humanos como correr, andar, entre outros. A seguir são apresentadas algumas pesquisas.

Ao movimentar-se o pedestre produz carregamentos dinâmicos, em frequências baixas. Quando a estrutura é submetida a cargas de multidões pode-se excitar assim a estrutura levando a vibrações excessivas podendo até falhar. Sendo assim vem chamando a atenção de vários pesquisadores que têm se dedicado ao estudo do comportamento de passarelas de pedestres na interação homem estrutura.

Basicamente as passarelas são projetadas com intuito de permitir que os pedestres possam prosseguir em sua rota, transpondo os obstáculos ou modificações no relevo que interfiram durante o caminho. Todavia, para que cumpram o seu objetivo com eficiência as mesmas também precisam proporcionar os seus usuários conforto e segurança.

Porém, apenas as considerações de projeto no âmbito estático não são suficientes em certos tipos de estruturas, já que a estrutura deve suportar outras forças existentes na natureza como ondas, ventos e terremotos ou forças devidas à interação homem estrutura, as quais não são estáticas nem unidirecionais. Estas cargas geram efeitos de inércia que podem trazer amplificações dinâmicas importantes e difíceis de prever (SOONG e DARGUSH, 1997).

Um projeto de passarela deve ser considerado as forças dinâmicas que são produzidas pelos movimentos humanos, e a resposta deve resultar dentro dos limites das normas para não gerar níveis de vibrações que podem vir a incomodar o usuário.

Os problemas originados pela vibração em estruturas normalmente são associados a dois âmbitos diferentes: os que atingem a integridade estrutural e os relacionados com o nível de conforto experimentado pelos usuários.

O primeiro caso está relacionado ao Estado Limite Último de resistência e estabilidade das estruturas, pois quando são aplicadas ações exteriores adversas pode-se provocar danos estruturais e, em casos extremos, levar as estruturas ao colapso. O segundo caso de problemas está relacionado com o Estado Limite de Utilização das estruturas sendo à satisfação de limites impostos para vibrações excessivas uma das principais premissas.

McCormick (1974) desenvolveu um estudo sobre critério de projeto e testes dinâmicos de pisos de escritórios, com intuito de encontrar um critério mais adequado para a aplicação

em um projeto de duas torres novas, construídas em pórticos metálicos, para a sua utilização comercial. Depois de revisar trabalhos disponíveis na literatura e o desenvolvimento de testes com os edifícios propostos, chegou-se à conclusão de que sistemas de pisos em que a taxa de amortecimento excede o valor de 3% devem ser aceitáveis se ao plotar o gráfico de frequência versus deslocamento, desde que esteja encontrado abaixo da faixa “Explicitamente perceptível” (Figura 2.1).

Murray (1975), após o teste e a análise de vários sistemas de pisos com vigas de aço e lajes em concreto, sugeriu que sistemas com taxa de amortecimento crítico situado na faixa de 4% a 10% que estivessem localizados acima da linha média da região “Explicitamente perceptível” na escala modificada de Reither-Meister (1931), iriam gerar desconforto aos ocupantes e sistemas na faixa “Fortemente perceptível” (Figura 2.1) que seriam inadmissíveis.

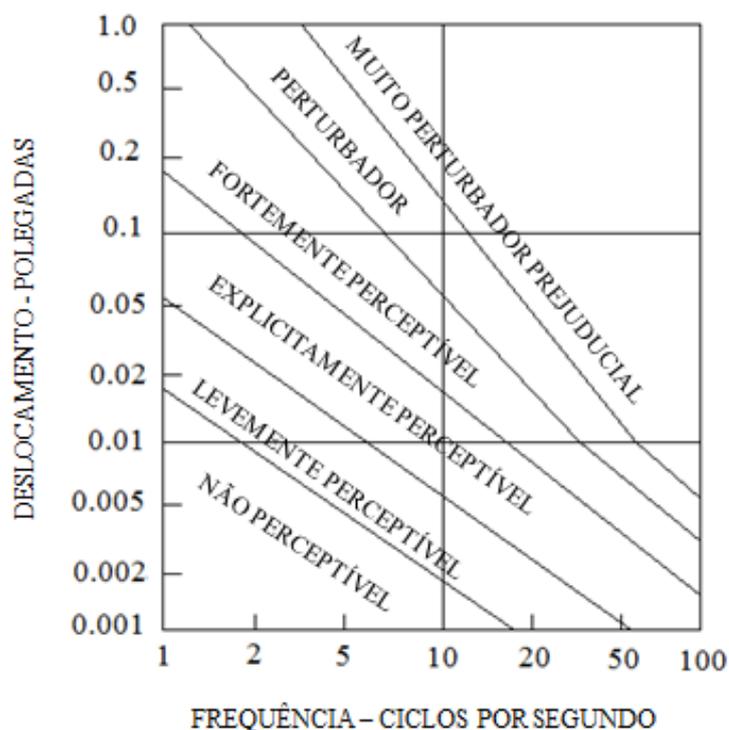


Figura 2.1 – Escala modificada de Reither-Meister (1931).

Emrahimpur e Sack (1989) questionaram que os movimentos das pessoas podiam ser modelados como cargas pontuais variantes em função do tempo, e que as respostas dinâmicas da estrutura podiam ser adquiridas quando simuladas aleatoriamente essas cargas no tempo e no espaço. Entretanto, esse procedimento segundo os autores, seria oneroso e consumiria um tempo elevado para a realização das simulações dinâmicas. Dessa forma os eles sugeriram que a carga fosse distribuída uniformemente na área ocupada.

2.1 EXEMPLOS DE ESTRUTURAS QUE APRESENTARAM VIBRAÇÕES EXCESSIVAS COM A INTERAÇÃO HOMEM ESTRUTURA

2.1.1 Millenium Bridge

A passarela *Millenium Bridge* em Londres, Inglaterra (Figura 2.2) sobre o Rio Tamisa liga a Catedral de St. Paul e a City Of London School com o conjunto formado pelo Museu de Arte Moderna e o Shakespeare Globe Theater. É a mais longa ponte suspensa para pedestres do mundo, com 320 metros de comprimento, tem estrutura híbrida e inovadora, porém muito flexível (SANTOS, 2009). A *Millennium Bridge* foi projetada para ser uma ponte suspensa, que foi interditada dois dias após sua inauguração devido às vibrações excessivas e instabilidades, que gerou aumento do custo devido aos reparos (TILLY *et al.*, 1984).

Segundo as pesquisas feitas por Newland (2003) a *Millennium Bridge* ficou interditada por dezoito meses. Na sua inauguração, com um grande número de pessoas transitando, o seu movimento lateral fez com que os pedestres parassem de andar e segurassem os corrimãos. Imagens de vídeo registadas mostram deslocamentos laterais de até 75 mm de amplitude ocorrendo com frequências na faixa de aproximadamente 0,8-1 Hz. Segundo Taylor (2002), a passarela *Millennium* teve vibrações laterais em uma faixa de frequência entre 0,5 Hz a 1,1 Hz, tendo acelerações laterais de até 2,45 m/s², dificultando os pedestres fazerem a travessia.

A passarela do *Millennium* apresentou vibrações excessivas quando ocupada por grandes multidões e reduziam-se substancialmente as oscilações quando o número de pedestres transitando sobre a estrutura se reduzia ou até mesmo quando os mesmos paravam de andar. Identificaram-se vibrações de alta amplitude relacionada aos quatro modos de vibração diferentes. Uma frequência de 0,8 Hz no vão sul da estrutura, no vão central com frequências iguais a 0,48 Hz e 0,95 Hz representando os dois primeiros modos laterais e no vão norte uma frequência de aproximadamente 1 Hz (INGÓLFSSON *et al.*, 2012).

Foram realizados testes de multidão nesta passarela, os resultados dos ensaios mostraram que para um número menor de pedestres, a resposta era limitada, mas um pequeno aumento além de um número crítico resultava em amplitudes de resposta que gera vibrações excessivas. Executaram 14 testes de multidão, a maioria dos testes com um aumento do número de pedestres sobre a estrutura. Para solução do problema foi feito uso de

amortecedores passivos com a instalação de 29 pares de amortecedores de massa (AMS) e 37 amortecedores viscosos ação vertical.



Figura 2.2 – Passarela *Millennium*. Londres, Inglaterra

Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=passarela+millenium+bridge&source=lnms&tbn=isch&sa=X&ved=0ahUKEwi6yrT9r-HVAhVBIJAKHa2JAikQ_AUIDCgD&biw=1366&bih=662#imgre=ISn7_CxqofDiTM:> Acesso em: 18 ago 2017.

2.1.2 Sun-Yu

A passarela *Sun-Yu* (Figura 2.3), que liga a extremidade sul de Seoul (Coreia) à ilha de *Sun-Yu*, construída com concreto de alto desempenho reforçado com fibras de aço e possui o vão primário com cerca de 120 m. Em virtude de ser uma estrutura que mostra possibilidade de problemas com vibrações durante a travessia de pedestres em seus 1º, 2º e 3º modos de vibração, foram instalados amortecedores de massa sintonizada (AMS), a fim de evitar vibrações excessivas (COSTA, 2013).



Figura 2.3 – Passarela *Sun-Yu*, em Seoul – Coreia.
Fonte: Costa 2013

2.1.3 Pont du Solferino

Essa passarela, com 106 metros de vão, 140 metros de comprimento, largura variável de 11 a 15 metros, foi construída com 900 toneladas de aço, liga a Gare D'Orsay ao Jardin des Tuileries e tem a peculiaridade de permitir o acesso dos pedestres a partir de dois níveis: no superior, ao ar livre; no inferior, uma escada conduz pelo interior da própria estrutura metálica, até atingir o tabuleiro superior, no centro do arco, onde ambos os níveis se encontram. A estrutura principal da passarela é formada por dois arcos duplos que apresentam dois planos de simetria: longitudinal e transversal. A estrutura secundária é formada pelos dois tabuleiros, superior e inferior (SEGUNDINHO, 2010) (Figura 2.4).



Figura 2.4 – Passarela *Pont du Solferino*.

Fonte: <[Verificou-se que o primeiro modo de vibração da passarela é lateral, apresentou uma frequência natural de 0.81 Hz, respectivamente um coeficiente de amortecimento de 0.38%. Logo após a instalação dos AMS, a frequência natural do primeiro modo diminuiu para 0.71 Hz. Os demais modos de vibração são verticais e de torção. Em ensaios controlados com pessoas em caminhada e os AMS bloqueados para não gerar amortecimento, Danbon \(2005\) menciona que o início da sincronização ocorreu com cerca de 140 pessoas, após a aceleração lateral do tabuleiro exceder \$0.1 \text{ m/s}^2\$, com ensaio de cerca de 230 pessoas em uma só passagem atingiu-se uma aceleração máxima de \$1.0 \text{ m/s}^2\$.](https://www.google.com.br/search?q=solferino+bridge+paris&tbn=isch&imgil=yWWc8Ac-iErb4M%253A%253BUSCx11UfgEE0qM%253Bhttps%25253A%25252F%25252Fchasetaylorinc.wordpress.com%25252F2010%25252F04%25252F30%25252Fthe-west-side-bridges-of-paris%25252F&source=iu&pf=m&fir=yWWc8Ac-iErb4M%253A%252CUSCx11UfgEE0qM%252C_&usg=__pfp9sniN6M49DeW3aacC1MPzdLo%3D&biw=1366&bih=613&ved=0ahUKEwi79JOI7OjVAhUKh5AKHSh2DTkQyjcIMg&ei=WRebWfvjDIqOwgSo7LXIaw#imgc=ugHIjym7mPPCxM:> acesso em: 21/08/2017</p></div><div data-bbox=)

Charles & Bui (2005) realizaram testes na *Solferino* que verificaram as amplitudes, contudo registrou-se movimento sincronizado entre pedestres e estrutura. Os autores apresentaram um procedimento de projeto para evitar a ocorrência do caso, esse procedimento pode ser aplicado também para simples passarelas. Então o problema foi contido com a instalação de 14 amortecedores de massa sintonizados.

2.1.4 Changi Mezzanine Bridge

A Changi Mezzanine Bridge é uma passarela localizada em Singapura, de arco plano de 140 m construída a partir de seções de aço tubulares soldadas dentro de um túnel que liga dois terminais de passageiros no aeroporto de Changi.

Segundo Brownjohn *et al*, (2004), foram realizados testes com grupos de 10 pedestres caminhando circularmente na passarela *Changi Mezzanine Bridge* (Figura 2.5), sendo observadas respostas de 0,8775 Hz no primeiro modo lateral com amplitude máxima de 0,17 m/s², que corresponde a 5,5 mm de deslocamento. De acordo com os autores, a resposta lateral da estrutura foi diretamente proporcional, aumentando à medida que o número de pedestres também aumentava e, durante um período de 3 minutos, no qual o número de pedestres se manteve constante, as respostas continuaram crescendo continuamente até um momento em que os níveis ficaram incômodos e o andar foi interditado.

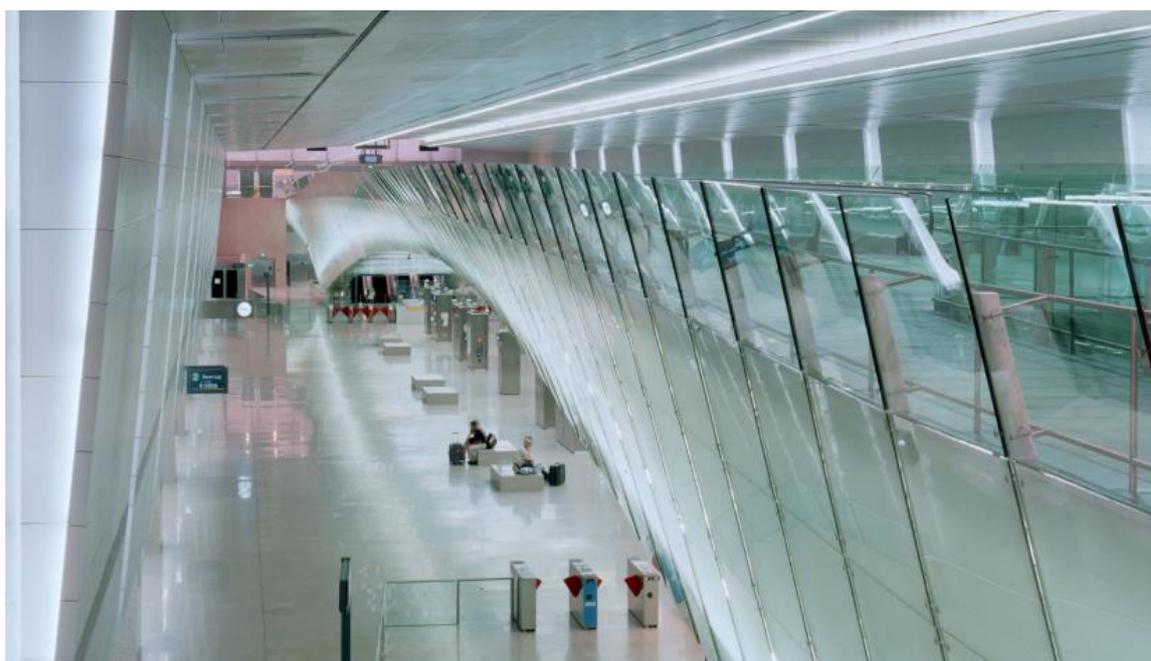


Figura 2.5 – *Changi Mezzanine Bridge*.

Fonte: < https://www.google.com.br/imgres?imgurl=http%3A%2F%2Fwww.som.com%2FFILE%2F14951%2Fchangiintlairport-railterminal_1575x900_timgriffith_04.jpg&imgrefurl=http%3A%2F%2Fwww.som.com%2Fprojects%2Fchangi_international_airport__rail_terminal&docid=Zh-95WSK8VIPKM&tbnid=Br0zDZCXHSa5AM%3A&vet=1&w=1600&h=914&bih=613&biw=1366&ved=0ahUKewi62t2lw-jVAhUJhpAKHbEPAZ4QMwgqKAQwBA&iact=c&ictx=1 > acesso em: 21 agos 2017.

2.1.5 Toda Park Bridge (T- Bridge)

A *T-Bridge* (Figura 2.6), com estrutura estaiada, de vão principal de 134 m e outro de 45 m, suspensos por 11 cabos em cada um dos dois planos de estais, apresentou problemas

logo na sua inauguração. Em 1989 foram observadas vibrações laterais motivadas pelo sincronismo das cargas provocadas pelo caminhar das pessoas, em multidão. Vários artigos técnicos a esse respeito indicam que a viga central vibrou lateralmente com amplitude de 10 mm e uma frequência de 0,9 Hz. Apesar da amplitude não parecer muito grande, alguns pedestres sentiram desconforto e insegurança (NAKAMURA *et al.*, 2004).



Figura 2.6 – *Toda Park Bridge*.

Fonte: <https://www.google.com.br/search?q=Toda+Park+Bridge&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKewiV2NH04ejVAhXJHZA KHZGJADQQ_AUICigB&biw=1366&bih=613#imgrc=hoKZ_UOPbrIzQM:> acesso em: 21/08/2017.

Outras passarelas já haviam apresentado anteriormente problemas de vibrações excessivas na direção horizontal sem que estudos aprofundados fossem elaborados e divulgados à comunidade científica de modo a evitar outros acontecimentos. Em 1975, a Passarela *Auckland Harbour Road Bridge*, na Nova Zelândia, e em 1977, a passarela *Queens Park Bridge, Chester, UK* apresentaram consideráveis deslocamentos horizontais, devido à movimentação de multidão (COSTA, 2013).

Racic *et al.* (2009) investigaram duzentos e cinquenta referências que abordam diferentes parâmetros experimentais e analíticos das forças relativas ao caminhar humano, do mesmo modo que, o seu propósito no projeto de manutenção de vibrações de estruturas de engenharia quando submetidas ao deslocamento de pedestres relacionado a escadas, pisos e

passarelas. A principal finalidade na revisão foi o de fornecer informações de base compacta e indicar as principais falhas no assunto apontando os aspectos para futuras pesquisas.

2.2 NORMAS E CRITÉRIOS DE PROJETO

Neste item apresenta-se um extenso apanhado das classificações de várias normas de projeto com base em Mendes (2014) e Pereira (2017), com intuito de descrever os critérios para verificação da classe de conforto dos usuários em passarelas submetidas ao caminhar humano. Com relação às normas de avaliação dinâmica de uma estrutura o parâmetro dinâmico usado na verificação do conforto dos usuários é a aceleração. Deste modo, na busca para uma simplificação nas análises do comportamento dinâmico de passarelas, alguns pesquisadores, guias e normas de projeto sugeriram métodos para a verificação da aceleração máxima como resposta do elemento estrutural.

As referências existentes na atualidade em algumas normas e em trabalhos de alguns autores, que pesquisaram o assunto tentam estabelecer limites máximos para as acelerações e deslocamentos das estruturas. Entretanto, o mais utilizado é o parâmetro aceleração, particularmente pela praticidade na realização das medições experimentais. Muitos pesquisadores chegaram à conclusão de que as passarelas de pedestres com a existência de uma ou mais frequência naturais abaixo de 5 Hz frequentemente apontam problemas de vibrações excessivas durante o uso (Krenk *et al*, 2005).

A seguir apresentam-se algumas destas normas disponíveis na literatura baseados em Mendes (2014) e Pereira (2017).

2.2.1 Norma brasileira NBR 6118:2007

A NBR 6118:2007 versa sobre os requisitos utilizados para projetos das estruturas de concreto simples, armado e protendido sejam elas edifícios, pontes, viadutos, passarelas, barragens, aeroportos entre outros. Deste modo, a norma deve ser complementada por outras normas que utilizam métodos para estruturas específicas.

Segundo o item 23.2 generalidades da NBR 6118, as cargas de comportamento dinâmico podem provocar estados limites de serviço e estados limites últimos por vibração excessiva ou por fadiga dos materiais.

Segundo o item 23.3 estado limite de vibrações excessivas, determina que para assegurar comportamento satisfatório das estruturas sujeitas a vibrações, deve-se afastar o máximo possível a frequência própria da estrutura (f) da frequência crítica (f_{crit}), que depende da destinação da respectiva edificação, conforme a equação (2.1).

$$f > 1,2 \cdot f_{crítica} \quad (2.1)$$

O comportamento das estruturas sujeitas a ações dinâmicas cíclicas que originam vibrações pode ser modificado por meio de alterações em alguns fatores, por exemplo: ações dinâmicas, variação na frequência natural (pela mudança da rigidez da estrutura ou da massa mobilizada) e aumento das características de amortecimento referido no item 23.3 da NBR 6118.

Quando a ação crítica é originada por uma máquina, a frequência crítica passa a ser a da operação da máquina, de acordo com o referido no item 23.3 da NBR 6118.

Nesse caso, pode não ser suficiente afastar as duas frequências, natural e crítica. Especialmente quando a máquina é ligada, durante o processo de aceleração da mesma, geralmente é necessário aumentar a massa ou o amortecimento da estrutura para absorver parte da energia envolvida referido no item 23.3 da NBR 6118.

Nos casos especiais, em que as recomendações anteriores não puderem ser atendidas, deve ser feita uma análise dinâmica mais detalhada, conforme estabelecido em normas internacionais, enquanto não existir norma brasileira específica, de acordo com o referido no item 23.3 da NBR 6118.

Na falta de valores determinados experimentalmente, adota-se os valores indicados na Tabela 2.1 para a $f_{crítica}$.

Tabela 2.1 - Frequência crítica para alguns casos especiais de estruturas submetidas a vibrações pela ação de pessoas.	
Caso	$f_{crítica}$ (HZ)
Ginásio de esportes	8,0
Salas de dança ou de concerto sem cadeiras fixas	7,0
Escritórios	3,0 – 4,0
Salas de concerto com cadeiras fixas	3,4
Passarelas de pedestres ou ciclistas	1,6 – 4,5

2.2.2 Norma brasileira NBR 8800:2008

A norma NBR 8800 trata do assunto de Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Estabelece os requisitos básicos que devem ser seguidos no projeto à temperatura ambiente de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificações, nas qual os estados limites de serviço no item 11.4.1 estabelecem que:

Sistemas de pisos suscetíveis a vibrações tais como os de grandes áreas que não possuem divisórias ou outros elementos de amortecimento, devem ser dimensionados de forma a se evitar o aparecimento de vibrações transientes inaceitáveis, devidas ao caminhar de pessoas ou a outras fontes, conforme o anexo L (NBR 8800, 2008, p. 100).

Segundo a NBR 8800, seu item L.2, indica que para o problema da vibração de pisos deve ser considerado no projeto de estrutura por meio de análise dinâmica, levando-se em conta pelo menos: as características e a natureza das excitações dinâmicas, como por exemplo, as decorrentes do caminhar das pessoas e de atividades rítmicas; os critérios de aceitação para o conforto humano em função do uso e ocupação das áreas do piso; a frequência natural da estrutura do piso; a razão de amortecimento modal e os pesos efetivos do piso. Os procedimentos para a realização de uma avaliação dinâmica correta da questão encontram-se em seu anexo S.4

Segundo a norma NBR 8800, na avaliação de vibrações em pisos causados pelas atividades humanas normais, estabelecem regras em seus itens L.3.2 e L.3.3. ficando a critério dos projetistas a opção por essa avaliação simplificada, por não poder constituir uma solução adequada para o problema.

Segundo o item L.3.2, a NBR 8800 recomenda que:

Nos pisos em que as pessoas caminham regularmente, como os de residências e escritórios, a menor frequência natural não pode ser inferior a 4 Hz. Essa condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total do piso causado pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço proposto pela norma, não superar 20 mm (NBR 8800, 2008, p. 161).

E no item L.3.3, a NBR 8800 determina que:

Nos pisos em que as pessoas saltam ou dançam de forma rítmica, como os de academias de ginástica, salões de dança, ginásios e estádios de esportes, a menor frequência natural não pode ser inferior a 6 Hz, devendo ser aumentada para 8 Hz caso a atividade seja muito repetitiva, como ginástica aeróbica. Essas condições ficam satisfeitas, respectivamente, se o deslocamento vertical total do piso causado

pelas ações permanentes, excluindo a parcela dependente do tempo, e pelas ações variáveis, calculado considerando-se as vigas como biapoiadas e usando-se as combinações frequentes de serviço proposto pela norma, não superar 9 mm e 5 mm (NBR 8800, 2008, p. 161).

2.2.3 Guia Prático - Floor vibration due to human activity - AISC (2003)

O guia de projeto AISC (2003), direcionado a projetos foi elaborado pelos pesquisadores Murray, Allen e Ungar (1997). Possibilita avaliar a resposta dinâmica estrutural, em forma de aceleração de pico, em relação às características dos componentes estruturais e carregamentos contidos no projeto, também orienta no desenvolvimento de medidas no qual corrige pisos com problemas de vibrações, devido às atividades humanas.

O critério de avaliação da estrutura em relação a atividades rítmicas, calcula-se a relação a_p/g (g é a aceleração da gravidade), dada pela equação (2.2), na ressonância, ou seja, fazendo a frequência do passo (f_p) se igualar à frequência natural da estrutura (f_n).

$$\frac{a_p}{g} = \frac{1,3\alpha_i w_p}{2\xi w_t} \quad (2.2)$$

onde:

a_p/g : razão entre a aceleração de pico e aceleração da gravidade;

α_i : coeficiente de Fourier associado ao i -ésimo harmônico de atividade;

w_p : carga efetiva por unidade de área das pessoas distribuídas sobre o piso;

w_t : carga total por unidade de área do piso, incluindo os ocupantes;

ξ : taxa de amortecimento modal.

