



**Universidade do Estado do Rio de Janeiro**  
Centro de Tecnologia e Ciências  
Faculdade de Engenharia

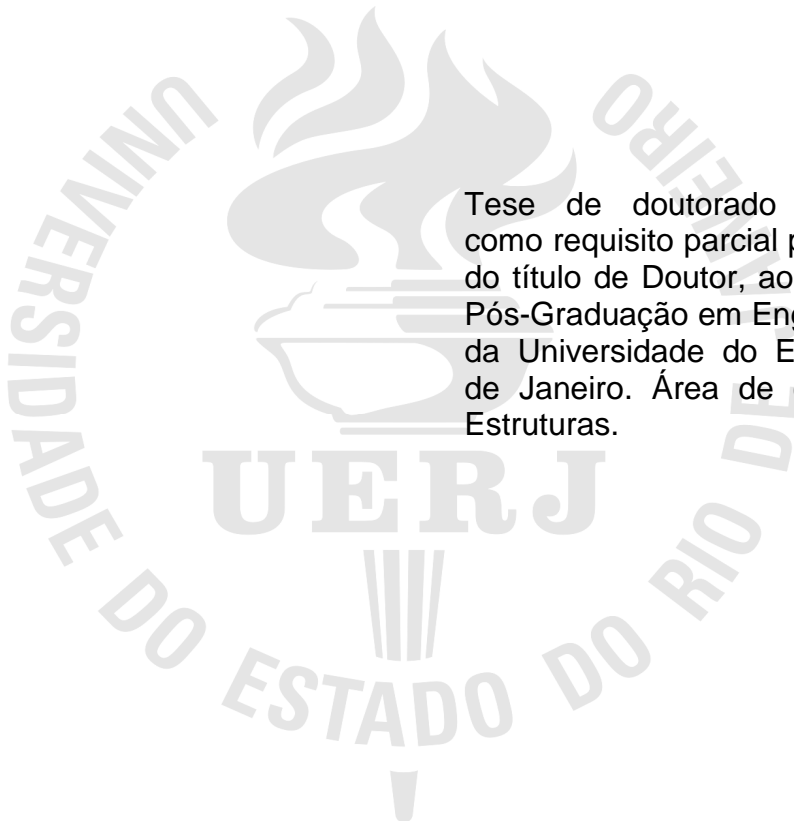
Gilvan Lunz Debona

**Monitoração Experimental e Modelagem Numérica sobre a  
Resposta Estrutural Dinâmica de Passarelas de Pedestres**

Rio de Janeiro  
2016

Gilvan Lunz Debona

**Monitoração Experimental e Modelagem Numérica sobre a Resposta Estrutural  
Dinâmica de Passarelas de Pedestres**



Tese de doutorado apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Doutor, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. José Guilherme Santos da Silva, DSc.

Rio de Janeiro

2016

CATALOGAÇÃO NA FONTE  
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

D287 Debona, Gilvan Lunz.  
Monitoração experimental e modelagem numérica sobre a resposta estrutural dinâmica de passarela de pedestres / Gilvan Lunz Debona. - 2016.  
349 f.

Orientadores: José Guilherme Santos da Silva.  
Teses (Doutorado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Passarela para pedestre – Teses. 3. Conforto humano -- Teses. 4. Vibrações - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

CDU 624.016

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta dissertação, desde que citada a fonte.

---

Assinatura

---

Data


Gilvan Lunz Debona

**Monitoração Experimental e Modelagem Numérica sobre a  
Resposta Estrutural Dinâmica de Passarelas de Pedestres**

Tese de doutorado apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Doutor, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

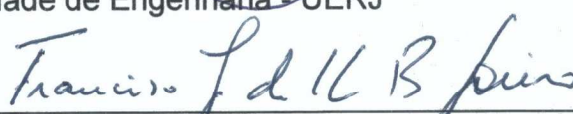
Aprovado em: 25 de agosto de 2016.