Os valores limites podem ser vistos na Figura 2.7, eles são ajustados de acordo com a intenção da ocupação. As curvas mostradas para os vários tipos de ocupação estão em função da curva base de aceleração em *rms* (*root mean square*), Figura 2.7, podendo apresentar variações numa faixa de 0,8 a 1,5 vezes dos valores recomendados de acordo com a duração e a frequência da vibração.

O guia propõe considerar uma componente harmônica dependente do tempo se iguala à frequência natural da estrutura, na tentativa de causar a ressonância, como mostra a equação (2.3):

$$P(t) = P \cdot \alpha_i \cdot \cos(2\pi \cdot i \cdot f_p \cdot t) \quad (2.3)$$

onde:

$P(t)$: Força representativa da atividade humana ao longo do tempo (N);

P : peso de pessoa (N);

α_i : coeficiente de Fourier associado ao i -ésimo harmônico de atividade;

i : múltiplo harmônico da frequência do passo;

f_p : frequência do passo da atividade em (Hz);

t : tempo em (s).

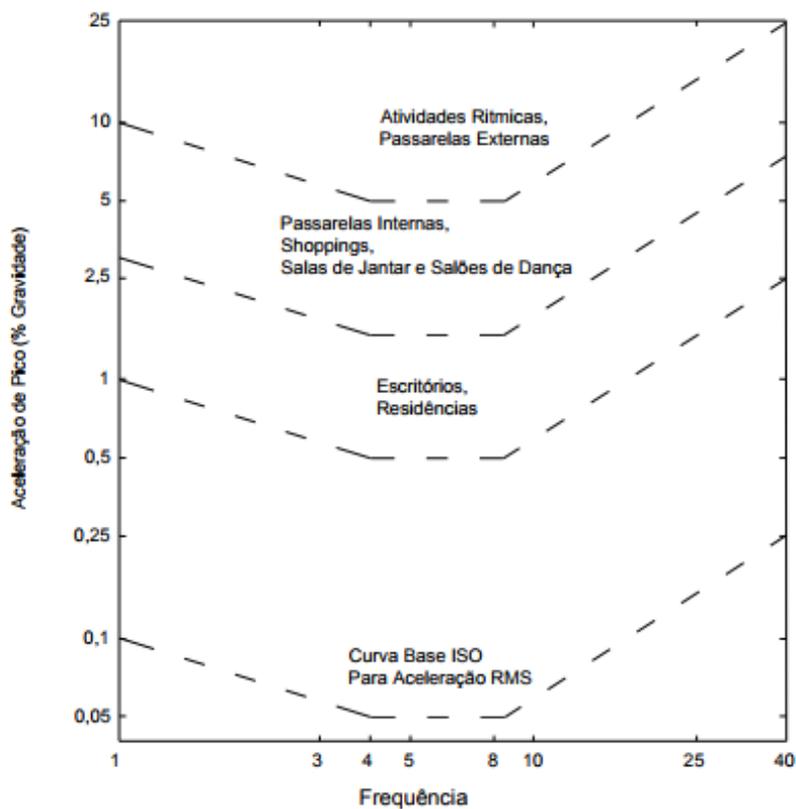


Figura 2.7 – Pico de aceleração máximo recomendado para o conforto humano ISO 2631/2 (1989).

Em certos casos, apenas um elemento harmônico é empregado no caso associado à atividade humana de caminhar, já que a atuação dos demais harmônicos é pequena em comparação com aquele associado à condição de ressonância. Dando continuidade, são apresentados na Tabela 2.2 os valores da frequência do passo da atividade (f_p) e coeficientes dinâmicos (α_i), considerando alguns tipos de atividades físicas.

Tabela 2.2 – Frequências da excitação, f_p , e coeficientes dinâmicos, α_i , associados às atividades humanas AISC (2003).

Harmônico	Caminhada		Aulas de aeróbica		Grupo de dança	
	f_p (Hz)	α_i	f_p (Hz)	α_i	f_p (Hz)	α_i
1	1,6-2,2	0,5	2,2-2,8	1,5	1,8-2,8	0,5
2	3,2-4,4	0,2	4,4-5,6	0,6	3,6-5,6	0,1
3	4,8-6,6	0,1	6,6-8,4	0,1	-	-
4	6,4-8,8	0,05	-	-	-	-

Coeficiente dinâmico $\alpha_i = \text{pico da força senoidal} / \text{peso da pessoa (s)}$

A equação (2.2) pode ser simplificada, considerado que o coeficiente dinâmico para a componente força harmônica i , α_i , seja dado em função da frequência da excitação, f , de acordo com a equação (2.4):

$$\alpha_i = 0,83 \exp(-0,35f) \quad (2.4)$$

Substituindo o coeficiente dinâmico, α_i , da equação. (2.4), na equação (2.2), tem-se que:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0,35f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_0}{g} \quad (2.5)$$

Sendo:

a_p/g : aceleração de pico estimada em unidades de g ;

a_0/g : aceleração limite proposta por norma, ISO 2631/2 (1989);

f_n : frequência natural do piso;

P_0 : força constante.

Com relação à equação (2.5) o numerador expresso por $P_0 \exp(-0,35f_n)$, é equivalente a uma força harmônica efetiva devida ao caminhar humano.

O critério determina que o sistema de piso seja considerado satisfatório se o pico de aceleração, a_p , devido as vibrações com relação à caminhada, em função da aceleração da gravidade, g , determinada através da equação (2.6), não ultrapasse a aceleração limite, a_p/g , para a ocupação apropriada.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0,35f_n)}{\beta W} \quad (2.6)$$

Sendo:

P_0 : força constante representativa da excitação;

f_n : frequência natural do piso;

β : coeficiente de amortecimento modal;

W : peso efetivo do piso.

Os valores recomendados para P_0 , β e a_p/g para várias ocupações, são dados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Valores recomendados para os parâmetros P_0 , β e limites para a_p/g AISC (2003).

Local	Força constante (P_0)	Taxa de amortecimento (β)	Aceleração limite $\frac{a_0}{g} \times 100\%$
Escritórios, residências e igrejas.	0,29 kN	0,02 – 0,05	0,5%
Centros de compras	0,29 kN	0,02	1,5%
Passarelas internas	0,41 kN	0,01	1,5%
Passarelas externas	0,41 kN	0,01	5,0%

Onde:
 * 0,02 para pisos com poucos componentes não estruturais como pode ocorrer em áreas de trabalho e igrejas.
 * 0,03 para pisos com poucos componentes estruturais e móveis, mas com somente pequenas divisórias desmontáveis, típicas de muitas áreas de escritórios modulares.
 * 0,05 para pisos com divisórias de altura total entre os pisos.

2.2.4 ISO 2631/1 - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations)

A ISO 2631/1 (1985) leva-se em consideração que as vibrações afetam o ser humano de várias maneiras, propiciando desconforto, problemas de saúde, diminuição da capacidade de concentração e eficiência ou enjoo, no caso de vibrações de baixíssima frequência. A vibração das estruturas pode alterar o conforto dos usuários em função da frequência, da direção vertical/horizontal que atinge o corpo humano e de seu comportamento ao longo do tempo, se contínua, intermitente ou transitória.

Segundo esta norma, são definidos métodos de medida da vibração de corpo inteiro e indicados os principais fatores que se combinam para determinar o grau de aceitabilidade à exposição da vibração.

O guia mostra informações quanto aos possíveis efeitos da vibração que afeta a saúde e conforto, apresentando alguns níveis no qual o corpo humano pode ser sensível às vibrações: Limite da redução do conforto; queda da eficiência; Limite do tempo de exposição:

2.2.5 ISO 2631/2 - International Standard (Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibrations)

A norma considera que as vibrações causam desconforto às pessoas afetando seu conforto. Sendo assim a mesma define valores numéricos e dá limites de exposição a vibrações transmitidas ao corpo humano, na amplitude de frequência de 1 a 80 Hz.

A norma mostra procedimentos de medição e critérios de aceitabilidade em edificações sujeitas a vibrações que podem tirar a comodidade dos usuários. Ela determina limites para avaliação de vibrações, em função do tipo de vibração e do tipo de ocupação da estrutura. A norma ISO 2631/2 (1989), recomenda limites em termos da aceleração *rms*, como um múltiplo da linha base da curva apresentada na Figura 2.8 abaixo, apresentando um guia para aplicação da ISO 2631-1 (1985) sobre resposta humana em função da frequência com relação à vibração dos prédios.

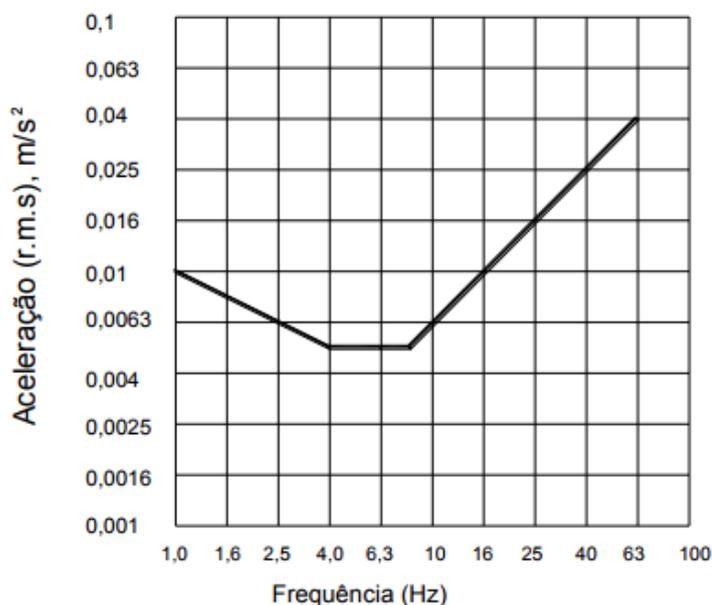


Figura 2.8 – Curva básica de vibrações de edificações para acelerações verticais ISO 2631/2 (1989).

2.2.6 Norma americana AASHTO/1997

É relacionada ao problema de vibrações verticais nas passarelas, por exclusão das faixas de variação de frequências críticas, $f_{crítica}$. A norma sugere que não utilizem projetos de passarelas que apresentem frequência natural inferior a 3 ou 5 Hz, onde para o último limite, quando considerados vibrações originadas pelo segundo harmônico do carregamento dinâmico de excitação.

2.2.7 Norma CEB/1991

Nessa norma sugere-se que seja evitado projetar passarelas com frequências naturais na direção transversal vertical entre 1,6 e 2,4 Hz e também entre 3,5 e 4,5 Hz, pois estes intervalos correspondem às faixas de frequência do primeiro e segundo harmônico da carga dinâmica de excitação dos pedestres.

2.2.8 Norma canadense ONT 83

Foi criada na província de Ontário, no Canadá, a norma ONT 83 que apresenta uma aceleração vertical limite descrita pela equação (2.7) abaixo:

$$a_{máx} = 0,25 \cdot f_n^{0,78} \quad (2.7)$$

onde:

$a_{máx}$: aceleração máxima (m/s^2);

f_n : valor da primeira frequência natural da estrutura (Hz).

2.3 CONTROLE ESTRUTURAL

O controle estrutural está ligado a alterações que ocorrem nas propriedades de rigidez e amortecimento da estrutura, seja pela adição de elementos externos ou por adição de forças externas. Nota-se que o sistema de controle estrutural divide em classes, sendo elas: passivo, ativo, semi-ativo e híbrido.

2.3.1 Controle passivo

Os sistemas de controle passivo não são adaptáveis e não dispõem de fontes de energia externa para operar. Estes sistemas de dissipação de energia abrangem uma ampla escala de materiais e sistemas para incrementar o amortecimento, e podem ser utilizados tanto para minorar os efeitos das forças ambientais quanto para melhorar a estrutura que precisa de reparos ou reformas (HOUSNER *et al.*, 1997).

Soong & Dargush (1997) apresentam vários tipos de amortecedores com relação aos sistemas passivos de dissipação de energia, levando em consideração observações, que são: princípios básicos; resposta dinâmica; modelos experimentais; formulações matemáticas; análise estrutural; considerações práticas de projeto; detalhes de implementação; diferentes tipos de configurações e aplicações estruturais de cada dispositivo passivo.

Segundo Soong e Dargush (1997), os principais sistemas de controle passivo são:

- *Amortecedores metálicos*: Um mecanismo eficaz que aproveita a capacidade de dissipação de energia através da deformação inelástica de componentes metálicos.
- *Isolamento de base*: Este sistema é utilizado exclusivamente no controle de vibrações devido a sismos. Trata-se da instalação de um isolamento nas fundações do elemento estrutural.
- *Amortecedores de fricção*: A energia é minimizada através do atrito entre dois elementos sólidos quando há deslizamento de um sobre o outro.
- *Amortecedores viscoelástico*: É constituído por camadas viscoelásticas ligadas por placas de aço. Os materiais viscoelásticos utilizados na aplicação estrutural são tipicamente copolímeros ou substâncias vítreas que dissipam energia quando submetidos a cargas dinâmicas.
- *Amortecedores viscofluidos*: A dissipação de energia ocorre através da conversão de energia mecânica em calor, enquanto um pistão cilíndrico se move deformando uma substância espessa e altamente viscosa, como silicone ou gel.
- *Amortecedores líquidos sintonizados*: Esses tipos de mecanismo dissipam energia da estrutura através da ação viscosa do líquido que, ao movimentar, gera forças contrárias à ação de forças externas que agem na estrutura principal. Com isso, adicionam amortecimento indireto à estrutura.
- *Amortecedores de massa sintonizados (AMS)*: Nesse dispositivo, parte da energia adicionada à estrutura é transferida para o amortecedor, reduzindo assim a demanda de

dissipação de energia da estrutura principal. O dispositivo pode ser representado por um sistema constituído por uma massa, uma mola e um amortecedor, ligado à estrutura principal.

2.3.2 Controle ativo

Identifica-se por controle ativo aquele que aplica técnicas de redução da resposta estrutural por meio da aplicação de forças adicionais que se alimentam por uma fonte externa de energia, cujo valor é definido a cada instante com base nos efeitos causados pelas ações dinâmicas. Leva-se em consideração, para isso, uma analogia entre a resposta da estrutura e o sinal de entrada medido. Dentre as possíveis formas de operação desse sistema é possível citar a Figura 2.9 contendo os esquemas de malha aberta (Sistema de Controle Ativo – SCA) e a Figura 2.10 contendo, o esquema de malha fechada (Sistema de Controle Retroativo – SCRA) (QUEIROZ, 2014).

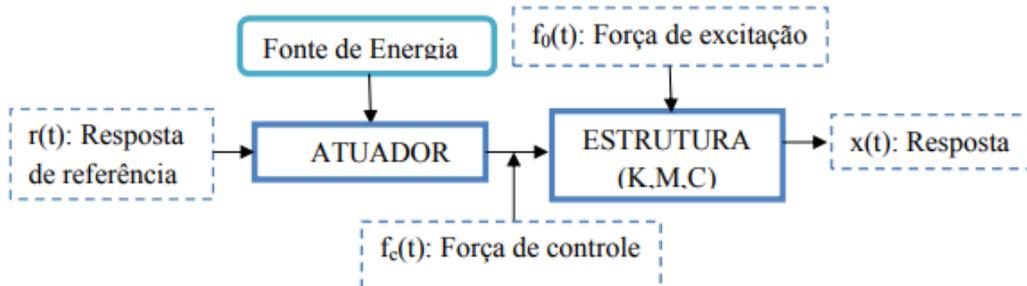


Figura 2.9 – Sistema de controle ativo– SCA (malha aberta), (BATTISTA, 1993).

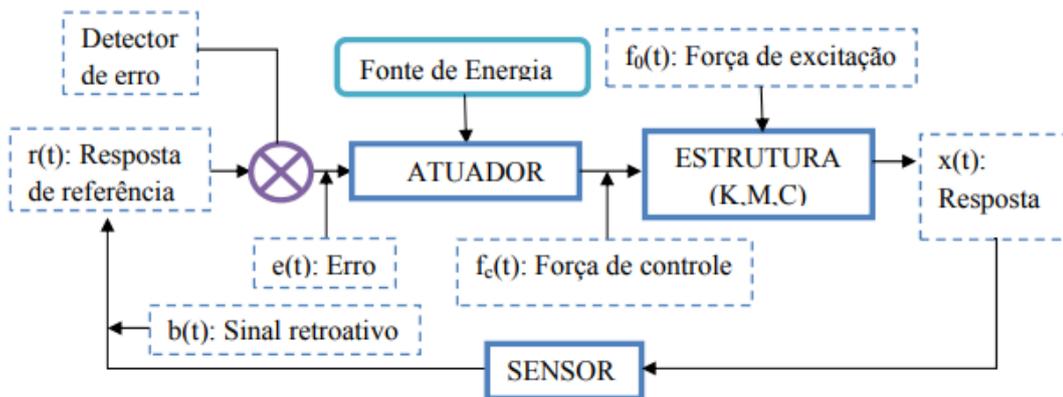


Figura 2.10 – Sistema de controle retroativo–SCRA (Malha fechada), (BATTISTA, 1993).

A técnica de controle ativo, diferentemente da técnica de controle passivo, necessita de uma fonte de energia externa para alimentar o funcionamento do atuador eletrohidráulico, eletromecânico ou eletromagnético, componente do sistema responsável por conferir um aumento de rigidez ou amortecimento na estrutura, por meio da aplicação da força necessária ao controle definido previamente pelo controlador (THENOZHI; YU, 2013).

Porém, as técnicas de controle ativo não são uma boa solução para muitos problemas dinâmicos em estruturas, especialmente em casos de pontes e grandes estruturas. Isto se deve à necessidade de uma tecnologia mais avançada, ou seja, os custos se tornam mais altos para implantação, tendo também uma menor robustez e elevado consumo de energia (PREUMONT, 1997).

2.3.3 Controle semi-ativo

Esse sistema possibilita controlar grandes amplitudes de resposta sem necessidade de grandes quantidades de energia externa. Os dispositivos instalados na estrutura podem variar seus coeficientes de rigidez e amortecimento em tempo real, para reduzir os efeitos da excitação dinâmica da estrutura. Outra vantagem dessa solução é ser mais robusto que os sistemas passivos e, ao mesmo tempo, ser mais confiável que os sistemas ativos (QUEIROZ, 2014).

O controle semi-ativo é definido por não adicionar energia mecânica à estrutura diretamente e ter propriedades que podem variar dinamicamente (SPENCER *et al.*, 1997). Eles podem ser reconhecidos também como dispositivos passivos controláveis porque, apesar de suas propriedades de amortecimento e/ou rigidez serem alteradas, os sistemas semi-ativos agem de forma passiva na estrutura.

2.3.4 Controle híbrido

A técnica de controle híbrido combina medidas do controle passivo e ativo (XUE *et al.* 1997). O controle híbrido trabalha de forma alternativa onde se suprem as principais desvantagens dos controles passivo e ativo isoladamente. A parte ativa entra em ação somente quando a resposta da estrutura excede a capacidade de dissipação de energia da parcela passiva.

O controle híbrido é uma opção tendo em vista as principais desvantagens isoladas dos sistemas passivos e ativos. Uma das principais desvantagens da técnica de controle passivo é a perda da sua capacidade de funcionamento, quando ocorrem situações de excitações fora da faixa de frequência de projeto, enquanto para a técnica de controle ativo é a necessidade de grande quantidade de energia para a geração da força do controle estrutural (AVILA, 2002).

Segundo Soong e Spencer (2002), primeiramente considera-se que parte do sistema de controle híbrido funciona de forma passiva, sendo assim a ação exigida da parcela ativa de controle é menor, reduzindo-se desta forma o consumo de energia. E, na hipótese de falta de energia, a parcela passiva ainda continua em funcionamento disponibilizando proteção, o que não ocorreria em de um sistema especialmente de controle ativo.

3 FORMULAÇÃO MATEMÁTICA

3.1 SISTEMA ESTRUTURAL COM VÁRIOS GRAUS DE LIBERDADE

Considere-se um sistema estrutural com N graus de liberdade, sujeito a uma perturbação dinâmica. As equações de movimento para o sistema principal são dadas por (CLOUGH; PENZIEN, 1993):

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{P}(t) \quad (3.1)$$

onde:

\mathbf{M} , \mathbf{C} e \mathbf{K} : matriz de massa, amortecimento e rigidez do sistema de dimensão $N \times N$. Os vetores $\ddot{\mathbf{u}}$, $\dot{\mathbf{u}}$ e \mathbf{u} , representam, respectivamente, os vetores de acelerações, velocidades e deslocamentos nodais do sistema. $\mathbf{P}(t)$ o vetor de forças externas aplicadas.

As equações de movimento de um sistema em vibração livre e não amortecido, pode ser obtida a partir da Equação (3.1), fazendo a matriz de amortecimento e o vetor de cargas aplicadas nulos:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = 0 \quad (3.2)$$

A solução da Equação (3.2) tem forma:

$$\mathbf{v} = v_0 \text{sen}(wt + \theta) \quad (3.3)$$

onde:

v_0 : amplitude do deslocamento;

w : é a frequência circular do movimento; e

θ : é o ângulo de fase.

Fazendo a substituição da Equação (3.3), e a sua segunda derivada, na Equação (3.2), obtém a expressão:

$$(K - Mw^2)v_0 \text{sen}(wt + \theta) = 0 \quad (3.4)$$

As soluções não-triviais da Equação (3.4) são encontradas fazendo:

$$|K - Mw^2| = 0 \quad (3.5)$$

A Equação (3.5) é conhecida de equação característica do sistema. A Equação 3.4 constitui-se de um problema de autovalores e autovetores, sendo: w^2 : o autovalor; e v_0 : o autovetor.

A Eq. (3.5) representa: uma equação algébrica em w^2 para um sistema de N graus de liberdade, ou seja, as N raízes dessa equação ($w_1^2, w_2^2, w_3^2, w_4^2, \dots, w_N^2$) representam os autovalores dos N modos de vibração do sistema. O modo com menor frequência é chamado de modo fundamental, o próximo maior é chamado segundo modo, e assim por diante.

O vetor composto do conjunto de frequências, disposto em sequência, é chamado vetor de frequência w :

$$w = (w_1, w_2, w_3, \dots, w_N)^T \quad (3.6)$$

3.2 MOVIMENTOS INDUZIDOS POR PESSOAS (CAMINHAR E CORRER)

Quando a pessoa executa o movimento de caminhar produz uma força que varia no tempo e no espaço, que tem componentes nas direções vertical e horizontal (lateral e longitudinal), a Figura 3.1 mostra a evolução de cada uma dessas três forças ao longo do tempo.

Os principais parâmetros que caracterizam os movimentos de caminhar e correr são:

Razão ou frequência de passo (f): Representa o número de passos dados por segundo, ou seja, a frequência de excitação, que é expressa em Hz.

Comprimento de passo (sl): A distância percorrida por um passo. Essa distância é relativa para cada pessoa.

Velocidade de avanço (fs): É a velocidade média de uma pessoa. Está relacionada com a razão de passo e o comprimento de passo. Para uma mesma velocidade de avanço, pessoas diferentes apresentam razões de passo e comprimentos de passo distintos.

Tempo de contato (ct): Tempo em que o pé do pedestre permanece em contato com a superfície.

Coefficiente de impacto (ci): Representa a razão entre a força de pico e o peso estático da pessoa.

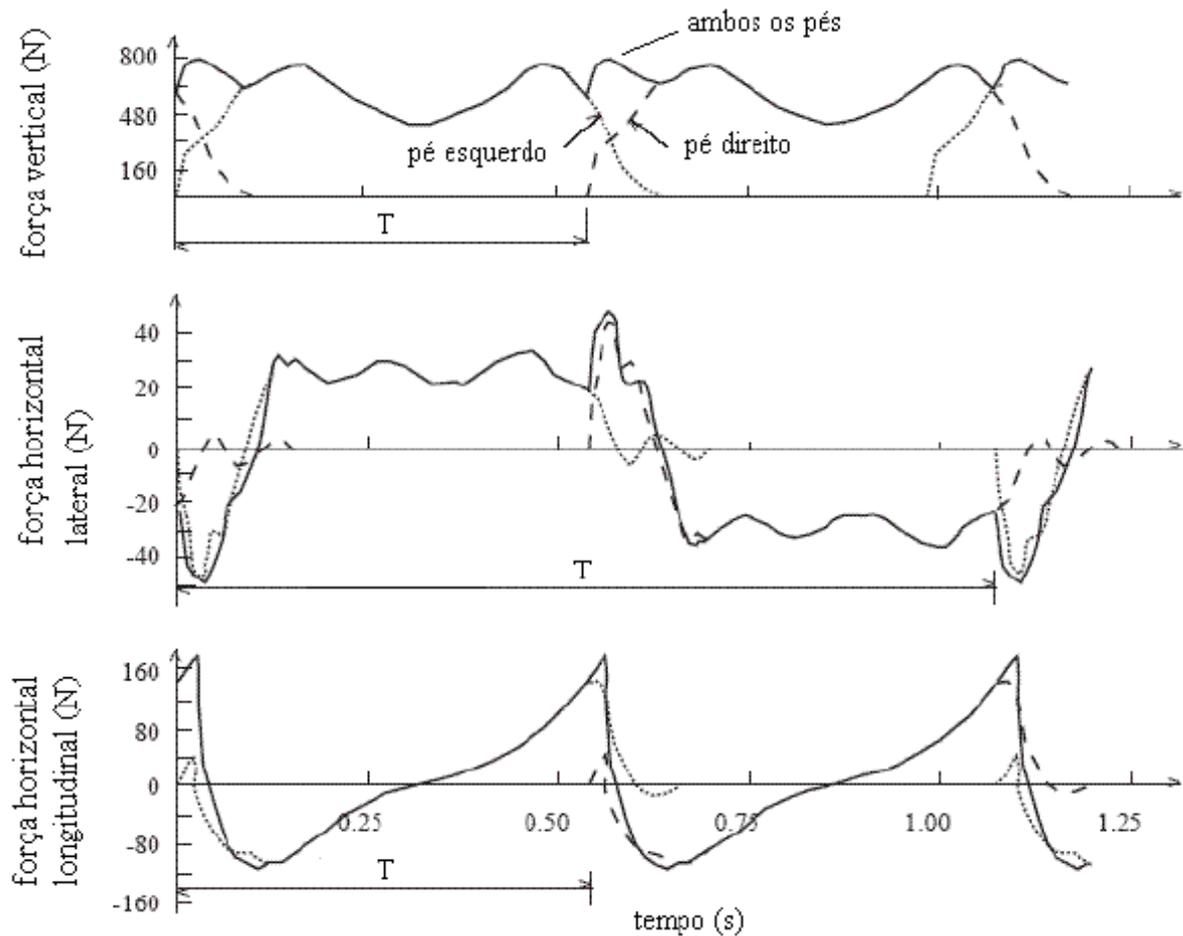


Figura 3.1 - Força vertical, horizontal lateral e horizontal longitudinal (Zivanovic *et al*, 2005).

A Figura 3.2 mostra como a função de carregamento se modifica em função do tipo de movimento do pedestre. Pode-se observar facilmente como os parâmetros descritos acima variam com o tipo de movimento.

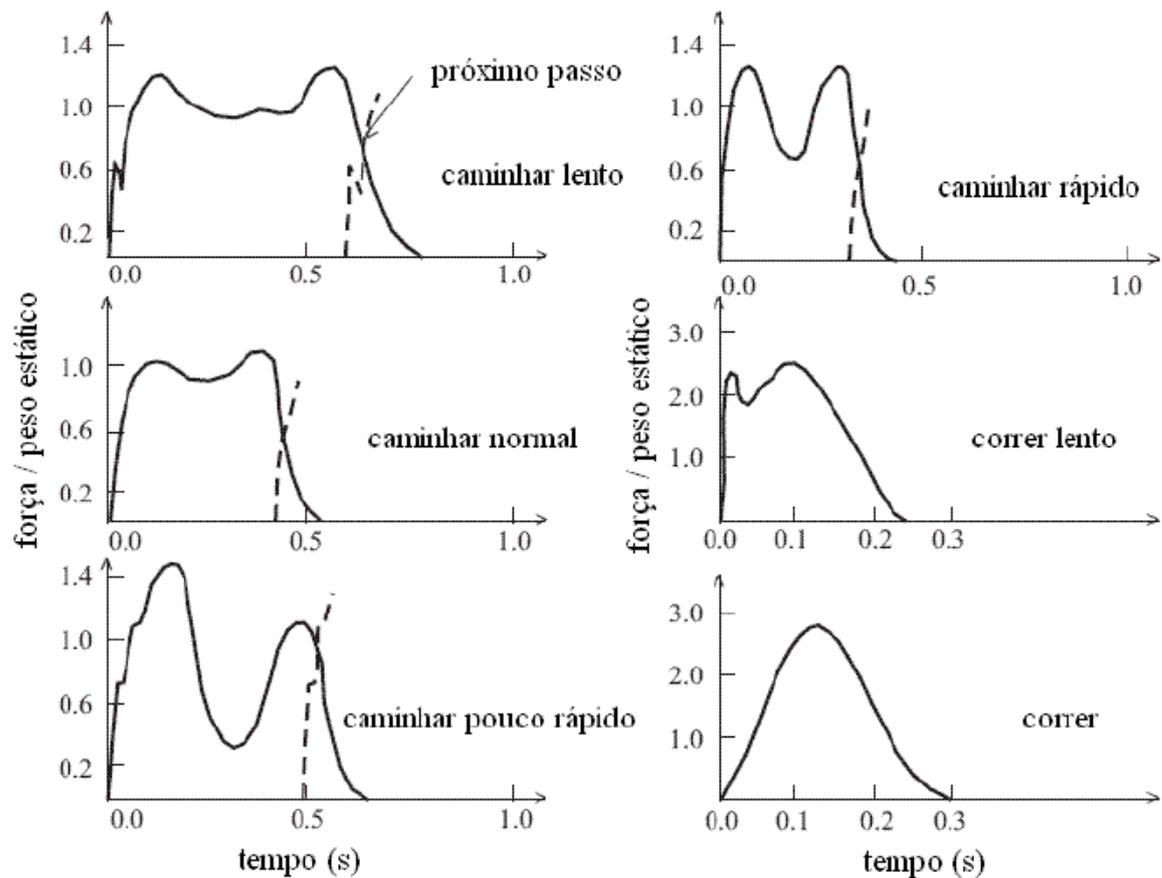


Figura 3.2 – Função de carregamento, do caminhar lento até o correr (Zivanovic *et al*, 2005).

Wheeler (1982) fez apresentação de valores médios para a correlação entre os parâmetros que definem os movimentos humanos de caminhar e correr. Os resultados foram obtidos de testes experimentais são mostrados na Figura 3.3.

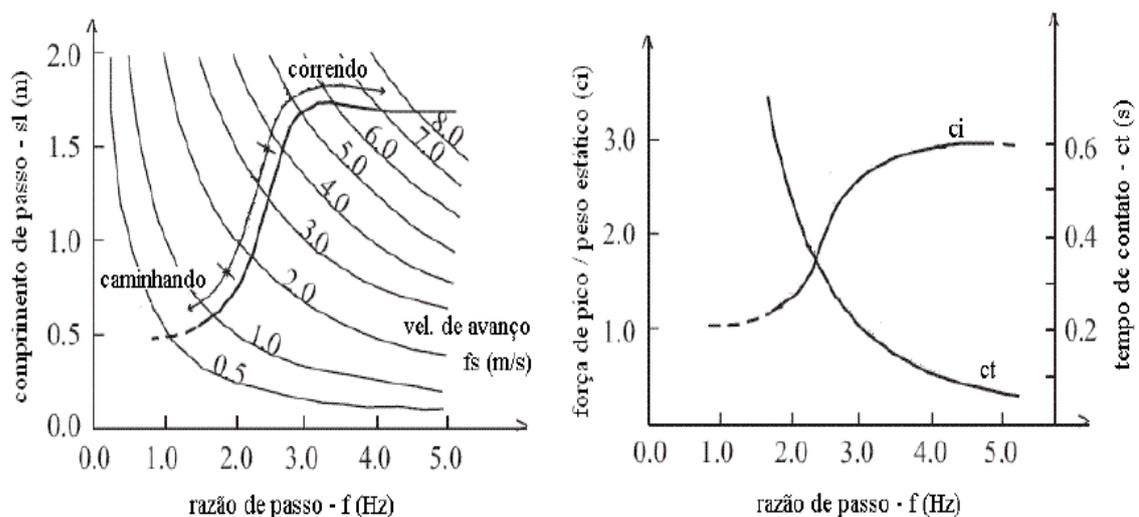


Figura 3.3 - Correlação entre os parâmetros que definem os movimentos de caminhar e correr dada por Wheeler (1982).

Nos gráficos de Wheeler (1982) foi observado que com o aumento da frequência de passo, aumenta-se o comprimento de passo, a velocidade de avanço, a força de pico e o coeficiente de impacto, enquanto diminui-se o tempo de contato com a superfície.

Na Tab. 3.1 são mostrados os resultados de Wheeler (1982) realizados no sentido de caracterizar-se a frequência dos principais tipos de movimentos produzidos por pessoas. Ainda na Tab. 3.1 mostra também os valores de velocidade de avanço (f_s) e comprimento de passo (s_l) relacionados à razão de passo (f). Tabela 3.1 – Frequências de movimentos humanos dadas por Wheeler (1982).

Tabela 3.1 – Frequências de movimentos humanos dadas por Wheeler (1982).

Tipos de Movimento	Razão de passo - f (Hz)	Velocidade de avanço - f_s (m/s)	Comprimento de passo - s_l (m)
Caminhada lenta	~ 1,7	1,1	0,60
Caminhada normal	~ 2,0	1,5	0,75
Caminhada rápida	~ 2,3	2,2	1,00
Corrida lenta	~ 2,5	3,3	1,30
Corrida rápida	> 3,2	5,5	1,75

3.3 PROGRAMA PSM – SIMULADOR DE PESSOAS EM MOVIMENTO

Os carregamentos dinâmicos utilizados na análise da passarela foram obtidos através do programa PSM, desenvolvido inicialmente por Estefani (2000) que calculava os esforços produzidos na direção vertical pela ação humana de caminhar. Gomes (2006) implementou uma rotina que calcula também esforços produzidos na direção vertical pela ação humana de correr sobre a passarela. O programa PSM utiliza a função semi-senoidal de Wheeler (1982)

Eq. (3.7) para realizar o cálculo dos esforços realizados pelos movimentos humanos:

$$F(t) = F \text{sen} \left(\frac{\pi \times t}{ct} \right) \quad (3.7)$$

$F = P_0 \times ci$ (sendo P_0 o peso estático da pessoa e ci o coeficiente de impacto);

ct = tempo de contato entre o pé do pedestre e o piso.

Os parâmetros de entrada do programa são dados na Tabela 3.2. Os valores de comprimento de passo, velocidade de avanço, coeficiente de impacto e tempo de contato são

calculados a partir da frequência de passo estabelecida para a análise, através dos gráficos de Wheeler dados na Figura. 3.3.

Tabela 3.2 – Dados de entrada do programa PSM.

DADOS DE ENTRADA	IDENTIFICAÇÃO
Número de vãos da passarela	N
Número de identificação de cada nó	NN(i)
Comprimento do vão	L (m)
Comprimento de passo	sl (m)
Tempo de contato	Ct
Velocidade de avanço	fs (m/s)
Intervalo de tempo entre medições de força	dt (s)
Peso estático do pedestre	$P_0(N)$
Coefficiente de impacto	ci
Tipo de análise – tp	1 = pessoas no mesmo sentido 2 = pessoas em sentidos opostos
Nº. de identificação de cada nó em sentido oposto	NNV(i)
Nº. de indivíduos que farão o movimento	ni

O programa realiza o cálculo das forças verticais produzidas pelo movimento de uma ou mais pessoas caminhando ou correndo no mesmo sentido ou em sentido contrário sobre a passarela, ou seja, as forças são calculadas conforme sua variação no tempo e no espaço (Fig. 3.4), e são transmitidas para os nós da estrutura de acordo com as Eqs. (3.8) e (3.9) abaixo (GOMES, 2006).

$$F_i(t) = \frac{F(t) \times \delta_i}{L_{i,j}} \quad (3.8)$$

$$F_j(t) = \frac{F(t) \times \delta_i}{L_{i,j}} \quad (3.9)$$

onde:

$F(t)$ = Carga gerada por pedestres em um ponto da estrutura em um dado instante de tempo;

$F_i(t)$ = Parcela da carga $F(t)$ distribuída para o nó i;

$F_j(t)$ = Parcela da carga $F(t)$ distribuída para o nó j ;

δ_i = distância da carga $F(t)$ ao nó i ;

δ_j = distância da carga $F(t)$ ao nó j ;

$L_{i,j}$ = distância entre os nós i e j .

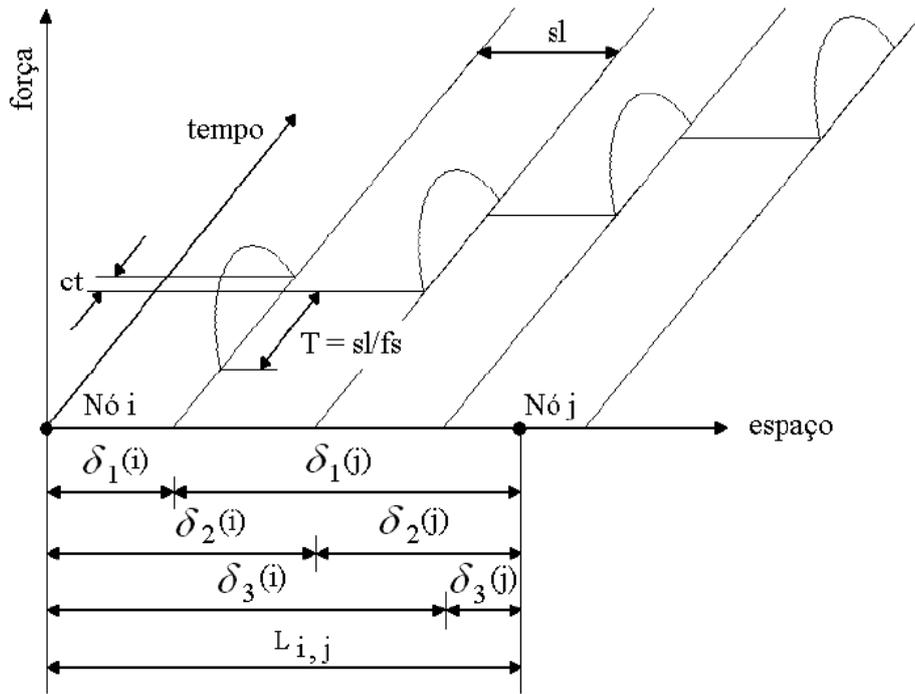


Figura 3.4 - Cálculo dos carregamentos dinâmicos (Baltar, 2000).

3.4 AMORTECEDOR DE MASSA SINTONIZADO (AMS)

Considere a estrutura modelada como um sistema principal de um grau de liberdade, composto por massa-mola-amortecedor sujeito a uma excitação dinâmica $f(t)$ onde instala-se um AMS, como mostra a Figura 3.5.

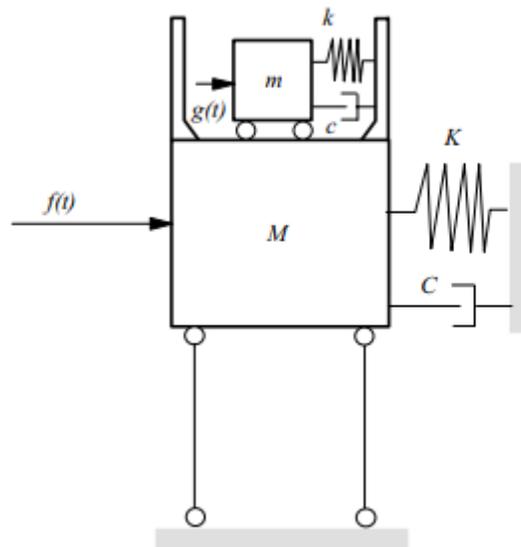


Figura 3.5 - Estrutura com um AMS conectado (AVILA, 2002).

As equações de movimento para o sistema principal com o AMS são dadas por:

$$M\ddot{y}(t) + C\dot{y}(t) + Ky(t) = c\dot{z}(t) + kz(t) + f(t) \quad 3.10$$

$$m\ddot{z}(t) + c\dot{z}(t) + ky(t) = -m\ddot{y}(t) \quad 3.11$$

onde:

M , C e K : massa, amortecimento e rigidez do sistema principal;

$y(t)$: deslocamento do sistema principal com relação à sua base;

$f(t)$: excitação dinâmica atuando no sistema principal;

M , c e k : massa, amortecimento e rigidez do AMS;

$z(t)$: deslocamento relativo entre o AMS e o sistema principal.

O sistema de controle passivo amortecedor de massa sintonizado (AMS) é um equipamento formado por um conjunto massa-mola-amortecedor, ligado a um sistema principal que vibra, tendo o objetivo de reduzir vibrações excessivas. A frequência natural do AMS deve ser sintonizada a um valor próximo ao da frequência fundamental do sistema principal, sendo assim, a vibração do sistema principal faz com que o AMS vibre fora de fase com o sistema principal, e a energia é transferida da massa principal para a massa auxiliar (Figura 3.6).



Figura 3.6 – Amortecedor de massa sintonizado (HENRIQUES *et. al.*, 2013).

Os estudos iniciais de controle estrutural vêm do ano de 1909, na década de 60 o AMS foi utilizado como ferramenta de controle passivo em estruturas civis, sendo instalado em edifícios altos, torres, pontes e passarelas (CARNEIRO, 2009). Este amortecedor controla as vibrações nas estruturas causadas por carregamentos externos como o vento ou terremotos e carregamentos causados por pessoas e de máquinas vibratórias (AVILA, 2002).

3.4.1 Parâmetros para o pré-dimensionamento do AMS.

Este processo geralmente é feito através de estudos paramétricos ou processos de otimização. No presente trabalho, como pré-dimensionamento utilizaram-se os parâmetros de Den Hartog (1956), ainda que não tenham sido estabelecidos para esse tipo de estrutura. Um dos parâmetros obtidos por Den Hartog (1956) é a razão entre frequências ($\alpha^{ótimo}$), dada por:

$$\alpha^{ótimo} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (3.12)$$

onde:

μ : razão entre a massa do AMS (m) e a massa do sistema principal (M).

Den Hartog (1956) também apresentou uma razão ótima de amortecimento ($\xi^{ótimo}$), dada por:

$$\xi^{ótimo} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)}} \quad (3.13)$$

A partir das equações 3.12 e 3.13 é possível definir as propriedades de um AMS com as características dadas por:

$$w_{AMS} = \alpha \cdot w_1 \quad (3.14)$$

$$k_{AMS} = w_{AMS}^2 \cdot m \quad (3.15)$$

$$c_{AMS} = 2 \cdot m \cdot \varepsilon_{\acute{o}timo} \cdot w_{AMS} \quad (3.16)$$

onde:

w_1 : frequência fundamental da estrutura;

w_{AMS} : frequência do AMS;

k_{AMS} : rigidez do AMS;

c_{AMS} : constante de amortecimento do AMS.

3.5 AMORTECEDOR VISCOFLUIDO (AVF)

Os amortecedores viscosos (Figura 3.7) proporcionam força resistente quando submetidos à alta velocidade, distribuindo assim uniformemente as forças longitudinais aos elementos da subestrutura da ponte/passarela (TSOPELAS *et. al.*, 1996).

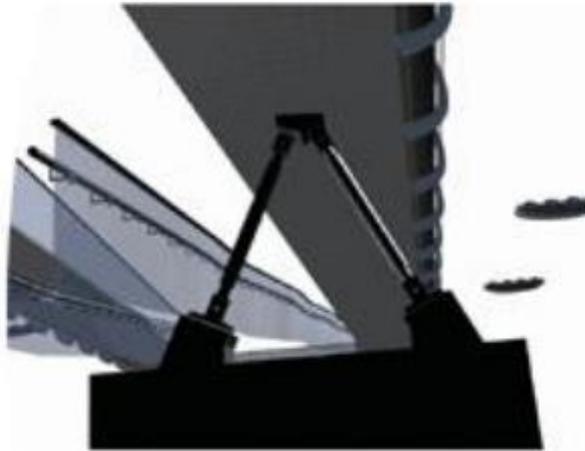


Figura 3.7 – Dois conjuntos de amortecedores viscosos aplicados entre a ponte e o solo (HENRIQUES *et al.*, 2013).

Park (2001) fez um modelo de um amortecedor industrial viscoso que foi projetado para propiciar o controle de vibração em redes de tubulação ou controle sísmico. Em caso de carregamentos estruturais mais bruscos, um pistão é forçado a se mover dentro de uma caixa (caixa de amortecedor) preenchida com um fluido viscoso. Nesse tipo de amortecedor passivo, a energia é dissipada através do movimento do fluido.

Shinozuka *et. al.* (1992) apresentaram resultados analíticos e experimentais em sua pesquisa que confirmam a eficiência de amortecedores fluidos passivos ou semiativos, alcançando resultados próximos aos obtidos por amortecedores do tipo ativos.

3.5.1 Componentes do amortecedor viscofluido

No AVF a dissipação de energia acontece devido à dificuldade do pistão em atravessar o fluido, as definições das componentes do AVF estão mostradas na Figura 3.8. O pistão restringe o fluxo de óleo através de orifícios quando o mesmo se desloca, ocorrendo uma dissipação de energia mecânica sob forma de calor. Para aplicações em modelagens numéricas desconsidera-se massa e rigidez do amortecedor.

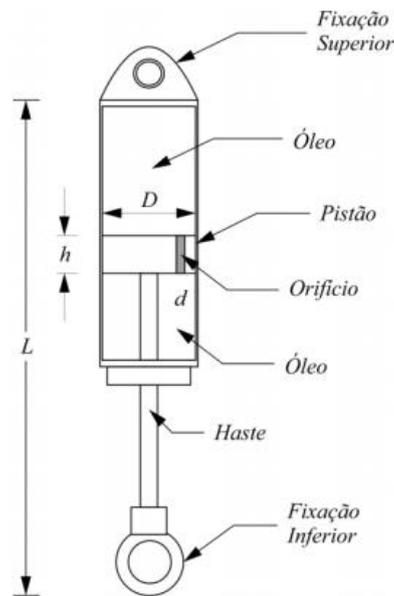


Figura 3.8 – Definição das componentes de um amortecedor viscofluido, modificado Peña, 2017.

Quando o pistão se movimentar dentro do corpo do amortecedor, o fluido viscoso exerce uma força resistiva proporcional à velocidade. A modelagem matemática mais simples da força de amortecimento é dada por:

$$F_d = c \dot{x} \quad (3.17)$$

onde:

F_d : resistência viscosa ou força do amortecedor;

c : coeficiente de amortecimento viscoso do elemento de conexão;

\dot{x} : velocidade relativa.

O amortecimento viscoso é geralmente representado por uma *dashpot* representado na Figura 3.9. A força de amortecimento P_a é proporcional à velocidade relativa de pistão em relação ao cilindro contendo o fluido viscoso. A constante de proporcionalidade c representa: a força de amortecimento resultante de uma velocidade relativa unitária entre o cilindro e o pistão (AVILA, 2002).

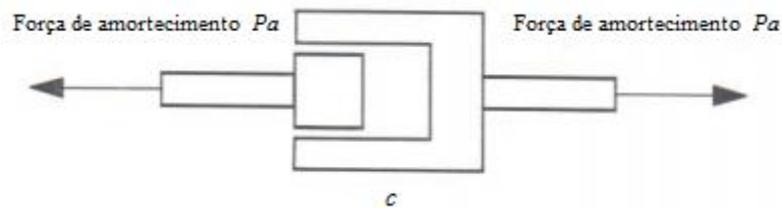


Figura 3.9 – Representação do amortecimento viscoso através de um *dashpot* (AVILA, 2002).

3.6 FERRAMENTA COMPUTACIONAL: PROGRAMA ANSYS

Para obtenção de resultados das análises da passarela em estudo, foi utilizado como ferramenta computacional o programa ANSYS versão 13, que tem por base o método de elementos finitos.

O programa ANSYS versão 13 pode ser dividido em dois níveis básicos a seguir: um que corresponde à entrada e saída de dados do programa; e outro onde se processam os dados, conhecido como rotina de dados, onde se faz a construção do modelo matemático, se aplicam as cargas, obtém-se a solução e avaliam-se os resultados da solução.

O programa ANSYS, possibilita vários tipos de análises, entre elas: análise dinâmica estrutural de vibração livre (análise modal) e de vibração forçada (análise no domínio da frequência e no domínio do tempo) realizadas no presente trabalho.

O elemento BEAM188 é adequado para analisar desde estruturas mais esbeltas até estruturas mais rígidas. Esse elemento é baseado na teoria de vigas de Timoshenko. Efeitos de deformação de cisalhamento estão incluídos. É um elemento de viga linear (2 nós) em 3-D com seis graus de liberdade em cada nó. Os graus de liberdade em cada nó incluem translações nas direções x , y e z e rotações nas direções x , y e z . É capaz de representar esforços de tração, compressão, flexão e torção. As propriedades geométricas são: área, inércia, largura, altura e adição de massa por unidade de comprimento. As propriedades do material a serem consideradas são: módulo de elasticidade e densidade. A Figura 3.10 representa o elemento utilizado.

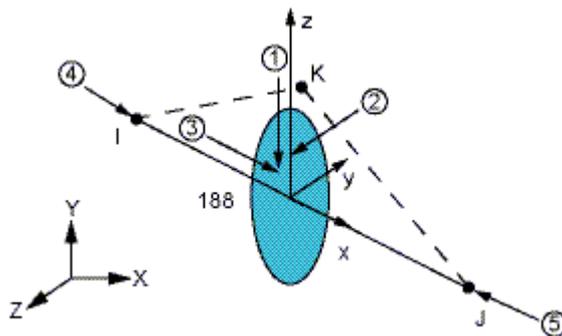


Figura 3.10 - Representação do elemento BEAM188.
 Fonte: ANSYS 13.

O SHELL181 é um elemento composto por quatro nós (I, J, K, L) com seis graus de liberdade em cada nó, cuja espessura deve ser informada. A Figura 3.11 indica representação deste elemento.

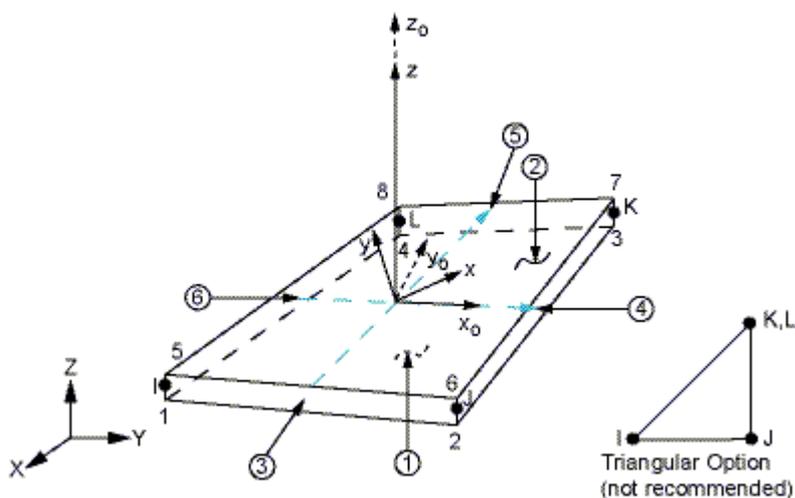


Figura 3.11 - Representação do elemento SHELL181.
 Fonte: ANSYS 13.