Banca Examinadora:



---

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Presidente / Orientador)  
Faculdade de Engenharia - UERJ



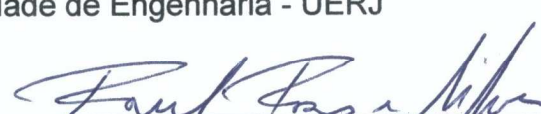
---

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro  
Faculdade de Engenharia - UERJ



---

Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos  
Faculdade de Engenharia - UERJ



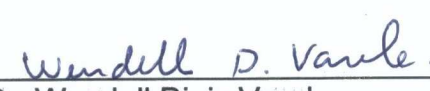
---

Prof. Dr. Raul Rosas e Silva  
Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - PUC-Rio



---

Profa. Dra. Eliane Maria Lopes Carvalho  
Universidade Federal Fluminense - UFF



---

Prof. Dr. Wendell Diniz Varela  
Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ

Rio de Janeiro  
2016



## DEDICATÓRIA

A Deus, por permitir mais essa vitória. A minha esposa, que sempre me apoiou a continuar na vida acadêmica mesmo nos momentos mais difíceis destes últimos anos.

## **AGRADECIMENTOS**

A minha esposa pelo apoio durante a elaboração desta tese de doutorado, sendo sempre importante o incentivo para que eu pudesse ter um crescimento pessoal e profissional.

Aos meus pais pelo apoio financeiro e moral durante a minha vida, sendo sempre importante o incentivo para o meu crescimento pessoal e profissional.

Um agradecimento especial ao meu orientador, professor José Guilherme Santos da Silva, pela paciência, convívio e valiosas contribuições dadas ao longo da elaboração deste trabalho, incentivando à minha trajetória profissional na área de Estruturas.

Quero, também, agradecer ao professor Wendell Diniz Varela pela disposição, conselhos e apoio técnico fornecido durante estes anos de tese de doutorado.

Aos engenheiros, e amigos, Cássio Marques Rodrigues Gaspar, Rafael Rangel Barboza e Pedro Vieira de Souza Junior pelas ajudas, ao longo deste período, nos ensaios experimentais que me permitiu seguir em frente, o meu mais sincero agradecimento.

Ao meu irmão, Gilber Lunz Debona, pela ajuda na programação em Visual Basic for Applications do programa Excel, necessário para a geração dos carregamentos aplicados no modelo para a realização desta pesquisa.

Aos professores e funcionários do PGECIV - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade do Estado do Rio de Janeiro - UERJ, pelos conhecimentos e auxílio sempre que necessário.

Aos amigos do programa de pós-graduação por todo o convívio e ajuda nos momentos difíceis, no período dos créditos, e pelo tempo, empenho e seriedade dedicados nos ensaios experimentais.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a execução desta tese de doutorado.

Gostaria de agradecer ao suporte financeiro fornecido pelas Agências de Fomento à Pesquisa do país: CAPES, CNPq e FAPERJ.

Por fim, agradeço a Deus que me forneceu todos os meios necessários para alcançar mais este passo no meu percurso de realização pessoal e profissional.

O dia está na minha frente esperando para ser o que eu quiser.

E aqui estou eu, o escultor que pode dar forma a este dia.

*Albert Einstein*

## RESUMO

DEBONA, Gilvan Lunz. *Monitoração experimental e modelagem numérica sobre a resposta estrutural dinâmica de passarelas de pedestres*. 2016. 349f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, 2016.