O elemento MASS21 reproduz uma massa pontual com seis graus de liberdade, sendo três rotações e três translações (Figura 3.12). É permitido que seja associado, para cada direção, um valor de massa e de inércia rotacional.

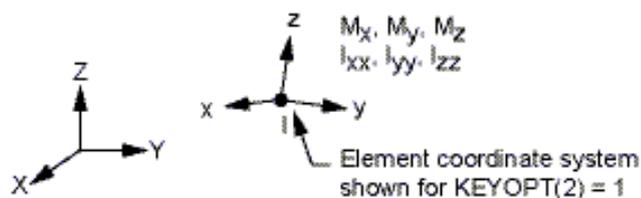


Figura 3.12 - Representação do elemento MASS21.
 Fonte: ANSYS 13.

O elemento COMBIN14 possui grau de liberdade longitudinal ou de torque em aplicações com uma, duas ou três dimensões, é do tipo mola-amortecedor, definido por dois nós, uma rigidez (K) e um coeficiente de amortecimento (CV). O coeficiente de amortecimento é formado por duas parcelas, a saber: CV1, utilizado para solução linear e CV2, utilizado para produzir um efeito de amortecimento não-linear. Neste trabalho a parcela CV2 não foi utilizada. A Figura 3.13 representa o elemento utilizado.

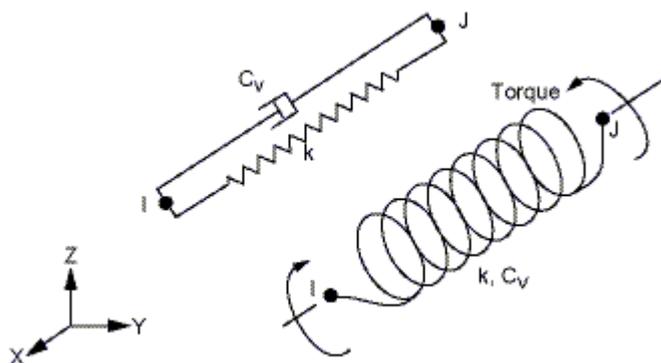


Figura 3.13 - Representação do elemento COMBIN14.
 Fonte: ANSYS 13.

O COMBIN14 foi associado ao elemento MASS21 para permitir a obtenção de elementos do tipo massa-mola-amortecedor que assim simulam os amortecedores de massa sintonizados (AMS). O COMBIN14, quando a rigidez (K) é nula e é adicionado um valor a CV1, o mesmo trabalha simulando os amortecedores viscofluídos.

4 ANALISE DOS RESULTADOS

4.1 ESTRUTURA ANALISADA

A Figura 4.1 mostra uma foto da passarela sobre a Estrada Parque Indústrias Gráficas (EPIG) estudada no presente trabalho. A existência de paradas de ônibus próximas à passarela, faz com que ocorra um grande fluxo de utilização da passarela pelos pedestres.

As três áreas circulares são as lajes cogumelos que interligam os vãos. A passarela é composta por dois vãos na horizontal e quatro vão inclinados.

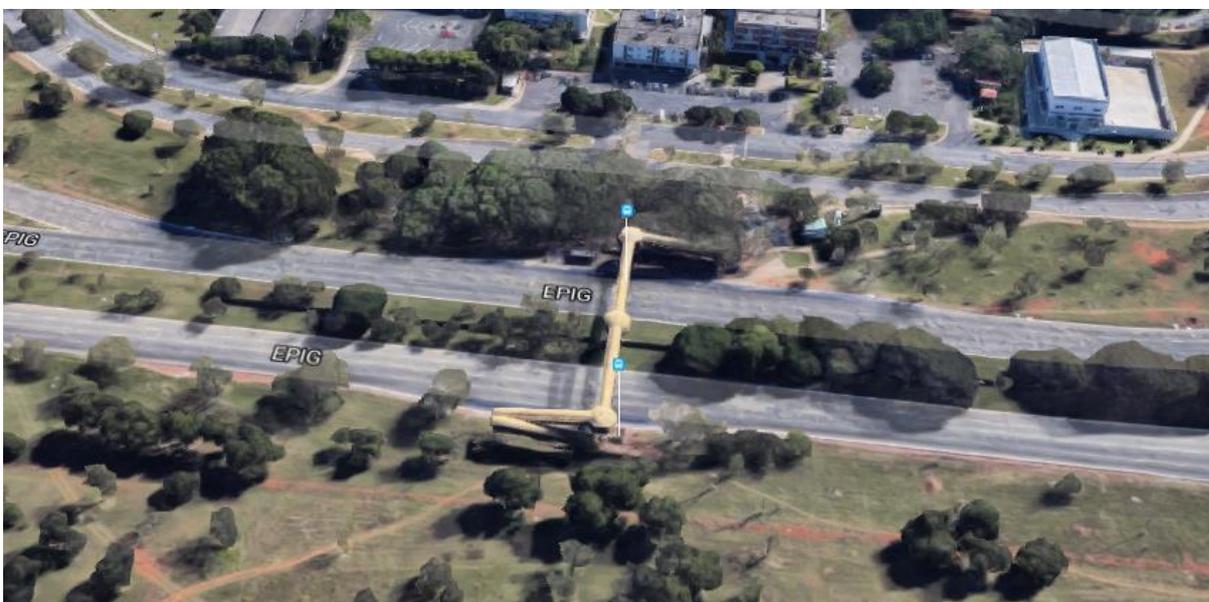
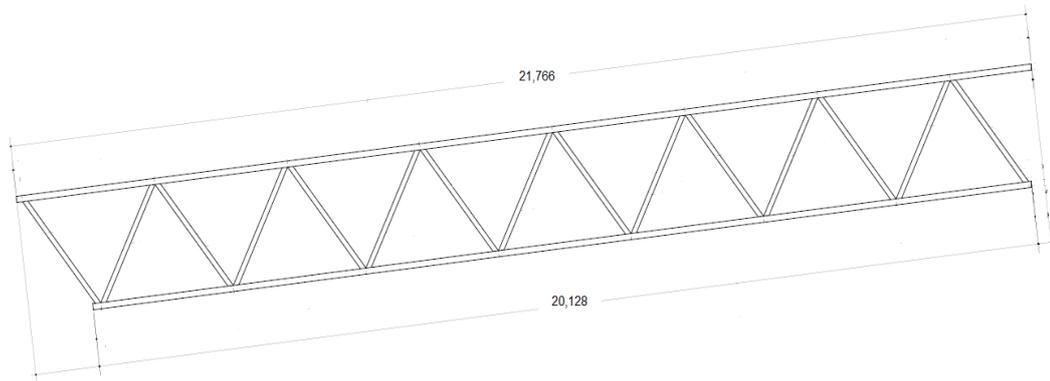
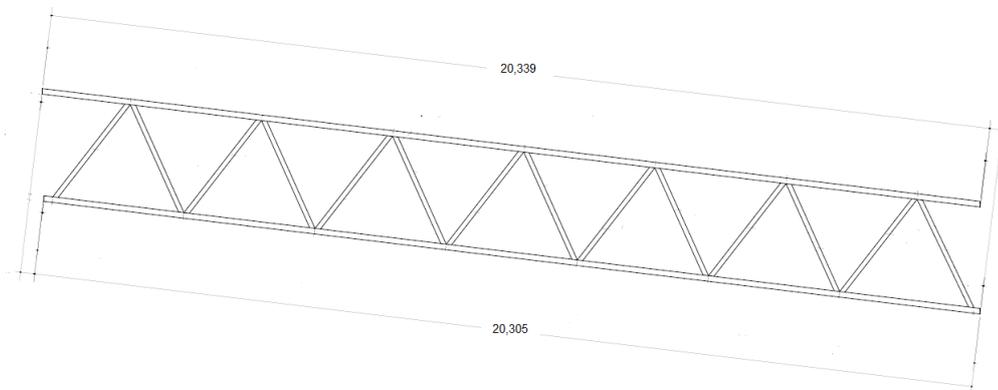


Figura 4.1 – Foto da passarela sobre a EPIG (GOOGLE, 2017).
Acesso em: 10 nov 2017

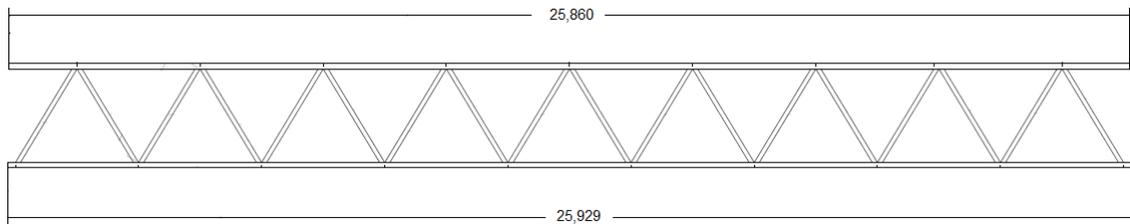
Os vãos inclinados são rampas de acesso, uma de cada lado, que ligam o solo a uma laje sobre pilares. Um par possui comprimento de 20.128 mm nos banzos inferiores e 21.766 mm nos banzos superiores, as outras duas rampas possuem comprimento de 20,339 m nos banzos inferiores e 20.339 mm nos banzos superiores, já os dois vãos horizontais que ligam as lajes cogumelo possuem comprimento de 25.929 mm nos banzos inferiores e 25.860 mm nos banzos inferiores apresentados na Figura 4.2, os dois vãos inclinados que estão interligados é mostrado na Figura 4.3.



Vão inclinado tipo 1



Vão inclinado tipo 2



Vão horizontal

Figura 4.2 – Comprimento dos vãos da passarela.



Figura 4.3 – Rampas de acesso da passarela sobre a EPIG.

A estrutura da passarela é composta por duas treliças planas em aço ligadas uma à outra por travessas de aço. As treliças são formadas por barras na posição diagonal e na posição horizontal (pelo banzo). A largura da treliça é constante, com 2.842 mm de eixo a eixo dos banzos, a Figura 4.4 mostra o vão horizontal da passarela conectados pelas lajes cogumelo.



Figura 4.4 – Vão horizontal da passarela na Octogonal.

A largura da passarela tem 2,6 m e sua cobertura é composta por placas arqueadas de argamassa armada; o corrimão e o guarda-corpo são compostos por barras de seções tubulares em aço; o piso confeccionado por placas de concreto armado pré-moldadas e apoiadas sobre as travessas que ligam as treliças planas (Figura 4.5). A ligação dos vãos inclinados e horizontais nos cogumelos é realizada por meio de solda em chapas chumbadas sobre os cogumelos.

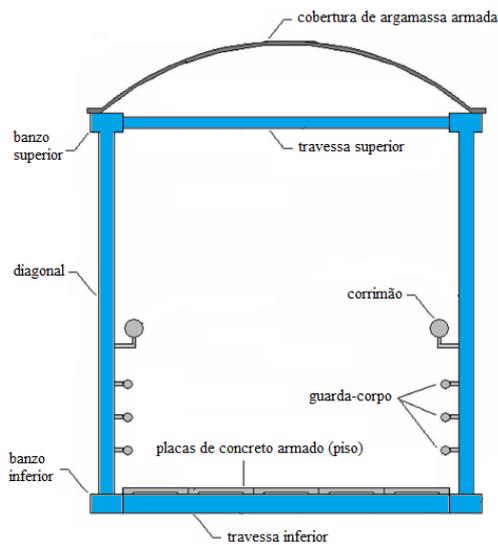


Figura 4.5 – Seção Transversal da Passarela sobre a EPIG, modificado Gomes, 2006.

Na Tab. 4.1 são mostradas as propriedades dos materiais que compõem a passarela e que foram consideradas nas análises numéricas do presente estudo.

Tabela 4.1 – Propriedades dos materiais que compõem a passarela sobre a EPIA.

Material	Módulo de elasticidade (GPa)	Peso específico (Kg/m ³)
Concreto Armado	29,00	2.500,00
Argamassa Armada	29,00	2.200,00
Aço SAC 41	207,40	7.860,00

4.2 MODELO EM ELEMENTOS FINITOS

Um dos vãos horizontais da passarela foi modelado em elementos finitos (MEF) no software ANSYS 13.

O modelo foi desenvolvido, com base no projeto da estrutura, composto por banzos, tabuleiros, corrimão, cobertura conforme os tipos de elementos disponíveis no software, respeitando suas geometrias e propriedades, conforme mostra a Figura 4.6.

O software dos é baseado no método dos elementos finitos (MEF), em que o domínio de integração é dividido em sub-regiões, ou elementos finitos, que por discretizar o modelo em divisões menores, sendo assim as análises tornam-se mais precisas, além de permitir a utilização de vários tipos de materiais com inclusão de não-linearidades, diferentes tipos de carregamentos e condições de contorno.

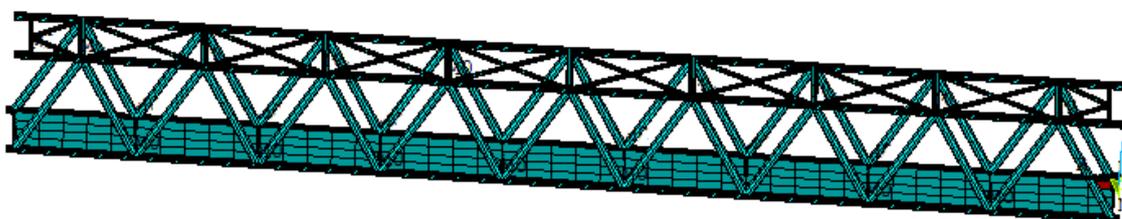


Figura 4.6 – Discretização de um dos vãos horizontais da passarela sobre a EPIG.

Todas as peças estruturais metálicas foram modeladas como elementos do tipo BEAM188 que é apropriado para a análise em questão. O piso sabe-se que é difícil determinar a contribuição de sua rigidez através de uma análise computacional, sem o auxílio de resultados experimentais, sendo assim o piso da passarela foi modelado de forma contínua e apoiado somente nas travessas inferiores da passarela utilizando-se elementos de casca do tipo SHELL181. A cobertura foi considerada como massa distribuída sobre os banzos superiores. O corrimão e o guarda-corpo foram modelados como massas concentradas nos nós inferiores das treliças planas, com elementos do tipo MASS21. O vão horizontal típico foi considerado como apoiado na laje cogumelo sendo os nós da extremidade dos banzos inferiores 1 e 2, 37 e 38, conforme mostra na Figura 4.7. A ligação entre o vão horizontal e a laje cogumelo foi considerada apenas nos banzos inferiores. Portanto os nós 43 e 44, 39 e 40 das extremidades dos banzos superiores foram considerados como livres, desta forma a ligação inferior é que efetivamente apoia o vão horizontal. Acredita-se que essa modelagem está adequada.

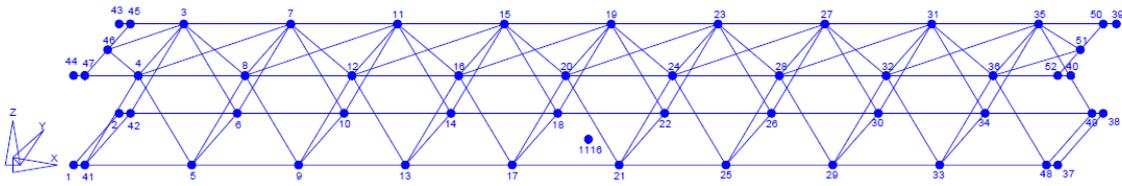


Figura 4.7 – Numeração das barras do sistema.

É complexa a modelagem de uma estrutura como esta, com diferentes materiais e muitos graus de liberdade, o ideal é que se possam realizar testes experimentais para que se possa calibrar o modelo teórico. Entretanto, esse procedimento está fora dos objetivos deste trabalho.

Segundo Gomes (2006) a maior dificuldade encontra-se em representar adequadamente o corrimão, guarda-corpo da estrutura e o piso. Com relação ao corrimão e guarda-corpo quando se observa que é formado por barras com seções transversais até consideráveis, podendo introduzir rigidez à estrutura, porém a ligação dessas barras na estrutura é realizada através de ferros circulares de baixa rigidez aparente, e por isso, sugere-se modelar estes componentes como massas pontuais, simplificando o modelo e desprezando a contribuição de rigidez que poderiam fornecer à estrutura.

4.3 ANÁLISE MODAL

Quando é executada a análise modal, são determinadas as características dinâmicas da estrutura: frequências naturais e os modos de vibração. Os modos de vibração são configurações do sistema segundo ao qual ele pode oscilar, mantendo-se constante a relação entre os deslocamentos dos diversos pontos da estrutura (CLOUGH E PENZIEN, 1993).

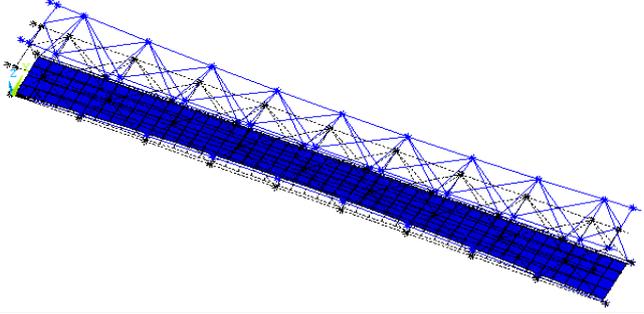
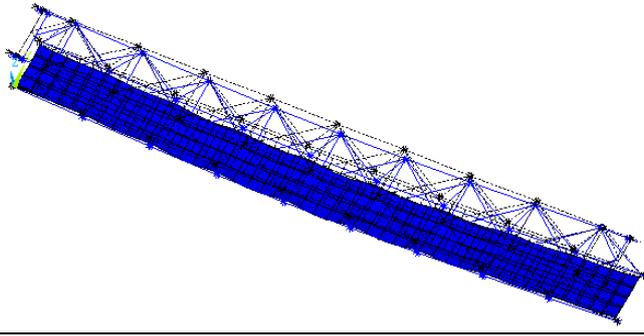
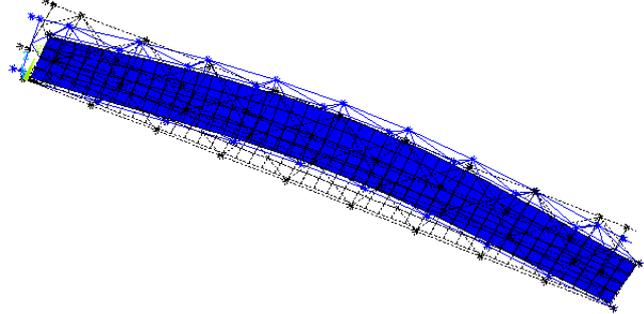
Após realizar a modelagem do vão horizontal da passarela, foi processada uma análise de vibração livre, no qual foram determinados as frequências naturais e os modos de vibração. As cinco primeiras frequências são apresentadas na Tabela 4.2. As três primeiras formas modais podem ser observadas na Tabela 4.3. Verifica-se que as duas primeiras frequências naturais correspondentemente a modos horizontal e lateral e encontram-se no intervalo entre 5 e 7

Hz. A frequência de 5,16 Hz encontra-se no intervalo suscetível a vibrações induzidas pelo homem.

Tabela 4.2. Frequências naturais da passarela

Modo de vibração	1°	2°	3°	4°	5°
Frequência (Hz)	5,16	6,97	9,44	10,97	11,52

Tabela 4.3. Três primeiras formas modais da passarela.

Modo de vibração	Frequência (Hz)	Descrição do modo de vibração	Vista do modo de vibrar
1°	5,16	Lateral	
2°	6,97	Vertical	
3°	9,44	Torção	

4.4 VIBRAÇÕES FORÇADAS – DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA

Na utilização da ferramenta de simulação harmônica, o ANSYS 13, permite a obtenção da resposta do elemento ou geometria selecionada gerando assim um gráfico de resposta em frequência para cada nó selecionado em uma respectiva direção. É esperado que

os gráficos resultantes apresentem picos harmônicos próximos às frequências naturais da estrutura.

Nesta etapa de análise, obtém-se a resposta dinâmica da passarela no domínio da frequência, considerando as seguintes condições de contorno: os nós da extremidade dos banzos inferiores 1 e 2, 37 e 38 apoiados na laje, os nós 43 e 44, 39 e 40 das extremidades dos banzos superiores foram considerados como livres, carga pontual de amplitude de 800 N (que é aproximadamente o peso de uma pessoa) aplicada na vertical no nó 1116 no centro do tabuleiro, frequência de excitação 0 Hz inicial e 20 Hz final (com base à análise modal).

Nas Figuras 4.8 e 4.9 são apresentadas as respostas em frequência nas direções vertical e horizontal do nó 1116. Pode-se verificar que os picos de ressonância, tanto na direção vertical como na horizontal correspondem aos valores de frequências extraídas na análise modal.

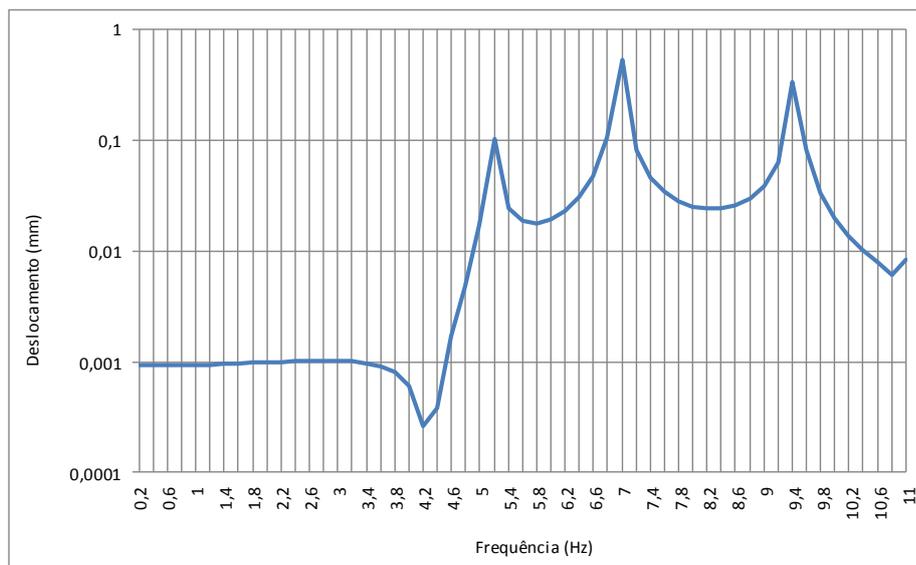


Figura 4.8. – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção vertical.

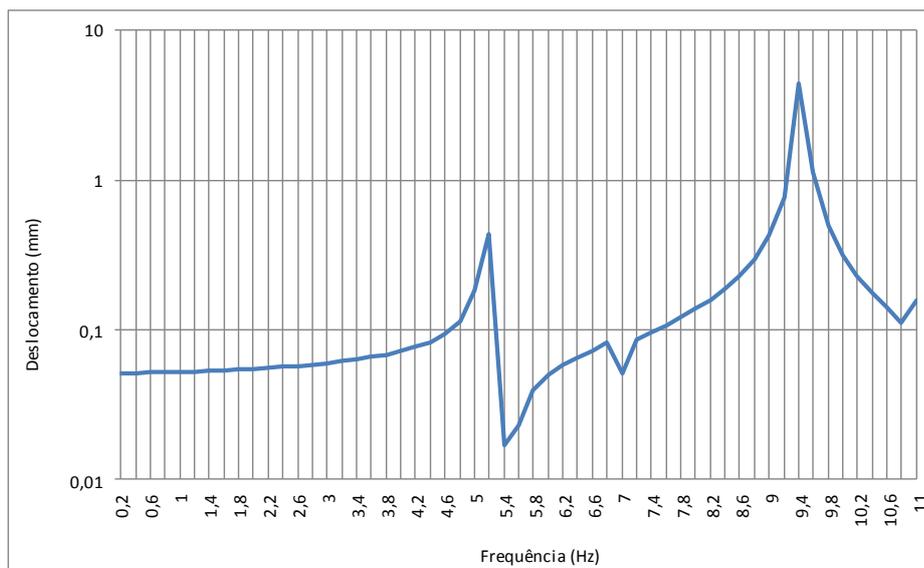


Figura 4.9 – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção horizontal.

Observando a Figura 4.8, verifica-se na direção vertical que o segundo harmônico, correspondente ao modo vertical possui maior amplitude que os demais, no entanto a frequência associada de 6,96 Hz está acima da faixa de frequências de vibrações induzidas pelo homem. Com relação à resposta em frequência na direção horizontal (Figura 4.9), o primeiro pico é correspondente à primeira frequência da análise modal de 5,16 Hz, o segundo pico corresponde à terceira frequência de 9,44 Hz que apresenta maior amplitude, porém a frequência associada está fora da faixa de frequência crítica com relação a vibrações induzidas pelos pedestres. Portanto, no presente trabalho, com a finalidade de propor um sistema de controle estrutural foca-se no primeiro modo associado à frequência de 5,16 Hz, associada ao modo horizontal lateral.

4.5 ANÁLISE TRANSIENTE – VIBRAÇÕES FORÇADAS

A análise dinâmica no domínio do tempo é uma técnica utilizada para determinar a resposta dinâmica de uma estrutura sob ação de carregamentos que variam em curtos intervalos de tempo. Através desta análise, foram determinado os deslocamentos, e acelerações dependentes do tempo de acordo com a excitação dinâmica de pedestres atravessando a passarela com movimentos totalmente sincronizados ao qual foi submetida à estrutura.

Para os pesquisadores é possível uma total sincronização com um pequeno número de pedestres de 15 a 25 pessoas no máximo (BLANCO *et al*, 2005).

Sendo assim, foram realizadas simulações com pedestres correndo para atravessar a passarela com frequência de 2,6 Hz, sendo que, esse evento síncrono é menos comum, porém trata-se do caso mais crítico, sendo assim sua investigação fica a favor da segurança.

O peso de cada pedestre foi considerado como 800 N em todas as análises deste trabalho. O coeficiente de impacto (ci) foi considerado como 1,8 correndo, nesta análise e nas demais deste trabalho.

Foram analisados os resultados de deslocamento com 1, 10 e 20 pedestres, levando-se em conta que o caso em que 20 pedestres atravessam a passarela é o mais crítico. Tendo em vista estar trabalhando a favor da segurança, ainda que algumas normas limitem a quantidade de pedestres a ser considerada na avaliação.

É válido ressaltar que o programa PSM gera os carregamentos na direção vertical. Os carregamentos são aplicados na estrutura nos nós do banzo inferior direito, fora do eixo, sendo assim, eles acabam produzindo um efeito de torção (acoplamento dos modos horizontal lateral e vertical) que explica os deslocamentos na direção horizontal lateral e acelerações, que serão apresentados em seguida.

No primeiro caso de simulação foi considerada a travessia de 1 pedestre. A evolução no tempo dos deslocamentos é apresentada nas Figuras 4.10 a 4.12, respectivamente nos nós 5 (próximo ao apoio) e 17 (próximo ao centro) horizontais laterais e verticais no nó 29 (próximo ao apoio), de acordo com a discretização mostrada na Figura 4.7.

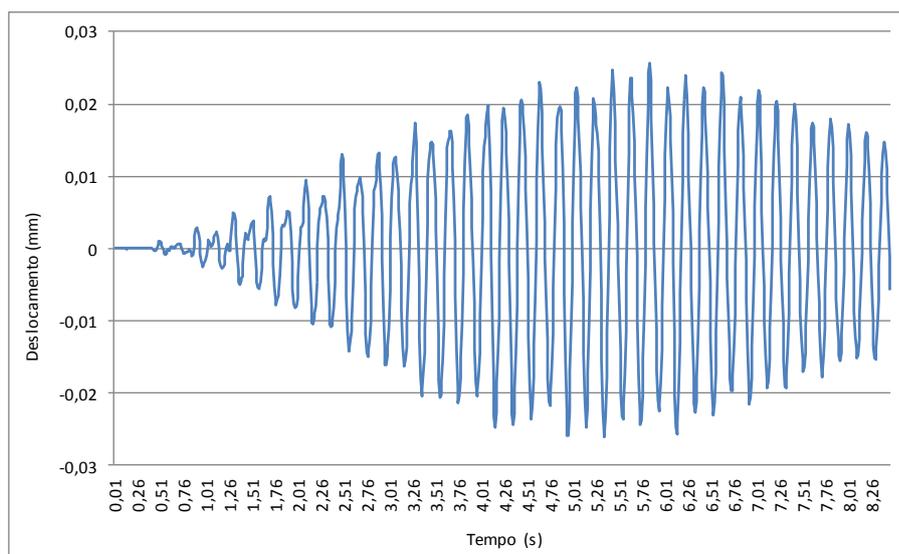


Figura 4.10 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 1 pedestre.

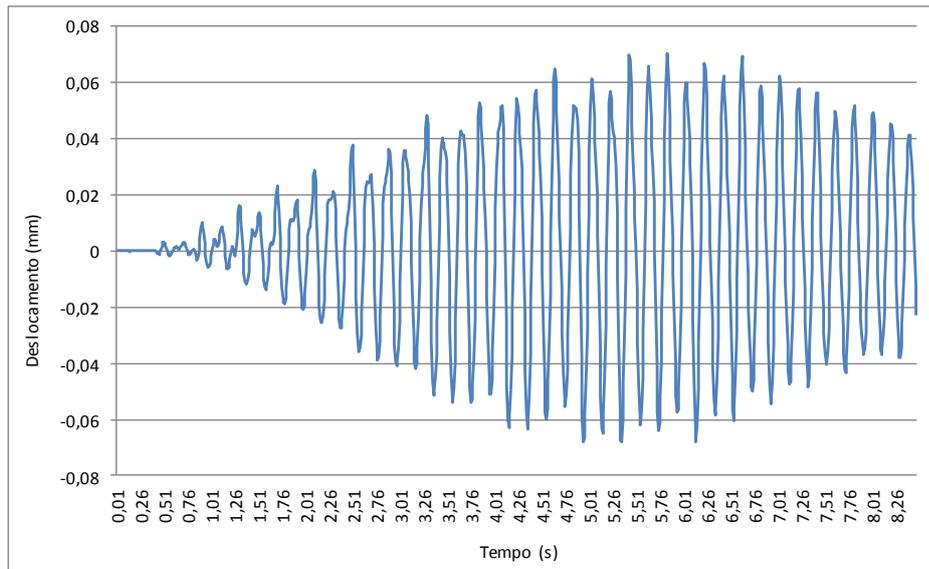


Figura 4.11– Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 1 pedestre.

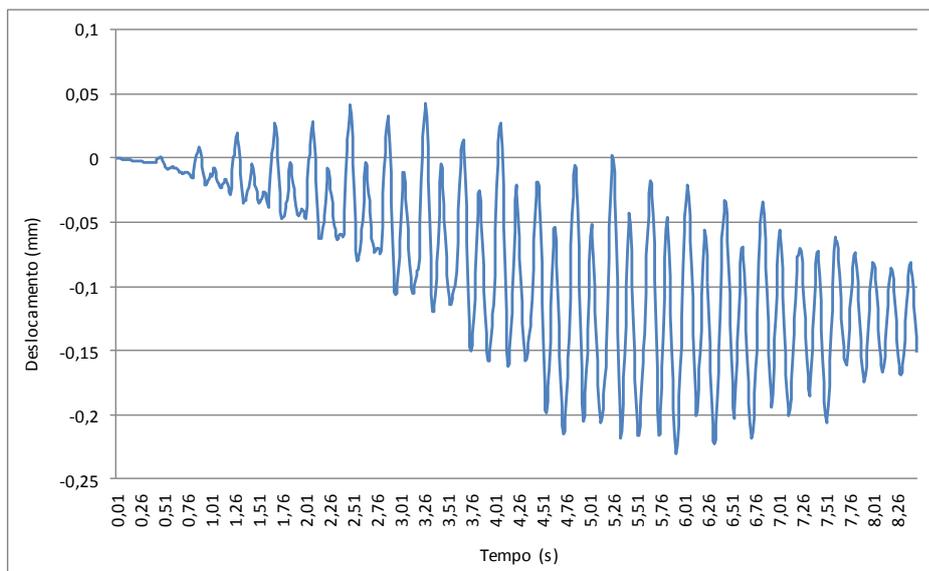


Figura 4.12– Evolução no tempo do deslocamento vertical no nó 29 – 1 pedestre.

Os valores de deslocamento máximo das figuras acima para o caso de 1 pedestre atravessando a passarela (Tabela 4.4), o deslocamento horizontal lateral máximo registrado é de 0,0703 mm no tempo de 5,86 s no nó próximo ao centro e o deslocamento vertical máximo foi de 0,0432 mm no tempo de 5,86 s, não foram apresentados os deslocamentos verticais das simulações de 10 e 20 pedestres, pois os deslocamentos verticais estão relacionados com o segundo modo de vibrar, ou seja, está fora da margem de frequência que os pedestres podem excitar quando atravessam a passarela. Observa-se que as respostas são muito pequenas e

podem ser desconsideradas, ou seja, o movimento de correr de 1 pessoa não faz a passarela vibrar significativamente.

Tabela 4.4 – Deslocamentos máx. com 1 pedestre – tempo 8,33 s.

Nº do nó	Amp. desl. vertical (mm)	Tempo (s)	Amp. desl. Horizontal (mm)
5	0,0256	5,86	-
17	0,0703	5,86	-
29	-	3,29	0,0432

No segundo caso de análise foram consideradas travessias de 10 pedestres indo no mesmo sentido sobre a passarela. O tempo de separação entre um pedestre e outro foi considerado como 0,5889 s. A evolução no tempo dos deslocamentos encontrados é apresentado nas Figuras 4.13 e 4.14, respectivamente na direção horizontal lateral nos nós 5 e 17.

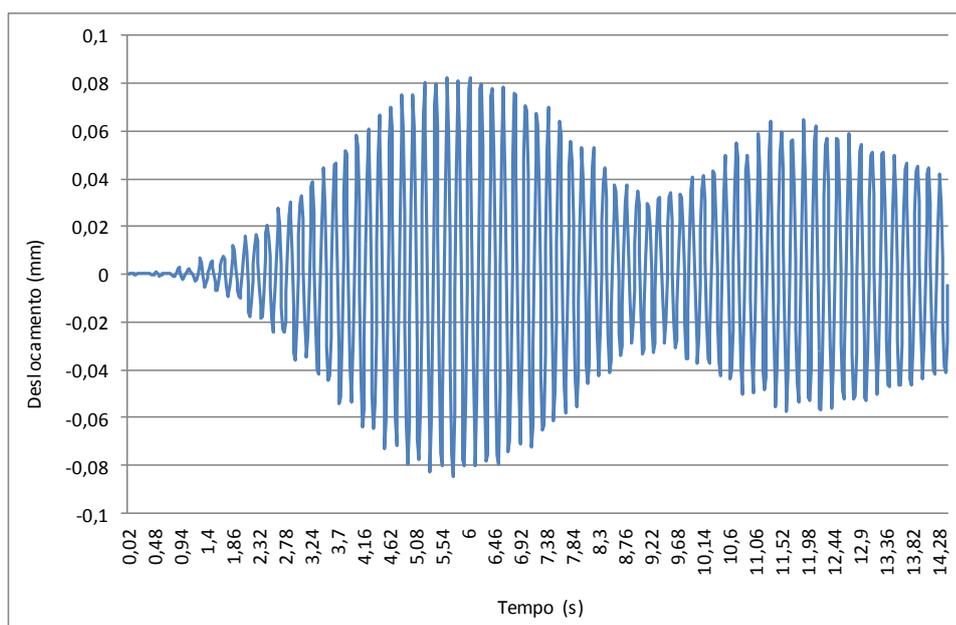


Figura 4.13 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 10 pedestres.

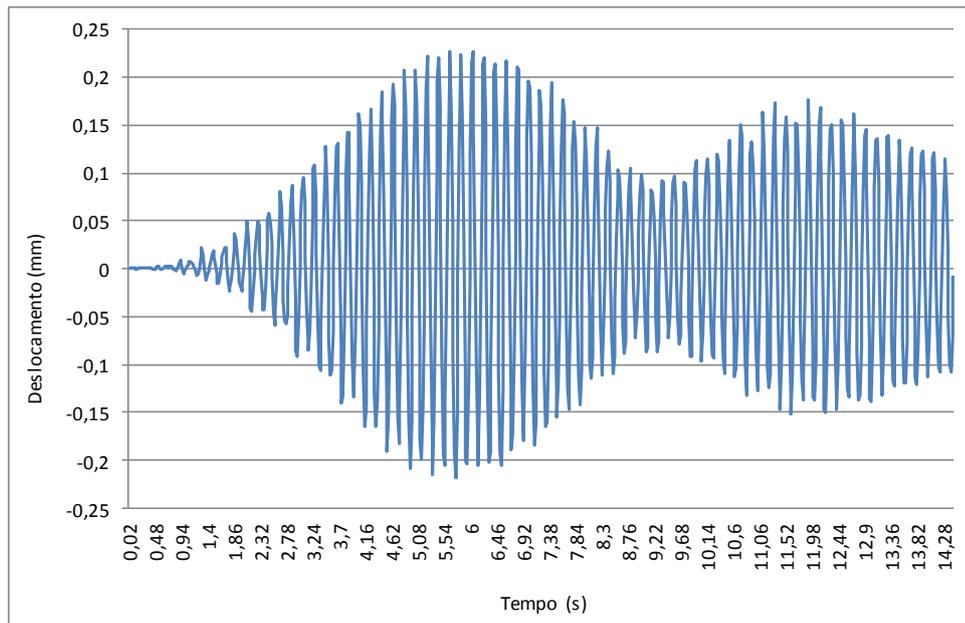


Figura 4.14 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 10 pedestres.

Para gráficos acima é apresentado a Tabela 4.5 com os resultados dos deslocamentos máximos em cada nó, o caso de dez pedestres atravessando a passarela, o deslocamento horizontal lateral máximo registrado é de 0,227 mm no tempo 6,06 s.

Tabela 4.5 – Deslocamentos máx. com 10 pedestres – tempo 14,50 s.

Nº do nó	Amp. desl. vertical (mm)	Tempo (s)
5	0,0825	5,66
17	0,227	6,06

Em seguida, foram consideradas travessias de 20 pedestres no mesmo sentido sobre a passarela. O tempo de separação entre um pedestre também foi de 0,5889 s. A evolução dos deslocamentos é apresentada na Figura 4.15 e Figura 4.16, respectivamente na direção horizontal lateral nos nós 5 e 17. Para o caso mais crítico dentre o números de pessoas atravessando (20 pedestres) foi escolhido medir a aceleração da passarela. A aceleração horizontal mostrada na Figura 4.17 foi extraída no nó 1116 (nó mostrado na Figura 4.7), o local escolhido foi por ser exatamente no centro da passarela. Foi feito também a simulação da aceleração vertical extraída no nó 1116. O resultado da aceleração máxima foi de 0,232 m/s², esse valor vai ser apenas para título de comparação na norma, o gráfico não foi apresentado pois à aceleração vertical está relacionada ao segundo modo (modo flexão vertical) que não é excitado pelos movimentos dos pedestres e não é o foco desse estudo.

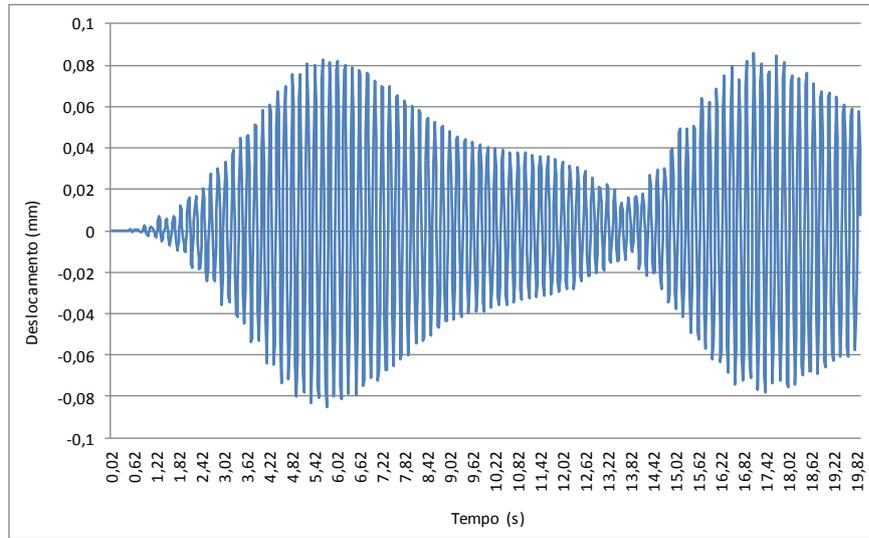


Figura 4.15 – Evolução do deslocamento horizontal no nó 5 – 20 pedestres.

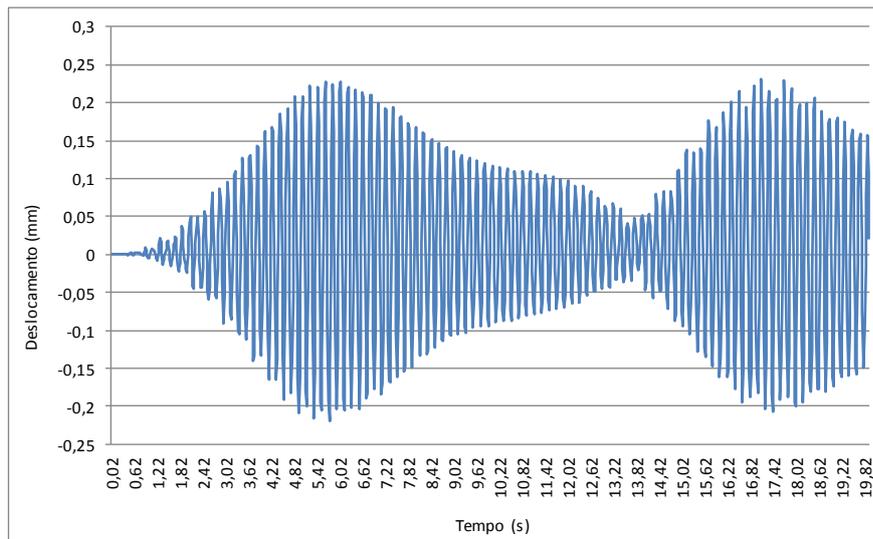


Figura 4.16 – Evolução do deslocamento horizontal no nó 17 – 20 pedestres.

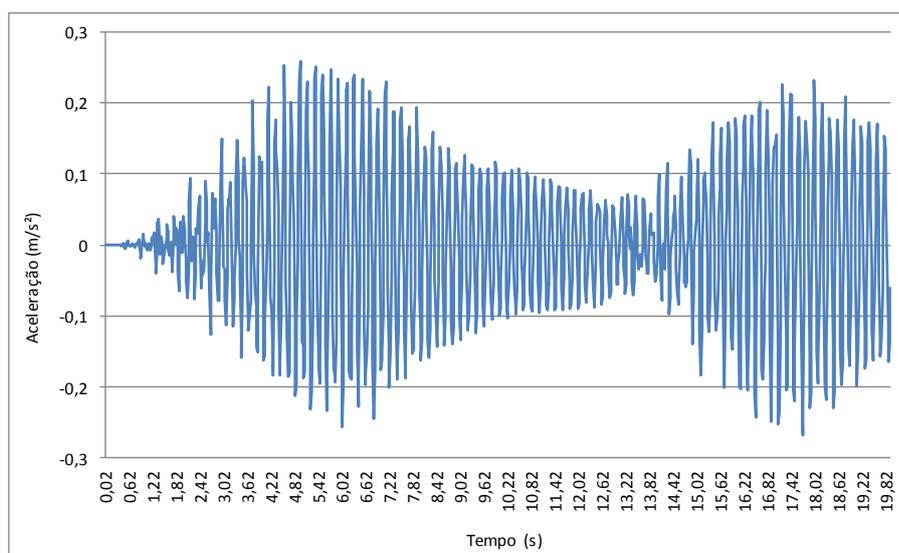


Figura 4.17 – Resposta da aceleração na horizontal no nó 1116 – 20 pedestres.

Para o grupo de vinte pedestres, observa-se nas figuras e na Tabela 4.6 o deslocamento máximo encontrado é de 0,231 mm, o valor registrado para a Root Mean Square (*rms*) da aceleração horizontal é de 0,11 m/s² e a aceleração horizontal máxima corresponde a 0,26 m/s².

Tabela 4.6 – Deslocamentos máx. e *rms* com 20 pedestres – tempo 20 s.

Nº do nó	Amp. desl. vertical (mm)	Tempo (s)	<i>rms</i> (m/s ²)
5	0,0858	17,16	-
17	0,231	17,16	-
1116	-	-	0,11

Depois de realizadas análises de deslocamento máximo com 1, 10, 20 pessoas e aceleração com 20 pessoas, foram comparados os resultados das análises de deslocamento máximo e *rms* com a Tabela 4.7 que contém critérios de serviço para passarelas de pedestres, observou-se que os valores dos deslocamentos passaram pelos critérios de serviços, porém a aceleração horizontal não, já a aceleração vertical passou pelos critérios de serviço comparado com a norma canadense ONT 83, onde foi feito a substituição na equação da norma utilizando a primeira frequência com valor de 5,16 Hz, totalizando a aceleração limite de 0,8991, sendo que, a aceleração vertical simulada resultou em 0,232. Será avaliada com a instalação dos amortecedores a capacidade de redução dos efeitos causados pelos movimentos humanos. A

título de comparação de eficiência dos amortecedores, foram verificadas também as respostas em termos de deslocamento apresentadas anteriormente.

Tabela 4.7 – Critérios de serviço citados por Blanco *et al* (2005).

Autor	Critério
Hugo Bachmann (2002)	$d_{vert,lim} = 10 \text{ mm}$ $d_{hor,lim} = 2 \text{ mm}$
Michael Wilford (2002)	$a_{vert,lim} = 0,4 \text{ m/s}^2$ $a_{hor,lim} = 0,025 \text{ m/s}^2$

4.6 – RESPOSTA DINÂMICA DA PASSARELA COM CONTROLE (AMS E AVF)

O projeto do AMS geralmente é feito através de estudos paramétricos ou processos de otimização. Como pré-dimensionamento utilizaram-se os parâmetros de Den Hartog (Soong e Dargush, 1997), ainda que não tenham sido estabelecidos para esse tipo de estrutura, podem atender para uma estimativa inicial. Inicialmente, considerou-se um único AMS sintonizado em função da frequência mais baixa, ou seja, a frequência que corresponde ao primeiro modo de vibração, as propriedades utilizadas são: Massa: 5295,7835 kg; Rigidez: 101004739,2 N/m; Coeficiente de amortecimento: 43707,60113 Ns/m;

Para dar continuidade nas análises também foi um amortecedor passivo do tipo viscofluido os valores de k e C variaram de zero até 10×10^6 Ns/m e os quais são baseados em amortecedores passivos disponíveis no mercado (Taylor Device, Inc.). Para o AVF foi adotado um coeficiente de amortecimento de 100.000 Ns/m valor de amortecedores disponíveis no mercado.

A proposta de colocar o sistema de controle na direção horizontal no centro da passarela (Figura 4.18 e Figura 4.19) considerando a resposta no domínio da frequência e no domínio do tempo foi definida após a realização das análises preliminares. Foi criado um ponto abaixo do centro da passarela para testes das análises verticais e um ponto central ao lado da passarela para testes das análises horizontais, onde foram testados amortecedores na vertical (uma das extremidades dos amortecedores ligados na passarela e outra extremidade engastada no plano a baixo da passarela), na vertical entre as treliças (uma extremidade ligada no banzo superior e outra extremidade ligada no banzo inferior), na horizontal com o amortecedor ligado nos banzos inferiores, também foram feitos testes variando-se o local da

massa do AMS (colocando na extremidade ligada no banzo inferior, na extremidade ligada ao ponto e com a massa no meio do amortecedor entre o banzo e o ponto).

Logo após as análises dos resultados observou-se que em alguns casos os amortecedores não surtiram efeito, o melhor posicionamento que resultou em redução da resposta foi com os amortecedores na horizontal, respectivamente como mostrado nas Figuras 4.18 e 4.19.

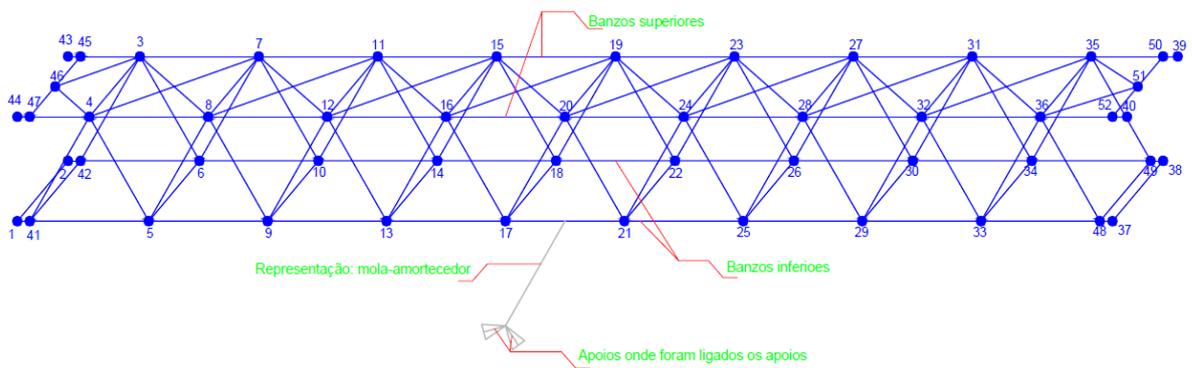


Figura 4.18 – Representação do posicionamento do AVF.

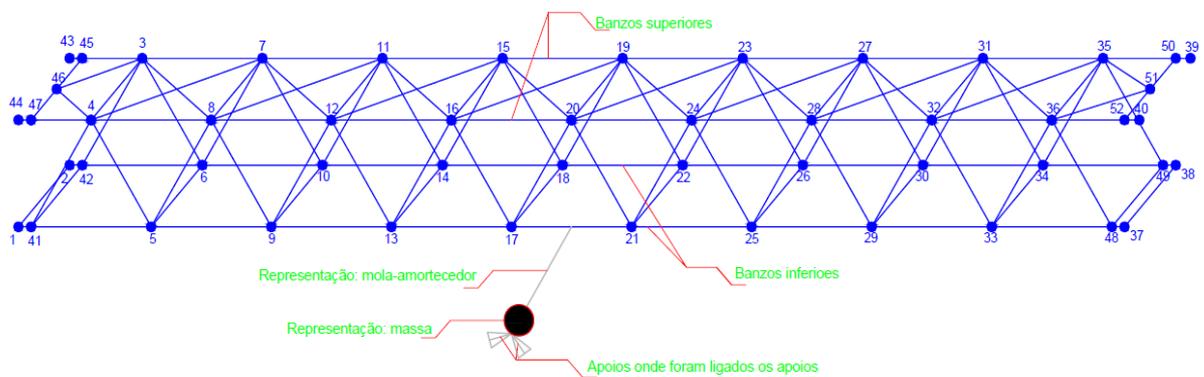


Figura 4.19 – Representação do posicionamento do AMS.