O estudo do comportamento dinâmico de passarelas de pedestres por parte dos engenheiros civis não é considerado um procedimento regular nos escritórios de projeto de estruturas, especialmente no que diz respeito ao atendimento dos estados limite de utilização (conforto humano). Contudo, estes modelos estruturais devem apresentar um comportamento dinâmico apropriado, livres dos riscos inerentes à presença de vibrações excessivas ou de desconforto humano. Deste modo, objetivando contribuir para o estudo deste tema de pesquisa, o objetivo principal deste trabalho diz respeito à monitoração experimental e modelagem numérica da resposta estrutural dinâmica de passarelas de pedestres, com base na consideração do efeito da interação dinâmica pedestre-estrutura. Para tal, o modelo estrutural investigado neste trabalho de pesquisa é associado a uma passarela de pedestres de concreto armado localizada na Faculdade de Engenharia (FEN) no campus da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ). O sistema estrutural é do tipo simplesmente apoiado com vão de 24,4 m, utilizado correntemente para a travessia de pedestres. Inicialmente, a análise modal da passarela foi conduzida a partir do desenvolvimento de monitoração experimental dinâmica, mediante o emprego de acelerômetros instalados sobre a estrutura e pedestres, com base no uso de um dispositivo para aquisição de dados, via vibrometria a laser (PDV-100: *Portable Digital Vibrometer*) e, ainda, a partir da utilização de outro sistema para a medição de vibrações (*Shaker*). No que tange aos ensaios de vibração livre foram utilizadas duas técnicas: SIMO (*Single Input Multiple Output*) e SISO (*Single Input Single Output*). Com relação à técnica SIMO, uma força de excitação é aplicada sobre um ponto da estrutura (entrada) e a resposta estrutural dinâmica (saída) é obtida simultaneamente em vários pontos do modelo. No que diz respeito à técnica SISO, a força é aplicada sobre a estrutura e a resposta dinâmica é obtida, individualmente, em cada ponto do sistema, considerando-se a variação da posição de aplicação da força de excitação (entrada) quanto do sensor de medição (saída). Com referência aos testes de vibração forçada foram utilizadas as cargas dinâmicas oriundas dos pedestres, considerando-se dois tipos de excitações: a primeira destina-se a excitar a passarela com base no controle dos passos dos pedestres e do movimento do corpo humano, utilizando-se um metrônomo e acelerômetros instalados sobre o modelo estrutural e nos pedestres; a segunda relaciona-se com a caminhada aleatória das pessoas sobre o sistema estrutural, tal como ocorre correntemente durante a vida útil da estrutura. Finalmente, um modelo em elementos finitos foi desenvolvido, incorporando o efeito da interação dinâmica pedestre-estrutura, com base no emprego de modelos biodinâmicos representativos dos pedestres. Este modelo numérico foi empregado para a calibração dos resultados obtidos via monitoração experimental da passarela. Em seguida, a resposta estrutural dinâmica do modelo estrutural foi avaliada e os níveis de conforto humano foram comparados com inúmeros critérios estabelecidos em normas e recomendações de projeto.

Palavras-chave: Passarelas de pedestres; Análise dinâmica; Interação pedestre-passarela; Conforto humano; Vibrações excessivas.

## ABSTRACT

DEBONA, Gilvan Lunz. *Experimental monitoring and numerical modeling about the response structural dynamics of footbridges*. 2016. 349f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro, 2016.

The study of the dynamic behavior of pedestrian footbridges on the part of civil engineers is not considered like a regular procedure in structural design offices, especially with regard to attend the serviceability limit states (human comfort). However, these structural models need to present an appropriate dynamic behavior, free of the risks inherent to the presence of excessive vibration or human discomfort. Thus, aiming to contribute to the study of this research topic, the main objective of this work concerns to the experimental monitoring and numerical modelling of the structural dynamic response of pedestrian footbridges, based on the consideration of the pedestrian-structure dynamic interaction. This way, the investigated structural model is associated with a reinforced concrete pedestrian footbridge located in the Faculty of Engineering (FEN) on the campus of the State University of Rio de Janeiro (UERJ). The structural system is simply supported with a 24.4 m span, currently used for pedestrian crossing. Initially, the modal analysis of the footbridge was conducted based on the dynamic experimental monitoring through the use of accelerometers on the structure and pedestrians, considering a device used for data acquisition via laser vibrometry (PDV-100: *Portable Digital Vibrometer*) and also considering another system for the measurement of vibrations (*Shaker*). With respect to the free vibration tests two techniques were applied: SIMO (*Single Input Multiple Output*) and SISO (*Single Input Single Output*). Regarding the SIMO technique, an excitation force is applied on the structure (input) and the structural dynamic response (output) is obtained simultaneously in several points of the model. With regard to the SISO technique, the force is applied on the structure and the dynamic response is obtained individually at each point of the system, considering the variation in the position of the excitation force (input) and the sensor measurement (output). With reference to the forced vibration tests the dynamic loads coming from the pedestrians were used, considering two types of excitations: the first is intended to excite the footbridge based on the control of the pedestrian step and the human body movement, using a metronome and accelerometers installed on the structural model and pedestrians; the second is related to the random walk of the people on the structural system, such as commonly occurs during the service life of the structure. Finally, a finite element model was developed, incorporating the effect of the pedestrian-structure dynamic interaction, based on the use of biodynamic models representative of the pedestrians. This numerical model was used for the calibration of the results obtained based on the footbridge experimental monitoring. Then, the structural dynamic response of the structural model was evaluated and human comfort levels were compared to several criteria established in the standards and design recommendations.