4.6.1 Respostas no domínio da frequência com controle

Previu-se a instalação de um único AMS na direção horizontal, localizado no meio do vão horizontal. A resposta em frequência da estrutura controlada para uma carga pontual de 800 N aplicada na vertical, nas direções vertical e horizontal, é apresentada nas Figuras 4.20 e 4.21 resposta harmônica amplitude de deslocamento x frequência, sendo sem controle a

resposta de cor azul e com controle a resposta de cor verde, respectivamente. Verifica-se uma redução nas amplitudes nos gráficos das respostas horizontal e vertical, evidenciando a eficácia do amortecedor instalado.

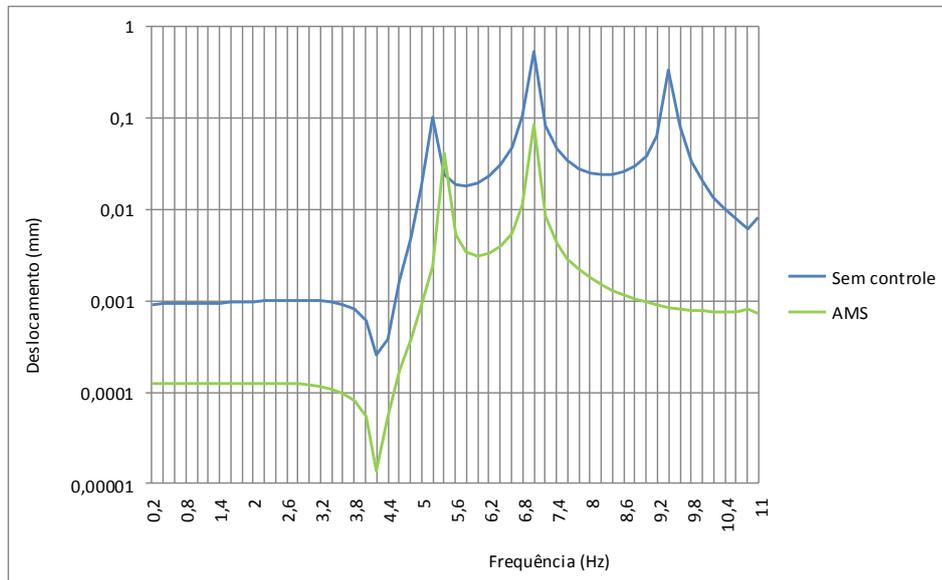


Figura 4.20 – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção vertical.

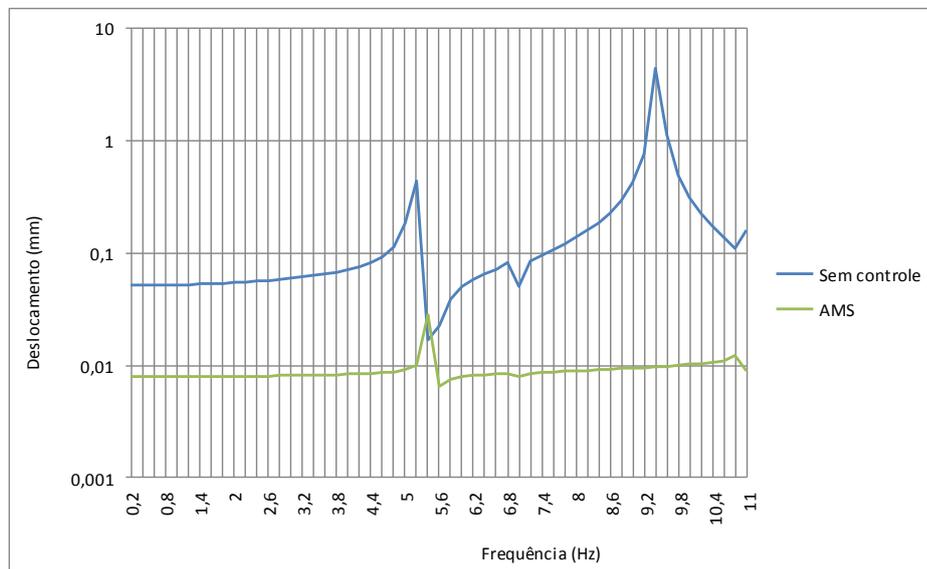


Figura 4.21 – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção vertical horizontal.

Foi instalado um único AVF na direção horizontal, também localizado no meio do vão horizontal. A resposta em frequência da estrutura controlada em cor vermelha, nas direções vertical e horizontal, é apresentada nas Figuras 4.22 e 4.23, respectivamente. Obtiveram-se

reduções nas amplitudes principalmente no gráfico da resposta horizontal, notando a eficiência do amortecedor instalado.

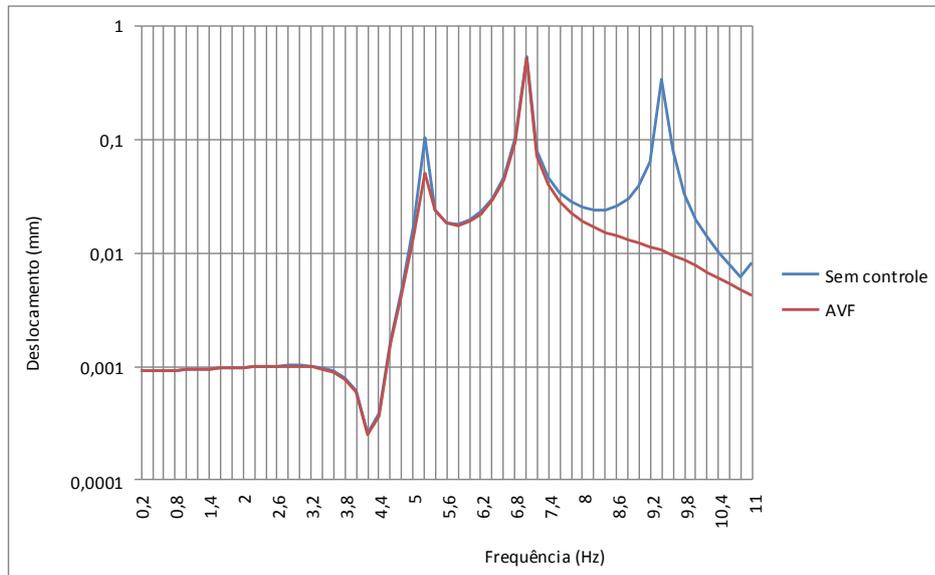


Figura 4.22 – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção vertical.

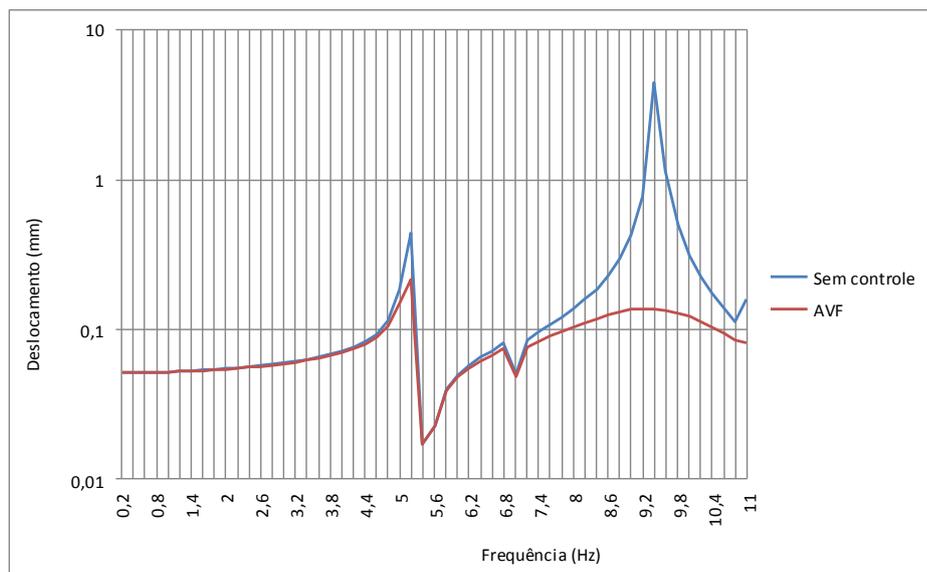


Figura 4.23 – Resposta em frequência do deslocamento do nó 1116 na direção horizontal.

Uma análise comparativa entre a performance dos dois tipos de amortecedor é mostrada na Figura 4.22 e 4.23 para direção vertical e horizontal, respectivamente. O AMS teve melhor desempenho que o AVF, tanto na direção horizontal quanto na direção vertical. Na Figura 4.24 pode ser observado na resposta vertical que o primeiro pico teve resultados similares tanto com o uso do AMS quanto o do AVF, porém no segundo pico observa-se que o AMS apresentou melhores resultado na diminuição da amplitude comparado com o AVF. Avaliou-

se a Figura 4.25, nota-se que o AMS também teve resultados com a diminuição dos picos apresentados.

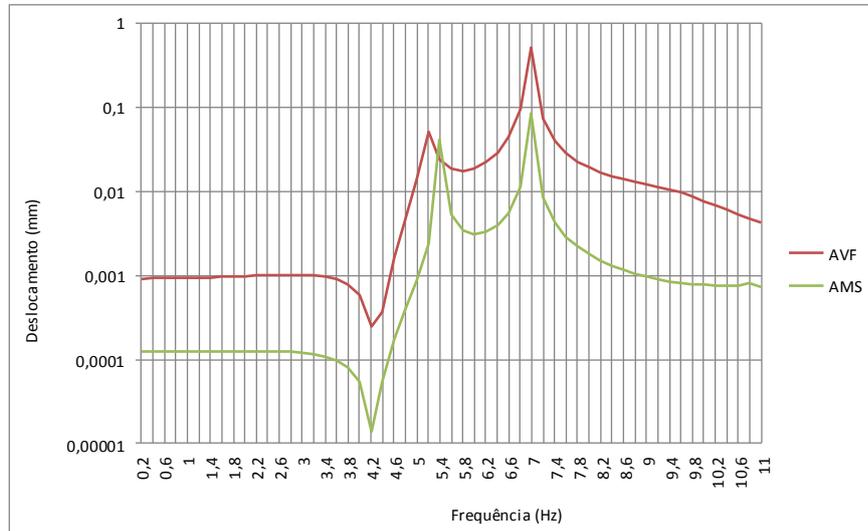


Figura 4.24 – Resposta em frequência da comparação do deslocamento do nó 1116 com AMS e AVF na direção vertical.

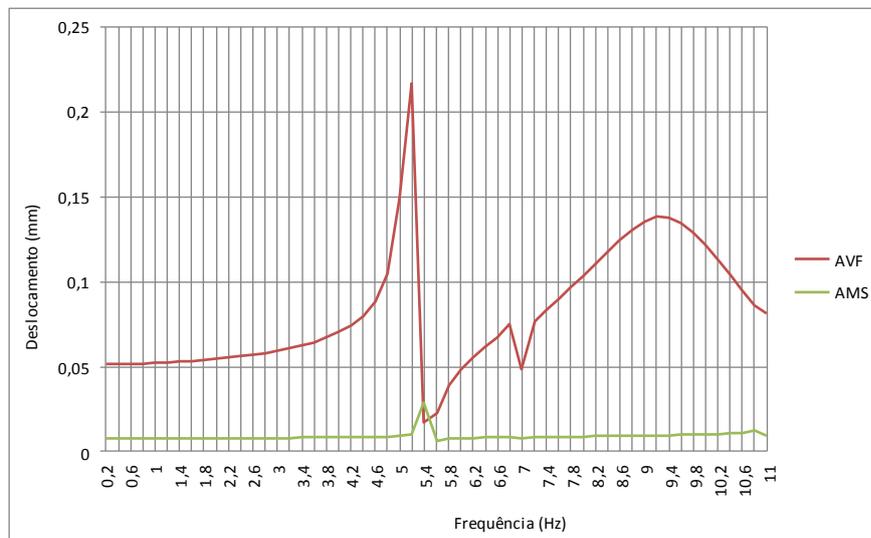


Figura 4.25 – Resposta em frequência da comparação do deslocamento do nó 1116 com AMS e AVF na direção horizontal.

4.6.2 Respostas no domínio do tempo com controle

Nesta seção são comparadas as respostas da passarela em termos de deslocamentos em função do tempo, do sistema sem controle com o sistema AMS, os amortecedores foram localizados no centro na direção horizontal ligados a passarela, local em que as análises

anteriores apresentaram maiores deslocamentos. São então comparados o sistema sem controle com aplicação do AMS nas Figuras 4.26 a 4.28 com a travessia de uma pessoa.

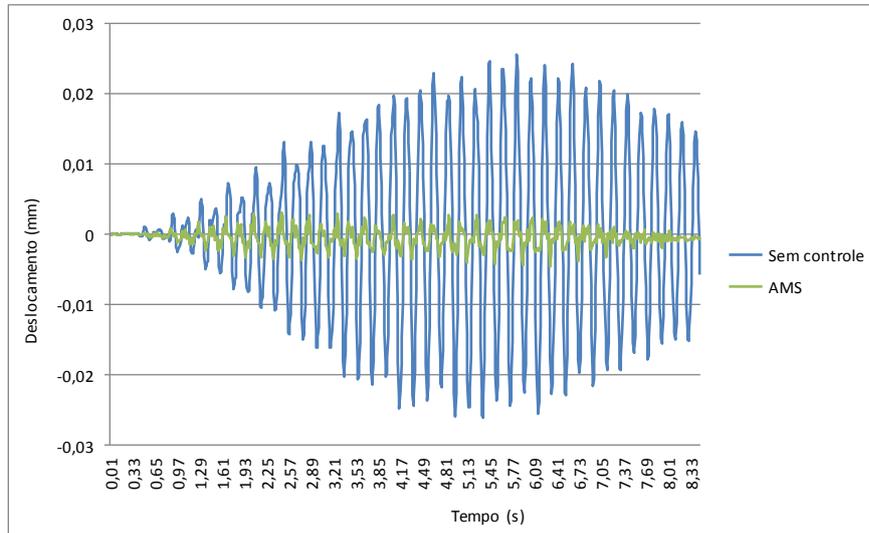


Figura 4.26 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 1 pessoa.

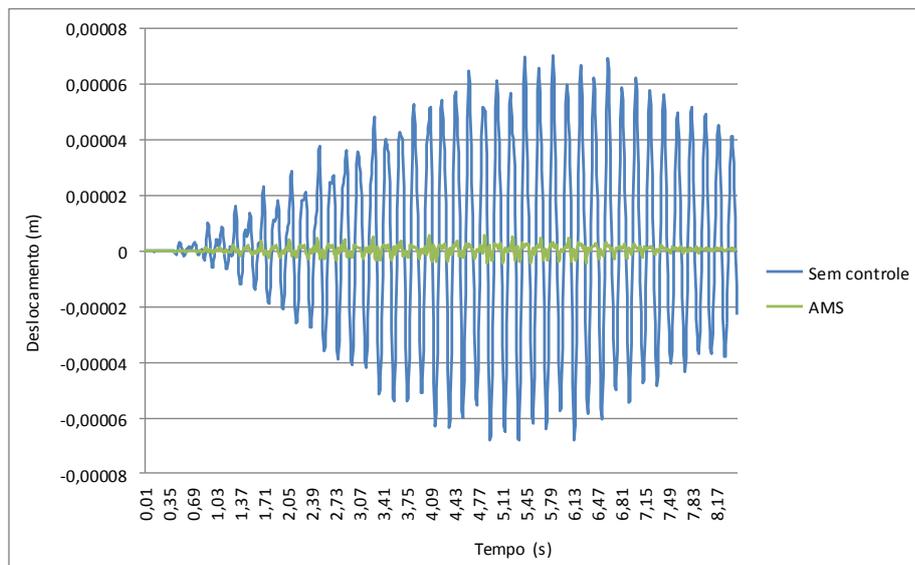


Figura 4.27 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 1 pessoa.

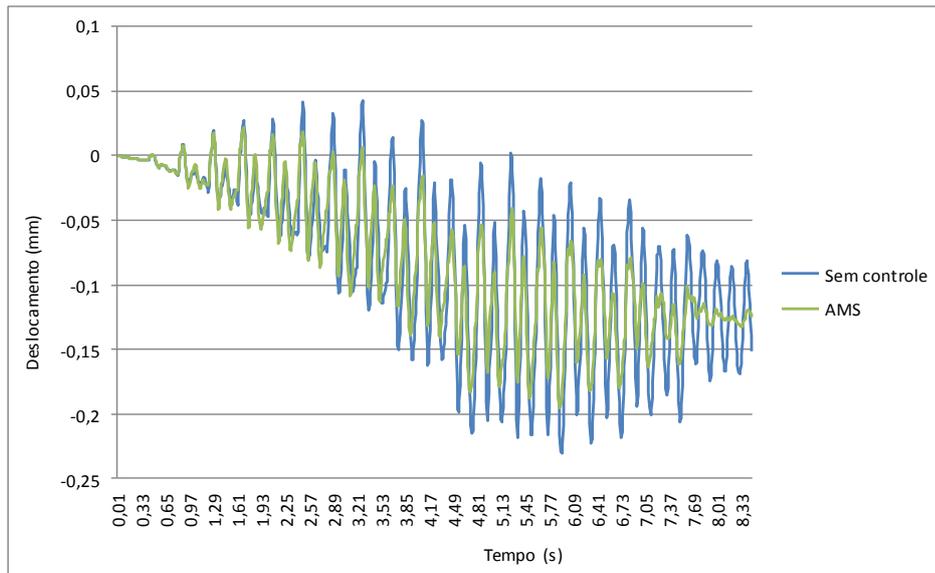


Figura 4.28 – Evolução no tempo do deslocamento vertical no nó 29 – 1 pessoa.

Foram comparadas as respostas da evolução no tempo do deslocamento sem controle com respostas com controle utilizando AMS. Verifica-se nas Figuras acima e Tabela 4.8 a eficácia do sistema de controle proposto. No entanto, na Figura 4.28 o comportamento do sistema com AMS não apresentou redução tão significativa, ou seja, por ter aferido a resposta na direção vertical (do segundo modo) o amortecedor quase não surtiu efeito. Para as demais análises não será considerado os efeitos dos amortecedores na direção vertical, porque a frequência de excitação dos pedestres não atinge a frequência do segundo modo relacionada ao modo vertical.

Tabela 4.8 – Deslocamentos máx. com 1 pedestre – tempo 8,33 s.

Nº do nó	Amp. desl. vertical (mm)	Tempo (s)	Amp. desl. Horizontal (mm)
5	0,0032	2,47	-
17	0,00557	4,08	-
29	-	1,69	0,0221

São comparados os gráficos de deslocamentos no tempo, do sistema sem controle com o sistema AMS, nas Figuras 4.29 e 4.30 considerando a travessia de dez pessoas.

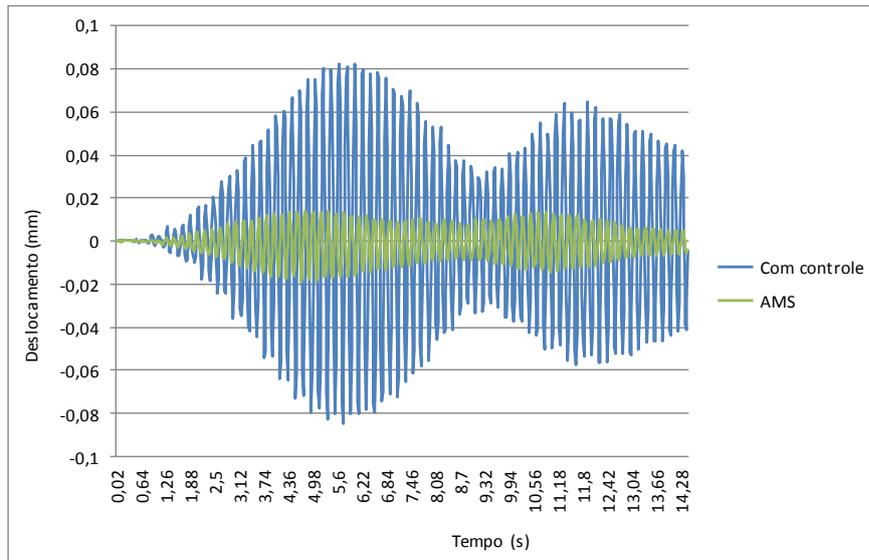


Figura 4.29 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 10 pessoas.

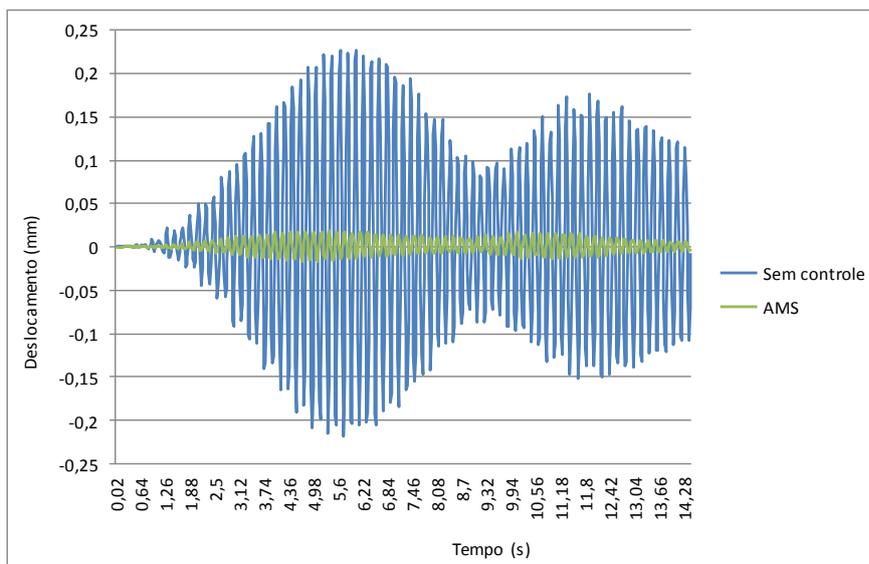


Figura 4.30 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 10 pessoas.

Nota-se nas Figuras 4.29 e 4.30 e Tabela 4.9 apresentam respostas com reduções significativas da amplitude com o uso do AMS, e essas reduções são mais significativas principalmente no nó 17 que fica próximo a instalação do amortecedor.

Tabela 4.9 – Deslocamentos máx. com 10 pedestres – tempo 14,50 s.

Nº do nó	Amp. desl. vertical (mm)	Tempo (s)
5	0,0142	4,8
17	0,0180	5,38

Nas Figuras 4.31 e 4.32 são comparados o sistema sem controle com as respostas da aplicação de AMS para o caso da travessia de 20 pessoas. A Figura 4.33 apresenta a evolução da aceleração com a travessia de vinte pessoas com e sem controle.

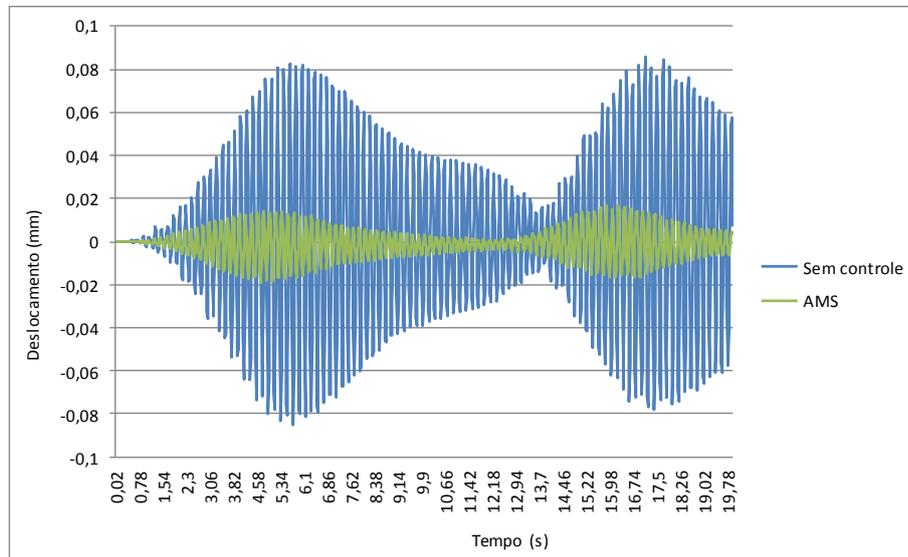


Figura 4.31 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 20 pessoas.

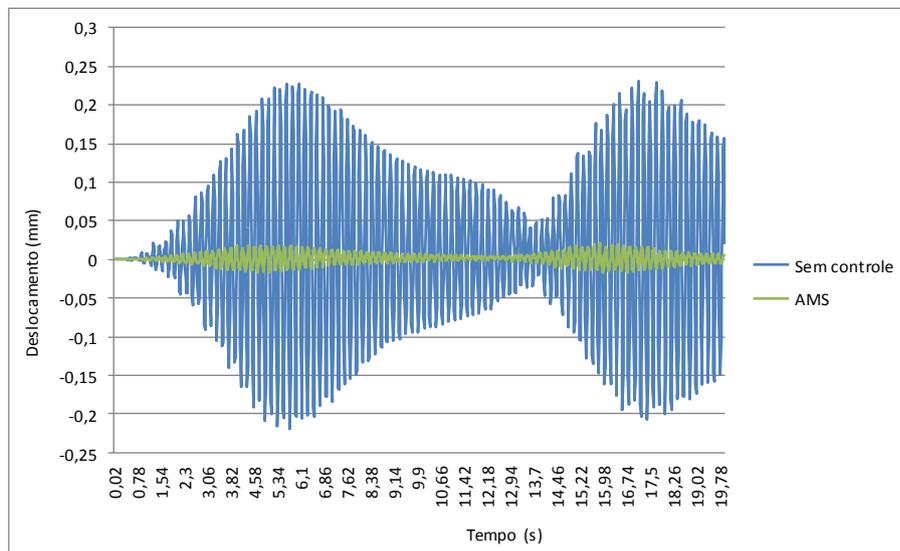


Figura 4.32 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 20 pessoas.

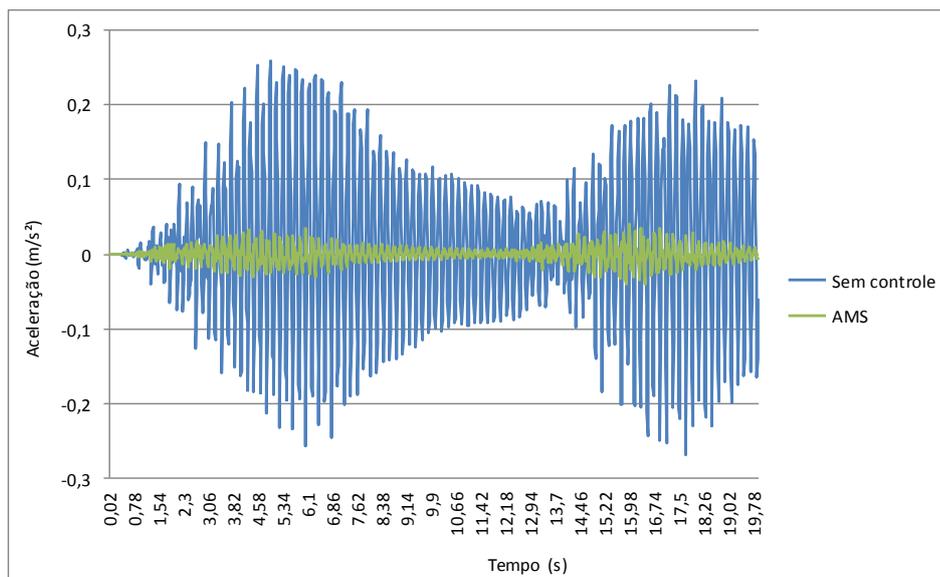


Figura 4.33 – Comparação da evolução no tempo respostas da aceleração na horizontal no nó 1116 – 20 pessoas.

Neste estudo foram obtidas performances melhores da resposta da estrutura com aplicação do AMS, verifica-se através das Figuras acima e de Tabela 4.10 que em todos os casos obteve-se uma redução nos deslocamentos. Na resposta da aceleração com controle utilizando AMS teve valor de *rms* de $0,0115 \text{ m/s}^2$, sendo que o valor anteriormente encontrado sem controle foi de $0,11 \text{ m/s}^2$.

Tabela 4.10 – Deslocamentos máx. e *rms* com 20 pedestres – tempo 20 s.

Nº do nó	Amp. desl. vertical (mm)	Tempo (s)	<i>rms</i> (m/s ²)
5	0,0169	15,9	-
17	0,0207	15,9	-
1116	-	-	0,0115

Deste modo, a título de comparação, a resposta dinâmica com aplicação do AVF para 1, 10 e 20 pessoas atravessando a passarela. São então comparados o sistema sem controle com aplicação do AVF nas Figuras 4.34 a 4.36 com a travessia de uma pessoa.

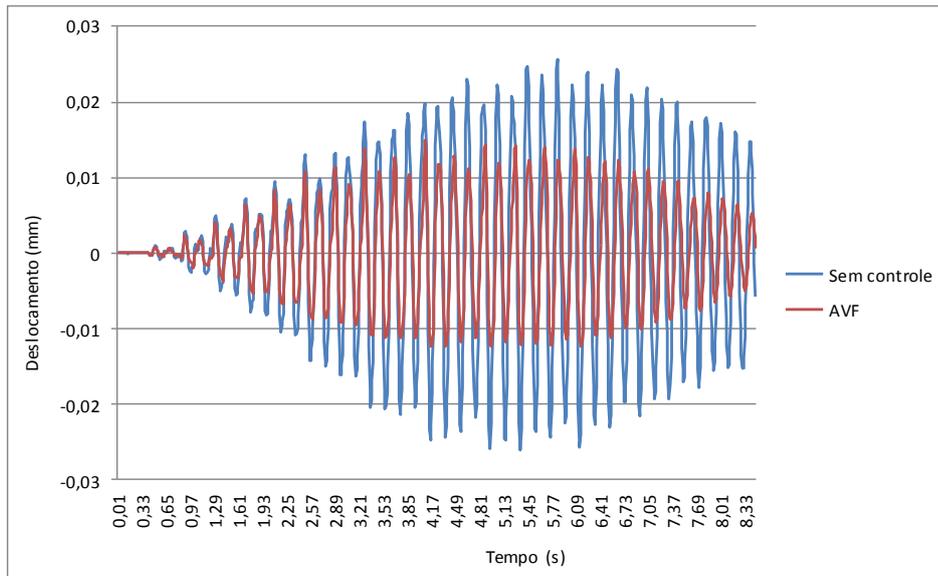


Figura 4.34 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 1 pessoa.

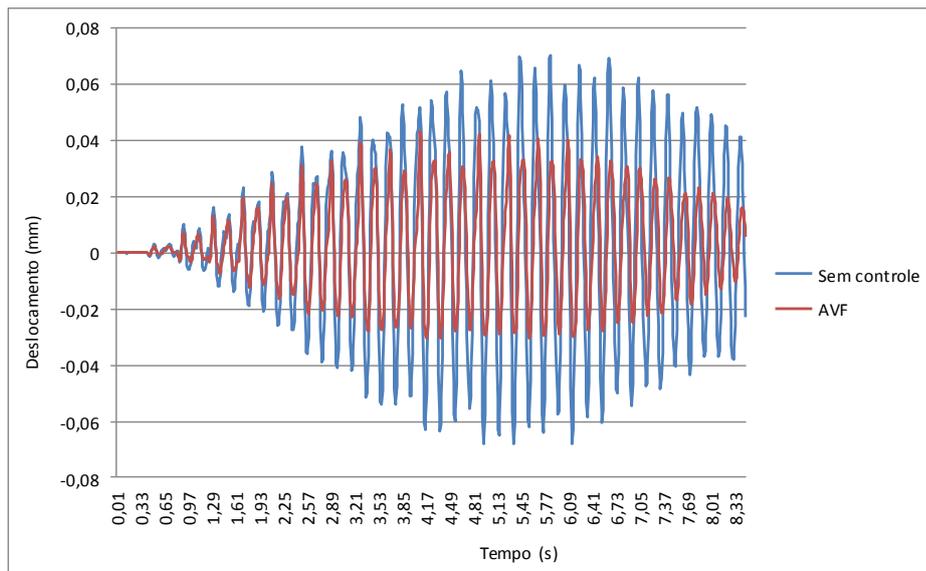


Figura 4.35 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 1 pessoa.

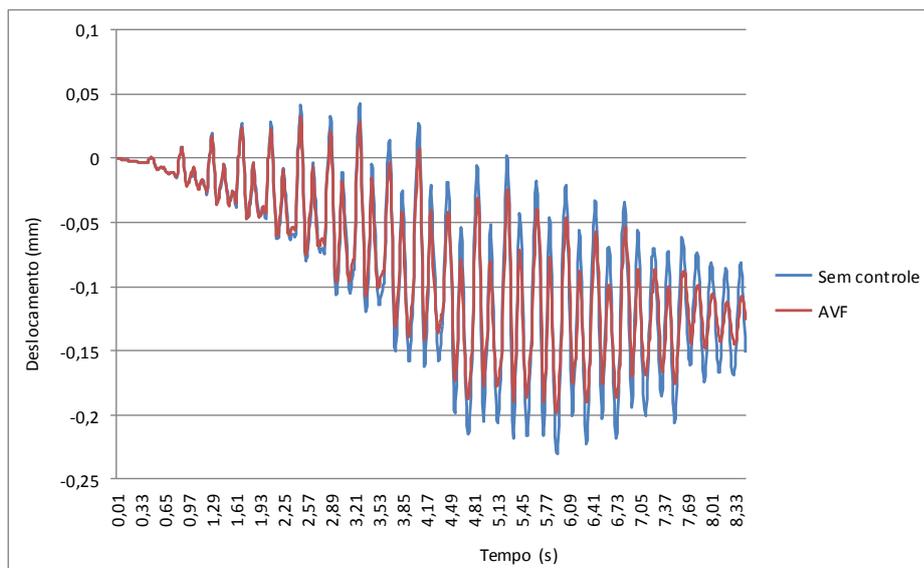


Figura 4.36 – Evolução no tempo do deslocamento vertical no nó 29 – 1 pessoa.

As Figuras 4.34 a 4.36 apresenta a resposta no tempo do deslocamento da estrutura com controle, onde foram instalados AVF. Foram comparadas as respostas sem controle com respostas com controle, observam-se nas figuras acima e na Tabela 4.11 as reduções. Na Figura 4.28 o comportamento do sistema com AMS também apresentou pouca eficiência, por ter aferido a resposta na direção vertical o amortecedor na horizontal quase não surtiu efeito, como já mencionado não serão considerados os efeitos dos amortecedores na direção vertical para demais análises.

Tabela 4.11 – Deslocamentos máx. com 1 pedestre – tempo 8,33 s.

Nº do nó	Amp. desl. vertical (mm)	Tempo (s)	Amp. desl. Horizontal (mm)
5	0,0150	4,1	-
17	0,0433	4,1	-
29	-	4,49	0,0329

São comparados os gráficos de evolução dos deslocamentos no tempo, do sistema sem controle com o sistema com uso do AVF, nas Figuras 4.37 e 4.38 para a travessia de dez pessoas.

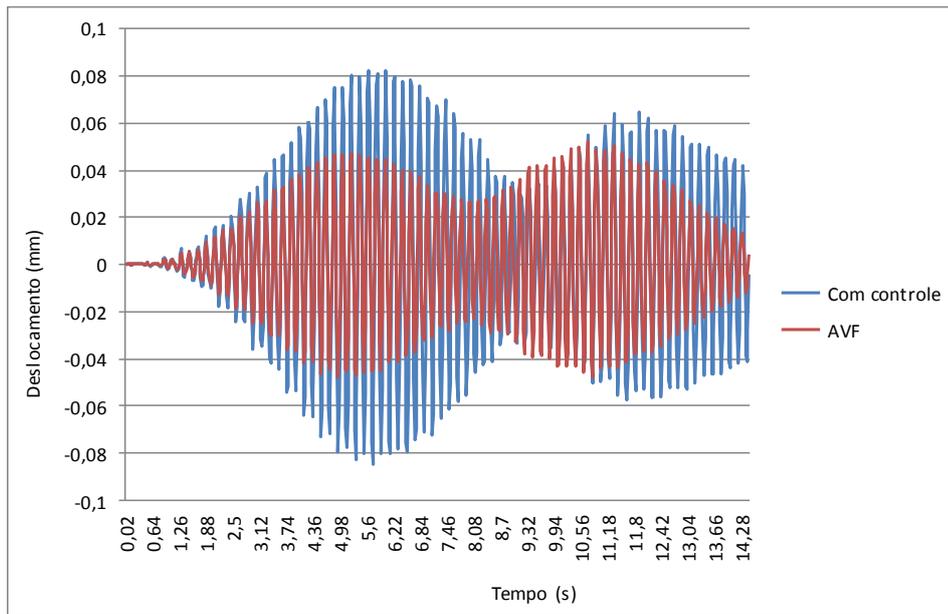


Figura 4.37 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 10 pessoas.

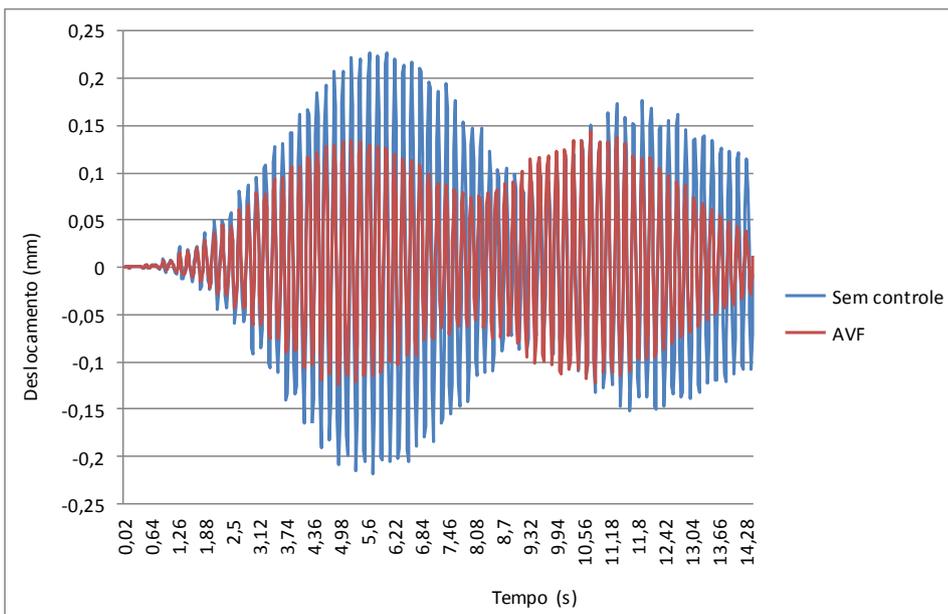


Figura 4.38 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 17 – 10 pessoas.

Verificam-se nos gráficos acima e na Tabela 4.12 reduções nas respostas também significativas na amplitude dos deslocamentos com o uso do AVF, principalmente no nó 17 que fica próximo a aplicação do amortecedor.

Tabela 4.12 – Deslocamentos máx. com 10 pedestres – tempo 14,50 s.

Nº do nó	Amp. desl. vertical (mm)	Tempo (s)
5	0,0526	10,76
17	0,144	10,76

Nas Figuras 4.39 e 4.40 são comparados o sistema sem controle com as respostas da estrutura com a instalação do AVF e na Figura 4.41 apresenta-se a evolução da aceleração. Considerou-se como carregamento a travessia de vinte pessoas.

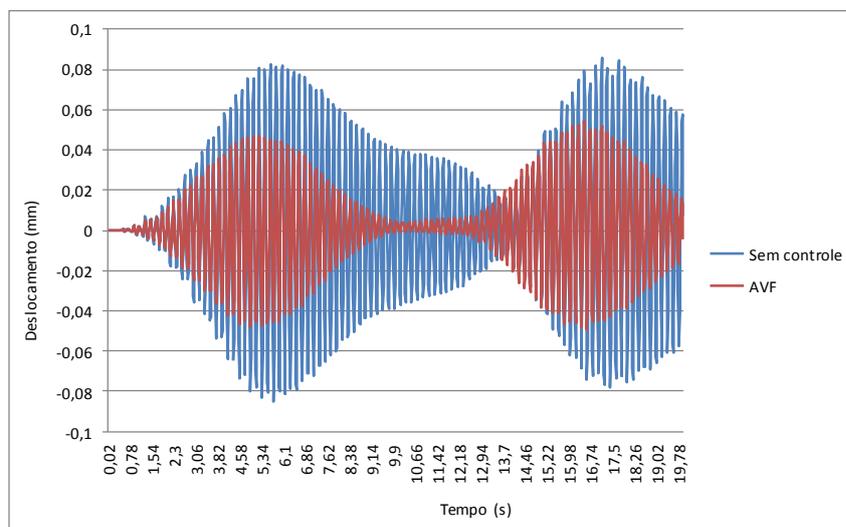


Figura 4.39 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 20 pessoas.

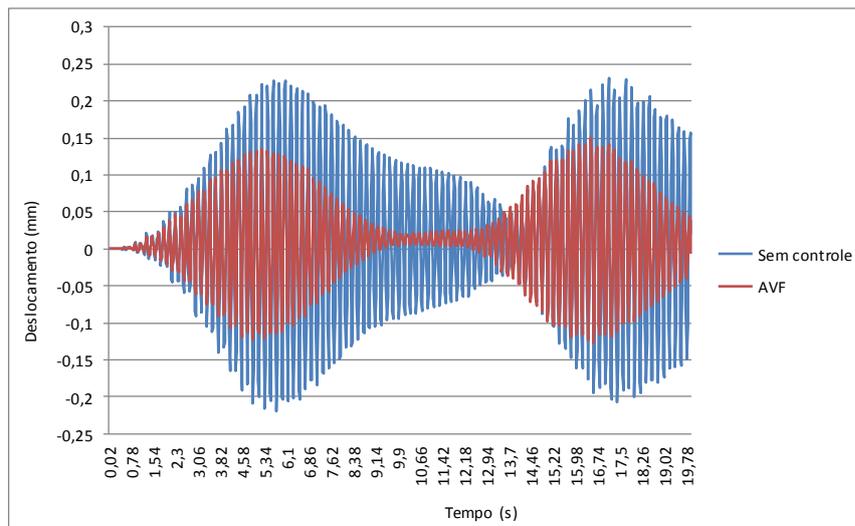


Figura 4.40 – Evolução no tempo do deslocamento horizontal no nó 5 – 20 pessoas.

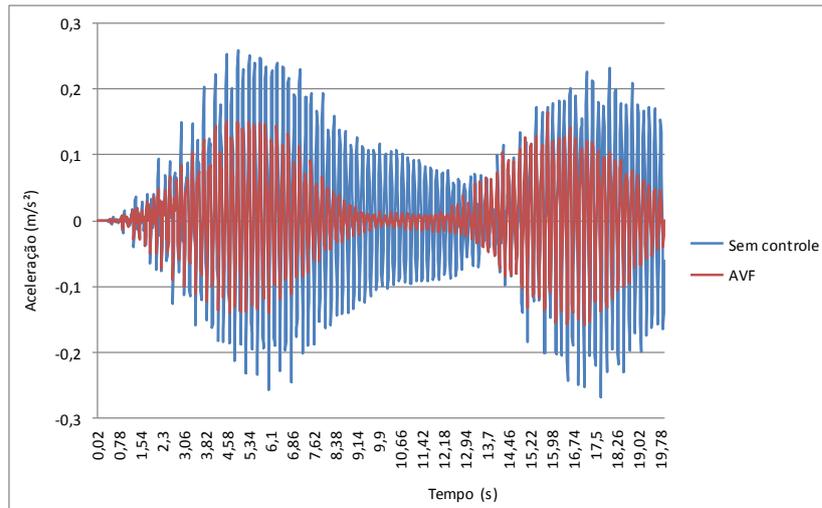


Figura 4.41 – Comparação da evolução no tempo respostas da aceleração na horizontal no nó 1116 – 20 pessoas.

Podem-se constatar pela observação dos resultados apresentados na Tabela 4.13 que foram obtidas reduções das respostas da estrutura com aplicação de AVF, observando também os gráficos acima verifica-se que em todos os casos obteve-se uma redução na resposta dinâmica. Na aceleração o valor de *rms* com uso do AFV encontrado foi de $0,059 \text{ m/s}^2$, sendo que o valor anteriormente encontrado sem controle foi de $0,11 \text{ m/s}^2$.

Tabela 4.13 – Deslocamentos máx. e *rms* com 20 pedestres – tempo 20 s.

Nº do nó	Amp. desl. vertical (mm)	Tempo (s)	<i>rms</i> (m/s ²)
5	0,0546	16,56	-
17	0,149	16,56	-
1116	-	-	0,059

Nas simulações analisadas com AMS e AVF observou-se que o AMS teve reduções mais significativas, podendo-se avaliar as respostas nas Figuras 4.42 a 4.49 que mostram a comparação da resposta com cada um dos tipos de controle, respectivamente acompanhando também os valores na Tabela 4.14.

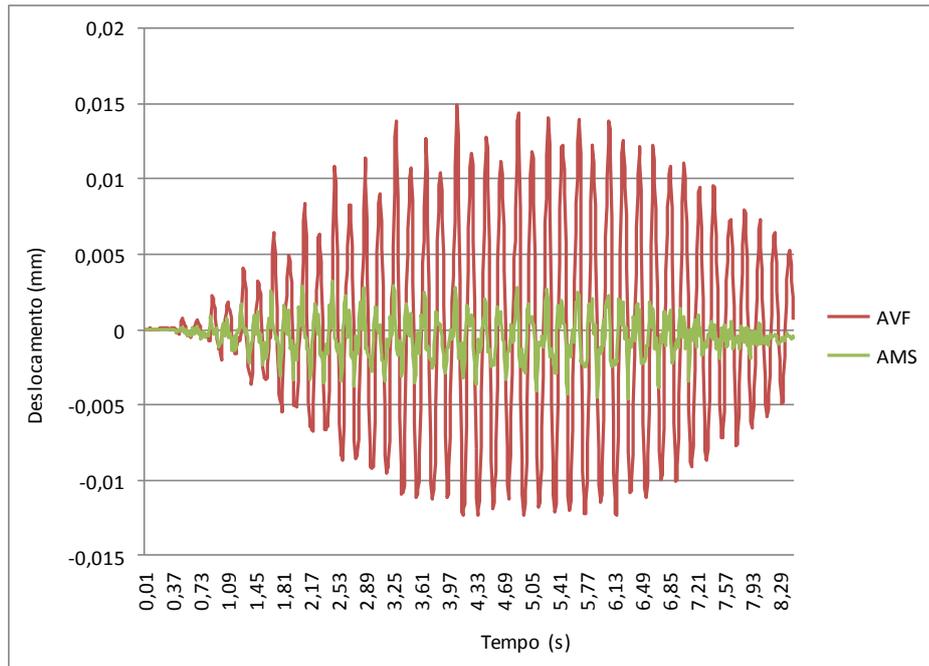


Figura 4.42 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 5 – 1 pessoa.

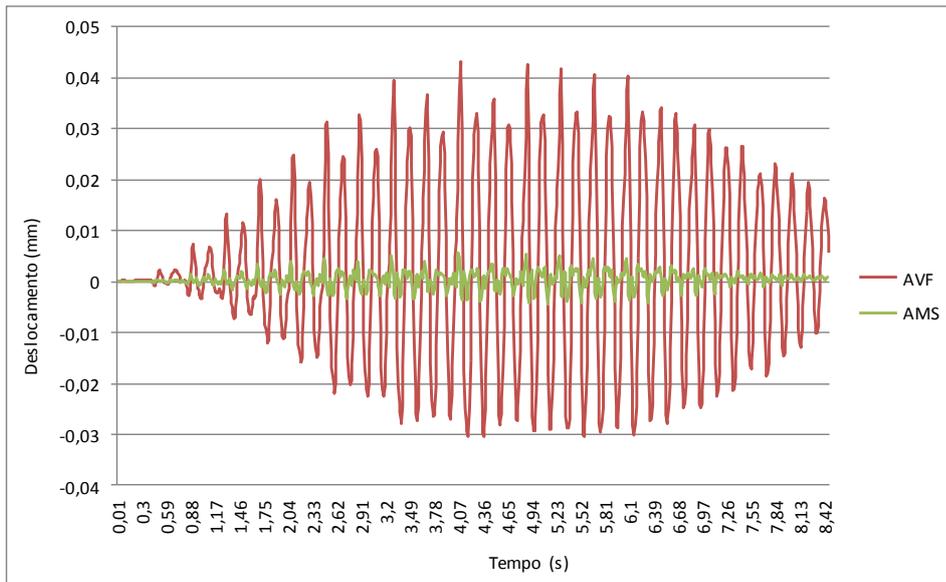


Figura 4.43 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 17 – 1 pessoa.

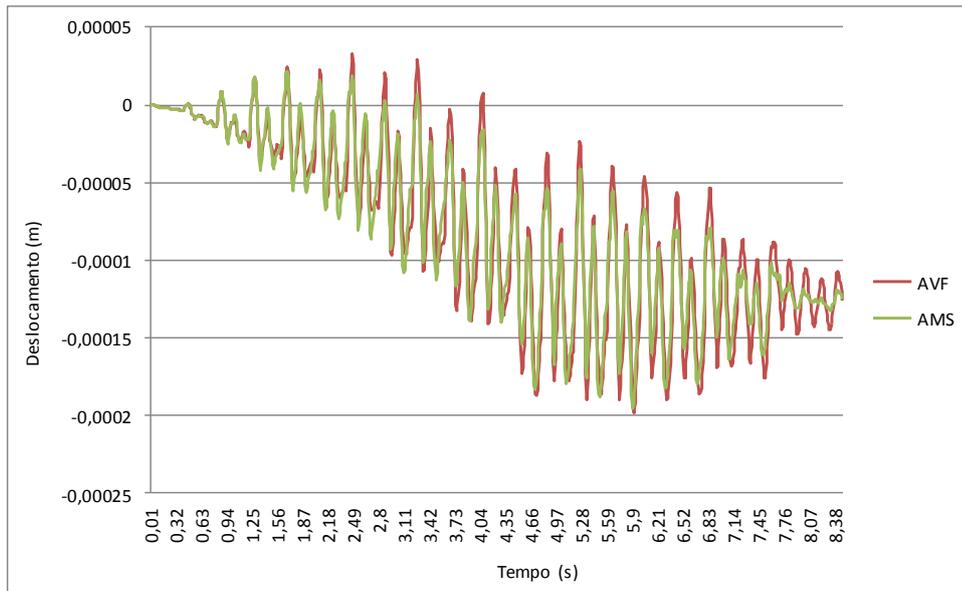


Figura 4.44 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 29 – 1 pessoa.