Keywords: Pedestrian footbridge; Dynamic analysis; Pedestrian-footbridge interaction; Human comfort; Excessive vibration.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Desabamento de uma passarela na Carolina do Norte/EUA [1].	44
Figura 2 – Vista e seção típica da passarela em Cingapura [2].	45
Figura 3 – Escada do Shopping Center [3].	46
Figura 4 – Millennium Footbridge localizada em Londres sobre o Rio Tâmis [4].	47
Figura 5 – Vista lateral da passarela Forchheim [9].	48
Figura 6 – Desenho esquemático da passarela Forchheim e o segundo modo de vibração [9].	49
Figura 7 – Ensaio experimental na passarela Forchheim [9].	49
Figura 8 – Vista geral da passarela Pedro e Inês [10].	50
Figura 9 – Planta e elevação da passarela Pedro e Inês [10].	50
Figura 10 – Vista lateral da passarela Pedro e Inês [10].	50
Figura 11 – Passarela estudada por Živanović, Pavic e Reynolds [12].	51
Figura 12 – Modelo em MEF estudado por Živanović, Pavic e Reynolds [12].	52
Figura 13 – Vista lateral da passarela Toda Park Brigde (Nakamura e Fujino [14]).	53
Figura 14 – Passarela Toda Park Brigde em um dia de movimento (Nakamura e Fujino [14]).	53
Figura 15 – Ensaio Experimental da Passarela feita por Nhleko, Zingoni e Moyo [18].	54
Figura 16 – Elevação da Svinesund [22].	55
Figura 17 – Sensores instalados na Svinesund [22].	56
Figura 18 – Passarela real “T-Bridge” (Japão) [23].	56
Figura 19 – Passarela real “Maple Valley” (Japão) [23].	57
Figura 20 – Passarela real com sistema estrutural em viga estudada por Weber e Feltrin (Suíça) [29].	58
Figura 21 – Amortecedor de massa instalado na passarela com sistema estrutural em viga (Suíça) [29].	59
Figura 22 – Proteção do amortecedor de massa instalado na passarela com sistema estrutural em viga (Suíça) [29].	59
Figura 23 – Passarela real com sistema estrutural em cabo estaiado estudada por Weber e Feltrin (Suíça) [29].	60

Figura 24 – Amortecedor sendo instalado na passarela com sistema estrutural em cabo estaiado (Suíça) [29].	60
Figura 25 – Modelo de Amortecedor instalado na passarela com sistema estrutural em cabo estaiado (Suíça) [29].	61
Figura 26 – Modelo de passarela “Tensegrity” [30].	61
Figura 27 – Passarela estudada por Moschas e Stiros [31].	62
Figura 28 – Passarela Dowling [37].	65
Figura 29 – Passarela simplesmente apoiada [39].	66
Figura 30 – Foto da passarela estudada por Hu, Caetano e Cunha [49].	67
Figura 31 – Projeto da passarela estudada por Hu, Caetano e Cunha [49].	67
Figura 32 – Modelagem em elementos finitos da passarela sobre o rio Ijzer [54].	68
Figura 33 - Geometria simplificada de uma passada [57] apud [56].	69
Figura 34 – Esquema da plataforma e diagrama de equilíbrio [58].	69
Figura 35 – Ensaio executado por Nimmen <i>et al.</i> [63].	71
Figura 36 – Teste instrumentado com 31 pontos de leitura [65] apud [64].	71
Figura 37 – Modelo de um pedestre com um grau de liberdade sobre a estrutura. ..	78
Figura 38 – Modelo de representação do corpo humano por forças. Caprani <i>et al.</i> [114].	79
Figura 39 – Modelo de representação do corpo humano por modelo biodinâmico combinado com o modelo de força. Caprani <i>et al.</i> [114].	79
Figura 40 – Relação da resposta RMS de SMD/MF. Caprani <i>et al.</i> [114].	80
Figura 41 – Modelo de S1GL: (a) excitado por uma carga harmônica. (b) excitado por uma carga harmônica e um movimento de base simultaneamente [115].	81
Figura 42 – Indivíduo caminhando com um acelerômetro acoplado em seu centro de gravidade aproximado [115].	81
Figura 43 – Imagem capturada por trás de um pedestre sobre uma esteira ergométrica e sua conversão para imagem do tipo 1-bit [115].	82
Figura 44 – Modelo do corpo humano (ISO 5982 [103]).	82
Figura 45 – Comparação entre o modelo de força do Bachmann [117] e um S2GL. (Kim [103]).	83
Figura 46 – caminhar de um pedestre. Garcia <i>et al.</i> [116].	84
Figura 47 – Vista lateral da passarela.	86
Figura 48 – Vista frontal da passarela.	86



Figura 49 – Vista interna da passarela.....	87
Figura 50 – Vista inferior da passarela.....	87
Figura 51 – Vista do apoio junto à estrutura do prédio.....	88
Figura 52 – Detalhe da junta de dilatação.....	88
Figura 53 – Projeto estrutural. Dimensões: centímetros. ....	89
Figura 54 – Projeto estrutural: corte transversal típico. Dimensões: centímetros.....	90
Figura 55 – Vista tridimensional do modelo em elementos finitos da passarela. ....	92
Figura 56 – Vista lateral do modelo em elementos finitos da passarela.....	92
Figura 57 – Vista frontal do modelo em elementos finitos da passarela. ....	92
Figura 58 – Acelerômetro Dytran (transdutor de aceleração capacitivo).....	97
Figura 59 – Acelerômetro Dytran. Conector fêmea (esq.) / Conector macho do cabo (dir.). ....	98
Figura 60 – Acelerômetro Kyowa (transdutor de aceleração resistivo). ....	99
Figura 61 – Acelerômetro Kyowa. Conector macho (esq.) / Conector fêmea do cabo (dir.). ....	99
Figura 62 – Sistema ADS 2002 – vista frontal.....	100
Figura 63 – Sistema ADS 2002 – vista traseira.....	101
Figura 64 – Sistema ADS 2002 acoplado ao computador.....	101
Figura 65 – Software AqDados. ....	102
Figura 66 – Software AqDAnalysis.....	103
Figura 67 – PDV 100. Vista superior.....	104
Figura 68 – PDV 100. Vista lateral. ....	104
Figura 69 – PDV 100. Vista inferior.....	105
Figura 70 – PDV 100. Vistas. ....	105
Figura 71 – PDV 100. Placa de identificação.....	105
Figura 72 – PDV 100. Sistema de aquisição de dados (USB).....	106
Figura 73 – PDV 100. Conexões de saída e alimentação.....	106
Figura 74 – PDV 100. Detalhes.....	107
Figura 75 – PDV 100 conectado ao sistema de aquisição.....	107
Figura 76 – Software Polytec Vibrometer Software.....	108
Figura 77 – Detalhes de um martelo de impacto (Bilosová [124]). ....	109
Figura 78 – Força de impacto (pulso) e correspondente espectro (Bilosová [124]).	110
Figura 79 – Martelo de impacto modelo 5802A Dytran Instruments.....	110
Figura 80 – Shaker S 51140-M: vista 3D. ....	111

Figura 81 – Shaker S 51140-M: vista superior. ....	112
Figura 82 – Shaker S 51140-M: vistas. ....	112
Figura 83 – Shaker S 51140-M: placa de identificação. ....	112
Figura 84 – Amplificador de potência do tipo TIRAvib – BAA 1000.....	113
Figura 85 – Aplicativo SGenerator instalado no tablet da Apple. ....	114
Figura 86 – Aplicativo Vibration instalado no tablet da Apple.....	115
Figura 87 – Localização dos pontos de interesse. ....	117
Figura 88 – Ensaio 1: posicionamento dos acelerômetros Kyowa – Ponto 1, 2 e 3. .....	118
Figura 89 – Ensaio 1: posicionamento dos acelerômetros Kyowa – Ponto 1.....	119
Figura 90 – Ensaio 1: posicionamento dos acelerômetros Kyowa – Ponto 2.....	119
Figura 91 – Ensaio 1: posicionamento dos acelerômetros Kyowa – Ponto 3.....	119
Figura 92 – Ensaio 1: sistema ADS2002 conectado a acelerômetros e controlado por computador.....	120
Figura 93 – Ensaio 1: Aceleração vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1 (1/4 do vão).....	121
Figura 94 – Ensaio 1: Aceleração vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2 (1/2 do vão).....	121
Figura 95 – Ensaio 1: Aceleração vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 3 (3/4 do vão).....	121
Figura 96 – Ensaio 1: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1 (1/4 do vão).....	122
Figura 97 – Ensaio 1: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2 (1/2 do vão).....	122
Figura 98 – Ensaio 1: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 3 (3/4 do vão).....	122
Figura 99 – Ensaio 1: 1º Modo de Vibração Experimental ( $\xi = 1,80\%$ ).....	123
Figura 100 – Ensaio 1: 2º Modo de Vibração Experimental ( $\xi = 1,15\%$ ).....	123
Figura 101 – Ensaio 1: 3º Modo de Vibração Experimental ( $\xi = 1,02\%$ ).....	124
Figura 102 – Ensaio 2: Vibrômetro a laser Polytec (Portable Digital Vibrometer: PDV- 100): Vista Frontal.....	125
Figura 103 – Ensaio 2: Vibrômetro a laser Polytec (Portable Digital Vibrometer: PDV- 100): Vista Lateral.....	125

Figura 104 – Ensaio 2: Martelo de impacto Dytran. ....	126
Figura 105 – Ensaio 2: Martelo de impacto Dytran conectado ao PDV 100.....	126
Figura 106 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1, excitação no ponto 1A.....	127
Figura 107 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1, excitação no ponto 1A. ....	127
Figura 108 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 1 em relação à excitação no ponto 1A. ....	127
Figura 109 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1A, excitação no ponto 1A. ....	127
Figura 110 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1A, excitação no ponto 1A. ....	128
Figura 111 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 1A em relação à excitação no ponto 1A. ....	128
Figura 112 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2, excitação no ponto 1A.....	128
Figura 113 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2, excitação no ponto 1A. ....	128
Figura 114 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 2 em relação à excitação no ponto 1A. ....	129
Figura 115 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2A, excitação no ponto 1A. ....	129
Figura 116 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2A, excitação no ponto 1A. ....	129
Figura 117 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 2A em relação à excitação no ponto 1A. ....	129
Figura 118 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 3, excitação no ponto 1A.....	130
Figura 119 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 3, excitação no ponto 1A. ....	130
Figura 120 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 3 em relação à excitação no ponto 1A. ....	130
Figura 121 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 3A, excitação no ponto 1A. ....	130

Figura 122 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 3A, excitação no ponto 1A. ....	131
Figura 123 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 3A em relação à excitação no ponto 1A. ....	131
Figura 124 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1, excitação no ponto 1. ....	133
Figura 125 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1, excitação no ponto 1. ....	133
Figura 126 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 1 em relação à excitação no ponto 1. ....	133
Figura 127 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1, excitação no ponto 2. ....	133
Figura 128 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1, excitação no ponto 2. ....	134
Figura 129 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 1 em relação à excitação no ponto 2. ....	134
Figura 130 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1, excitação no ponto 3. ....	134
Figura 131 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1, excitação no ponto 3. ....	134
Figura 132 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 1 em relação à excitação no ponto 3. ....	135
Figura 133 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2, excitação no ponto 1. ....	135
Figura 134 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2, excitação no ponto 1. ....	135
Figura 135 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 2 em relação à excitação no ponto 1. ....	135
Figura 136 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2, excitação no ponto 2. ....	136
Figura 137 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2, excitação no ponto 2. ....	136
Figura 138 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 2 em relação à excitação no ponto 2. ....	136

Figura 139 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2, excitação no ponto 3.....	136
Figura 140 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2, excitação no ponto 3.....	137
Figura 141 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 2 em relação à excitação no ponto 3.....	137
Figura 142 – Ensaio 3: Amortecimento do 1º modo de vibração vertical ( $\xi = 1,55\%$ ). .....	139
Figura 143 – Ensaio 3: Amortecimento do 2º modo de vibração vertical ( $\xi = 1,04\%$ ). .....	139
Figura 144 – Ensaio 3: Amortecimento do 3º modo de vibração vertical ( $\xi = 1,24\%$ ). .....	140
Figura 145 – Ensaio 4: Shaker (excitador de vibração do tipo TIRAvib – S 51140-M). .....	141
Figura 146 – Ensaio 4: Amplificador de Potência BAA 1000.....	142
Figura 147 – Ensaio 4: PDV 100 (Vibromêtro Digital Portátil) da Polytec. ....	142
Figura 148 – Ensaio 4: Shaker, Amplificador e PDV 100. ....	143
Figura 149 – Ensaio 4: aplicativo SGenerator, instalado no iPad A1459. ....	143
Figura 150 – Ensaio 4: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1, excitação no ponto 1.....	144
Figura 151 – Ensaio 4: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1, excitação no ponto 1.....	144
Figura 152 – Ensaio 4: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2, excitação no ponto 1.....	144
Figura 153 – Ensaio 4: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2, excitação no ponto 1.....	145
Figura 154 – Ensaio 4: Amortecimento do 1º modo de vibração vertical ( $\xi = 1,80\%$ ). .....	146
Figura 155 – Ensaio 4: Amortecimento do 2º modo de vibração vertical ( $\xi = 1,12\%$ ). .....	146
Figura 156 – Ensaio 4: Amortecimento do 3º modo de vibração vertical ( $\xi = 0,86\%$ ). .....	147

Figura 157 – Ensaio 5: Aceleração da estrutura no domínio do tempo no ponto 2 (direção x).....	147
Figura 158 – Ensaio 5: Aceleração da estrutura no domínio do tempo no ponto 2 (direção y).....	147
Figura 159 – Ensaio 5: Aceleração da estrutura no domínio do tempo no ponto 2 (direção z).....	148
Figura 160 – Ensaio 5: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2. .....	148
Figura 161 – Modos de vibração do modelo relativo à 1ª frequência natural f <sub>01</sub> : 4,90 Hz.....	154
Figura 162 – Modos de vibração do modelo relativo à 2ª frequência natural f <sub>02</sub> : 8,43 Hz.....	155
Figura 163 – Modos de vibração do modelo relativo à 3ª frequência natural f <sub>03</sub> : 13,93 Hz.....	156
Figura 164 – Modos de vibração do modelo relativo à 4ª frequência natural f <sub>04</sub> : 15,92 Hz.....	157
Figura 165 – Modos de vibração do modelo relativo à 5ª frequência natural f <sub>05</sub> : 18,91 Hz.....	158
Figura 166 – Modos de vibração do modelo relativo à 6ª