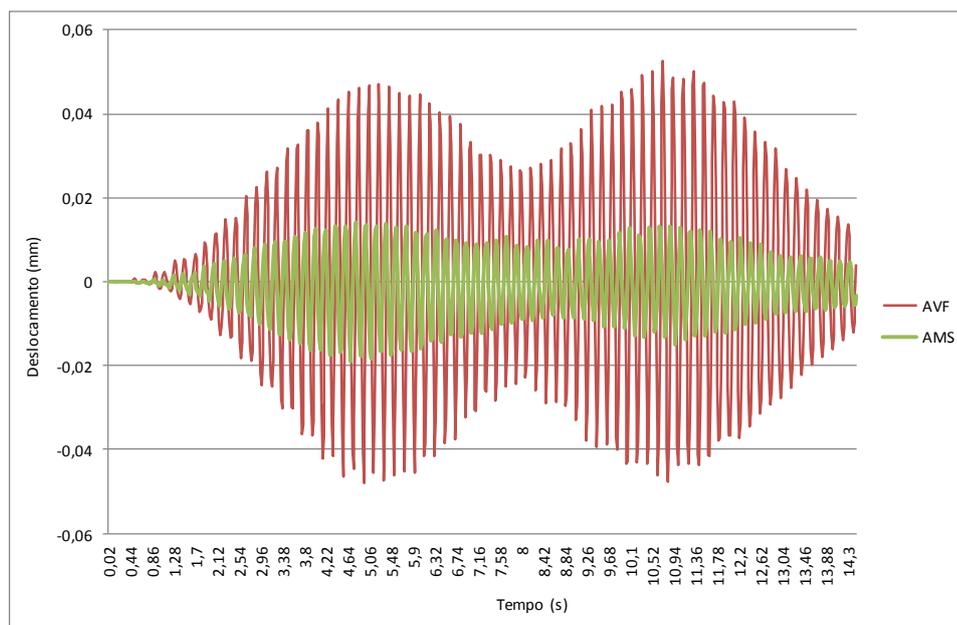


Figura 4.45 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 5 – 10 pessoas.

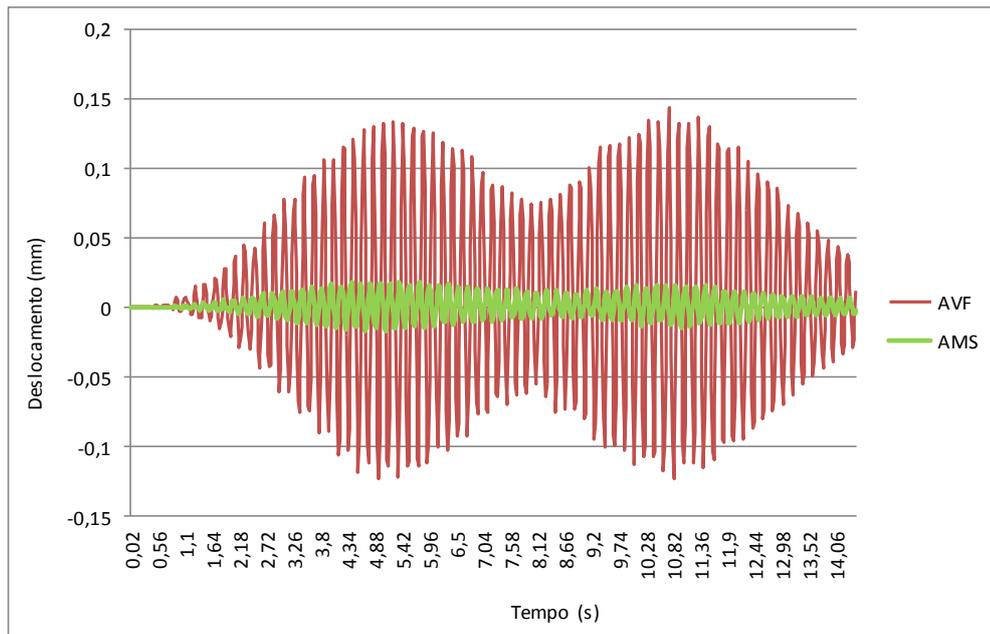


Figura 4.46 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 17 – 10 pessoas.

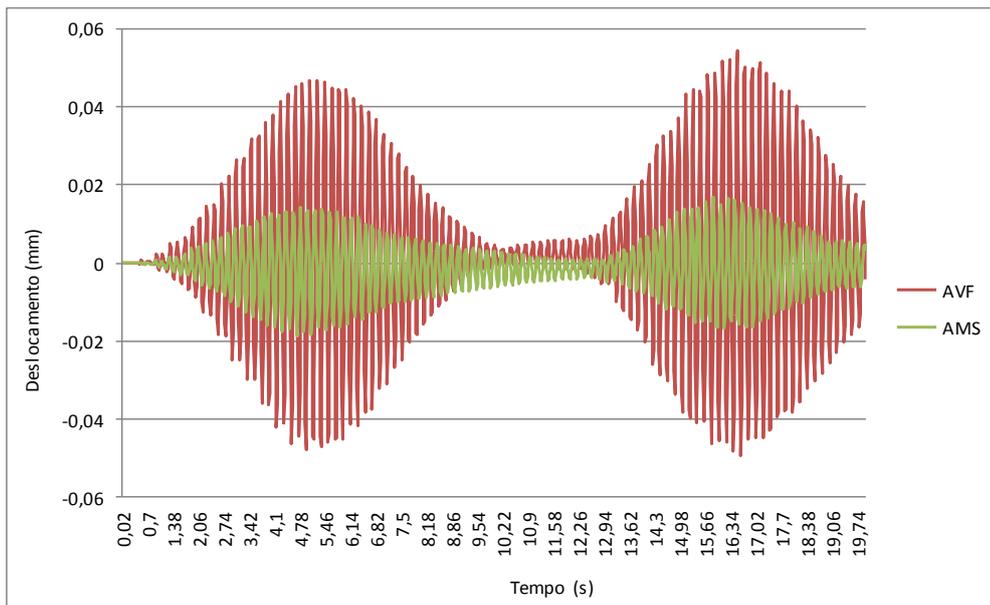


Figura 4.47 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 5 – 20 pessoas.

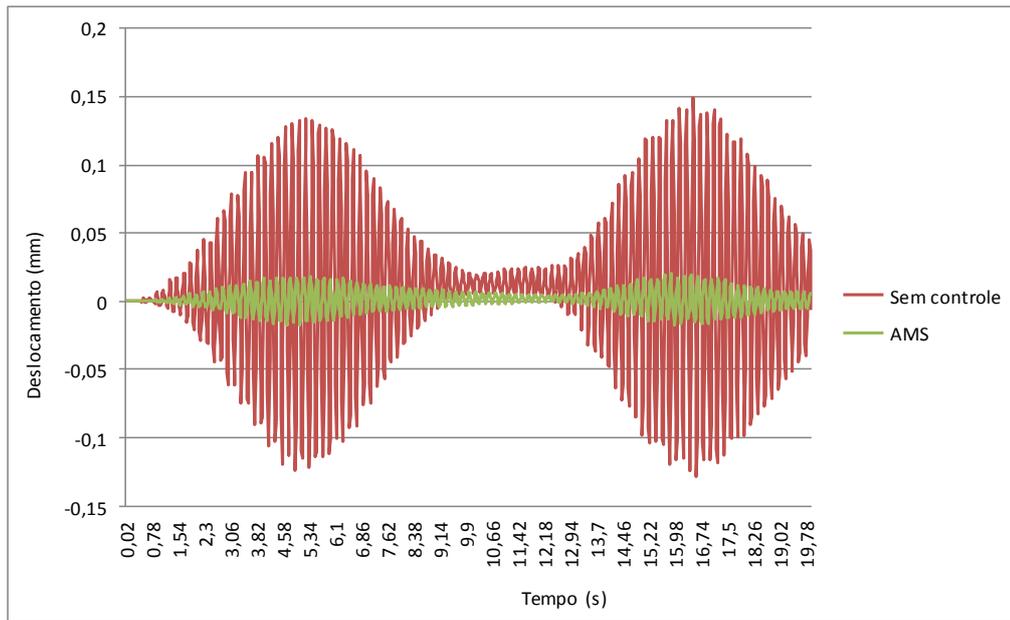


Figura 4.48 – Comparação da resposta do deslocamento AMS x AVF no nó 17 – 20 pessoas.

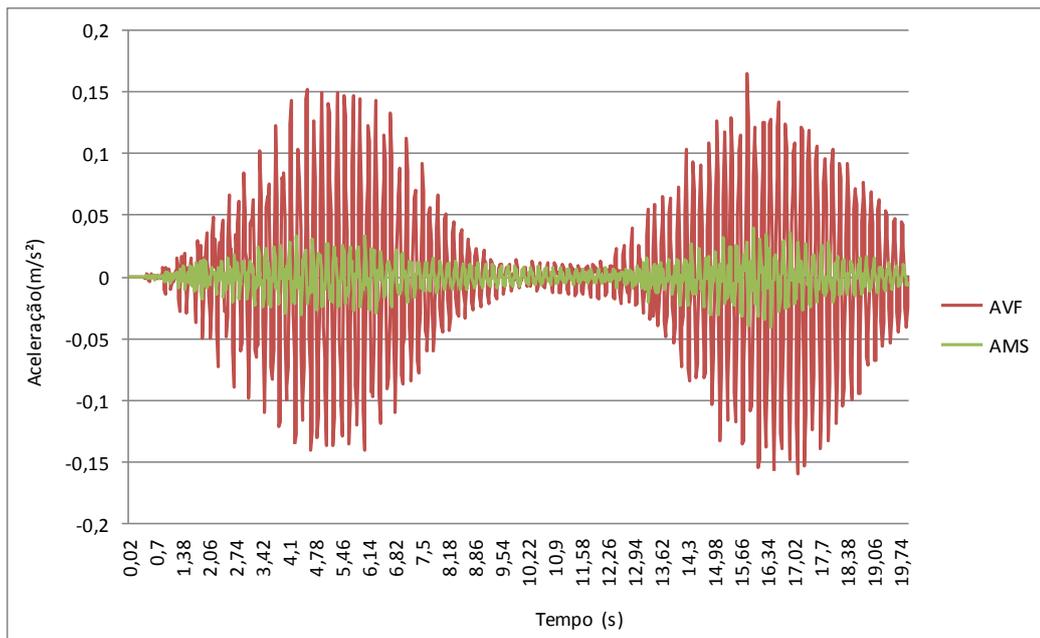


Figura 4.49 – Comparação da resposta da aceleração AMS x AVF no nó 17 – 20 pessoas.

Tabela 4.14 – Valores para comparações de AMS x AVF.

Nº de pessoas	Nº dos nós	Ampl. Ver. Com AMS	Ampl. Hor. Com AMS	Ampl. Ver. Com AVF	Ampl. Hor. Com AVF	Aceler. AMS	Aceler. AVF
1	5	0,0032	-	0,015	-	-	-
	17	0,00557	-	0,0433	-	-	-
	29	-	0,0221	-	0,0329	-	-
10	5	0,0142	-	0,0526	-	-	-
	17	0,018	-	0,144	-	-	-
20	5	0,0169	-	0,0546	-	-	-
	17	0,0207	-	0,149	-	-	-
	1116	-	-	-	-	0,0115	0,059

De acordo com a Tabela 4.7 os deslocamentos verticais se encontram em todos os casos abaixo do limite de 10 mm. Os deslocamentos horizontais ficaram abaixo do limite de 2 mm, e menores que nos casos anteriores. As acelerações horizontais foram reduzidas com o uso do sistema de controle AMS e AVF, estão encontradas em todos os casos, abaixo de limites de serviço em relação a Tabela 4.7.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho, foram realizados estudos numéricos a fim de investigar e compreender as características dinâmicas da passarela localizada no setor Octogonal de Brasília, em relação aos carregamentos induzidos pelos usuários.

O estudo foi direcionado a um vão horizontal da passarela EPIG, este possui maior comprimento do que um vão da rampa de acesso. Observou-se, inicialmente, na análise de vibrações livres que apenas a primeira frequência natural dessa estrutura encontra-se próxima à faixa de frequência de vibrações induzidas pelo homem. Trata-se da primeira frequência natural correspondendo ao modo horizontal lateral no valor de 5,16 Hz.

Foram realizadas simulações no domínio do tempo com diferentes números de pedestres correndo sobre a passarela de forma sincronizada, situação mais desfavorável. Nessas análises observou-se que para o caso de 1, 10 e 20 pedestres correndo à frequência de 2,6 Hz ocorreram somente vibrações de pequena amplitude de deslocamento. Já em relação à aceleração nas simulações com 20 pedestres, que é um caso mais desfavorável, ocorreram acelerações no sentido horizontal cujos níveis ultrapassavam alguns dos limites de serviço apresentados por Blanco *et al* (2005), já nas análises das acelerações no sentido vertical comparando com a norma canadense ONT 83 o limite não foi excedido, ficando bem abaixo do valor limite. Nas simulações as amplitudes máximas de deslocamentos na direção horizontal lateral ficaram todas inferiores ao limite de 2 mm e no caso vertical não ultrapassaram o valor limite de 10 mm que são os limites de Blanco *et al* (2005).

Portanto, a estrutura analisada pode apresentar vibrações excessivas em situações de 20 pedestres correndo. Sendo assim, foi realizado um estudo a fim de contornar este problema, através da instalação de um sistema de controle estrutural do tipo AMS ou AVF. Procura-se desenvolver um sistema de controle para reduzir as vibrações horizontais, que no caso dessa estrutura tem maiores amplitudes que as vibrações verticais, onde as vibrações horizontais estão relacionadas ao primeiro modo de vibrar e, portanto são mais críticas.

Para o projeto do sistema de controle do AMS foram utilizadas as equações de pré-dimensionamento de Den Hartog (1956), onde foram obtidos os valores da massa, rigidez da mola e o coeficiente de amortecimento. Para o AVF foram considerados os valores rigidez

nulo e coeficiente de amortecimento disponível no mercado pelo fabricante Taylor Device, Inc..

Na proposta dos sistemas de controle AMS e AVF, que são comparados ao longo das análises, verificou-se que os mesmos são eficazes em combater vibrações excessivas da estrutura quando submetida a carregamentos provocados por pedestres correndo na frequência de 2,6 Hz de maneira sincronizada, gerando vibrações na direção lateral. O caso do movimento mais desfavorável foi o de vinte pedestres. Verificou-se que as respostas com o AMS instalado tiveram melhores resultados que as respostas com o AVF.

Nas análises realizadas no domínio da frequência, verificou-se que os harmônicos com maiores amplitudes estão associados ao segundo e terceiro modo de vibrar. Nessa análise, considerando os dois tipos de amortecedores: amortecedor de massa sintonizada e amortecedor viscofluido, verificou-se nas respostas analisadas que foi válido a inserção dos amortecedores, a qual diminuiu as amplitudes do deslocamento do segundo e terceiro modo de vibrar da passarela de pedestre, tendo em vista que nas verificações AMS apresentou melhores respostas que o AVF nas direções horizontal e vertical, confirmando o que foi concluído nas análises no domínio do tempo.

5.2 SUGESTÕES

A pesquisa realizada no presente trabalho pode ainda ser complementada e aprofundada, com algumas sugestões para trabalhos futuros, encontram-se:

- Estudo de outras passarelas que apresentem problemas de vibrações.
- Melhorar o programa PSM para possibilitar outras formas de carregamento, como por exemplo, cargas na direção horizontal lateral.
- Variação do coeficiente de amortecimento para o amortecedor viscofluido.
- Fazer um estudo relacionado a análise estática visando uma distribuição dos AMS.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (1997). *AASHTO: Guide specifications for design of pedestrian bridge*. USA.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2007. 221p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projetos de estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237p.
- AVILA, S. M. (2002). *Controle Híbrido para atenuação de vibrações em edifícios*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.
- BATTISTA, R. C. (1993). *Redução de Vibrações em estruturas - Notas de Aula*. Rio de Janeiro: UFRJ, Brasil.
- BALTAR, A. C. U. C. V. (2000). *Vibrações Induzidas por Atividades Humanas em Passarelas*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.
- BLANCO, C. M.; BOUILLARD, P.; BODARWÉ, E.; NEY, L. (2005). *Structural Dynamic Design of a Footbridge Under Pedestrian Loading*. 9th SAMTECH Users Conference.
- BROWNJOHN, J., FOK, P., ROCHE, M., OMENZETTER, P. (2004). Long Steel pedestrian bridge at Singapore Changi Airport – Part 2: Crond loading testes and vibration mitigation measures. *The structural Engineer*, v. 82, n, 16, p. 28-34.
- CAETANO E., GASPAR C., SILVA S. J., MOUTINHO C. (2017). *Application of the tuned mass damper concept to the modelling of pedestrian-structure interaction*. Proceedings of Footbridge, International Conference, Berlin, Germany.
- CARNEIRO R. B. (2009). *Controle semi-ativo de vibrações em estruturas utilizando amortecedor magnetorreológico*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

- CASTTILLO E, LOOZANO-GALAANT J. A, NOGGAL M, TURRMO J. (2015). Neww Tool to Helpp Decision Making in Civil Engineering. *Journal of Civil Engineering and Maanagement*, vol. 21, N°.66, p. 689–97.
- CHARLES, P.; BUI, V. (2005). *Transversal dynamic actions of pedestrians & Synchronisation*. Proceedings of Footbridge – 2nd International Conference, Venice, Elovênia.
- CLOUGH, R. W., PENZIEN, J. (1993). *Dynamics of Structures*, 2ª Edição, McGraw Hill, Inc., New York.
- COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. (1991). CEB 209, Vibration Problems in Structures. Pratical Guidelines. Bulletin d'Information, n. 209.
- COSTA, N. P. A. (2013). *Interação dinâmica pessoa-estrutura de passarelas em material compósito*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Amazonas, Manaus, Brasil.
- DALLARD, P., FITZPATRICK, A. I., FLINT, A., LE BOURVA, S., LOW, A., SMITH, R. M. R., WILLFORD, M. (2001). The London Millennium Footbridge. *The Structural Engineer*, vol. 79, n. 22.
- DANBON, F. *Characterisation and modelling of the dynamic loading induced by a moving crowd on the Solferino Footbridge in Paris*. Dynamic behaviour of a steel footbridge. Proceedings of Footbridge – 2 nd International Conference, Venice, Italy.
- DEN HARTOG, J. P. *Mechanical Vibrations*, ed. 4. New York: McGraw-Hill, 1956.
- ESTEFANI, C. *Estudo das Características Dinâmicas de Estruturas Típicas da Cidade de Brasília*. Relatório Final de Iniciação Científica, PIBIC – CNPq, Julho de 2000.
- EBRAHIMPOUR, A., SACK, R. L. (1989). Modeling Dynamic Occupant Loads. *Jornal of Structural Engineering*, ASCE, vol. 117, n. 11, p. 1476-1495.
- GOMES D. H. M. (2006). *Controle da resposta dinâmica de uma passarela de pedestres da cidade de Brasília com a utilização de amortecedores de massa sintonizados*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

- HENRIQUES M. P. (2013). *Como é que os insucessos foram transformados em sucessos? - Comportamento estrutural da Ponte do Milénio e da Torre de Pisa*. Mestrado Integrado de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- HOUSNER, et al. (1997). Structural Control: Past, Present and Future. *Journal of Engineering Mechanics* – ASCE. Vol. 123, p. 897-971.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. (1997). ISO 2631/1 – Mechanical Vibration and Shock - Evaluation of Human Exposure to Whole Body Vibration - Part 1: General Requirements. Second Edition. Geneve.
- INGÓLFSSON, E.T., GEORGAKIS, C.T., JONSSON, J. (2012). Pedestrian-induced lateral vibrations of footbridges: A literature review. *Journal of Engineering Structures*, 45, p.21-52.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. (1989). ISO 2631/2: Evaluation of human exposure to whole-body vibration – Part 2: Continuous and shock-induced vibration in buildings (1 to 80 Hz), Switzerland.
- KRENK, S.; BRONDEN, A.; KRISTENSEN, A. (2005). *Placement and tuning of resonance dampers on footbridges*. Proceedings of Footbridge – 2nd International Conference, Venice, Italy.
- MCCORMICK, M. M. (1974). Office Floor Vibration: Design criteria and tests. *Melbourne Research Laboratories*, The Brke Hill Proprietary Company, Lmt., Melbourne, Australia.
- MENDES J. P. (2014). *Análise dinâmica e controle de vibrações de passarelas de pedestres submetidas ao caminhar humano*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.
- MURRAY, T. M. (1975). Design to Prevent Floor Vibrations. *Engineering Journal*, ed. 3, AISC, p. 82-87.
- MURRAY, T. M.; ALLEN, D.E.; UNGAR, E.E. (1997). Steel Design Guide Series 11: Floor Vibrations due to Human Activity. USA: American Institute of Steel Construction, Chicago.
- NEWLAND, D.E. (2003). Pedestrian Excitation of Bridges – Recent Results. *Tenth International Congress on Sound and Vibration*. 7-10 July. Stockholm, Sweden.

- NAKAMURA S., KAWASAKI T., KATSUURA H., YOKOYAMA K. (2008). Experimental studies on lateral forces induced by pedestrians. *Journal of Constructional Steel Research* 64. p. 247-252.
- ONTARIO HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE. (1983). OHBDC ONT 83. Ontario Ministry of Transportation, Toronto, Canadá.
- PARK. S. W. (2001). Analytical modelling of viscoelastic dampers for structural and vibration control. *International Journal of Solids and Structures*. p. 8065-8092.
- PEÑA, L. A. P. (2017). *Resposta dinâmica de edificações adjacentes acopladas: considerações sobre a interação solo – estrutura*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.
- PEREIRA, S. P. (2017). *Desempenho Dinâmico de Sistemas Estruturais de Passarelas*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.
- PREUMONT, A. *Vibration control of active structures*, Kluwer Academic Publishers, 1997.
- QUEIROZ M. M. (2014). *Técnicas de análise dinâmica de passarelas*. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.
- RACIC, V.; PAVIC, A.; BROWNJOHN, J.M.W. (2009). Experimental identification and analytical modelling of human walking forces: literature review. *Journal of Sound and Vibration*, v. 326, p. 1-49.
- REITHER, H. E, MEISTER, F. J. (1931). *The Effect of Vibration on People*. Traduzido da Forsch Geb. Ing, Wes: 2(11) 381-6 pela U.S. Air Material Command, Tradução F-TS-616-RE, Wright Field, Ohio, AMC.
- SAIGE D.; NGELHARDT J.; KATZ S. (2017). *Vibration control of footbridges under pedestrian*. Proceedings of Footbridge– International Conference, Berlin, Germany.
- SANTOS I. C. (2009). *Atualização do modelo numérico em elementos finitos de uma passarela de pedestres com base em dados experimentais*. Dissertação de Mestrado

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

SEGUNDINHO P. G. A. (2010). *Estudo das vibrações induzidas por pedestres em passarelas de madeira*. Tese de Doutorado, São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil.

SOONG, T. T.; DARGUSH, G. F. (1997). *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*. Chichester: John Wiley & Sons.

SOONG, T. T., SPENCER JR., B.F. (2002). Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice. *Engineering Structures*, v. 24, p. 243-259.

SPENCER JR., B. F.; DYKE, S. J.; SAIN, M. K.; CARLSON, J. D.(1997a). Phenomenological model for magnetorheological dampers. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 123, n. 3, p. 230-238.

TAYLOR DEVICES, Inc. <http://www.taylordevices.com/pdf/web-damper.PDF>.

TAYLOR, D. P. (2002). *Damper retrofit of the Millennium Footbridge - a case study in biodynamic design*, Proceedings of the 73rd Shock and Vibration Symposium, Newport, USA, p. 18-22.

TILLY, G., CULLINGTON, D., EYRE, R. (1983). Dynamic Behaviour of Footbridges. IABSE Surveys, p. 13-24.

THENOZHI, S.; YU, W. (2013) Advances in modeling and vibration control of building structures. *Annual Reviews in Control*, v. 37, p. 346-364.

TSOPELAS P., CONSTANTINOU M. C., OKAMOTO S., FUJII S., OZAKI D. (1996). *Experimental study of bridge seismic sliding isolation systems*. *Engineering Structures*, p. 301-310.

WHEELER, J. E. (1982). Prediction and Control of Pedestrian Induced Vibration in Footbridges. *ASCE, Journal of the Structural Division*. v. 108, n.º ST9, p. 2045-2065.

XUE, S.; TOBITA, J.; KURITA, S.; IZUMI, M. (1997). Mechanics and dynamics of intelligent passive vibration control system. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 123, n. 4, p. 322-327.

ZALL, E., PURROY J. G., ANDERSSON A. (2017). *The effect of runners on footbridges – a case study*. Proceedings of Footbridge, International Conference, Berlin, Germany.

ŽIVANOVIC S., PAVIC A., REYNOLDS P. (2005). Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. *Journal of Sound and Vibration*, vol. 279, n. 1, p. 1-74.

ZÚÑIGA, E. V. (2011). *Análise da resposta dinâmica experimental de uma passarela tubular mista, aço-concreto, submetida ao caminhar humano*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil.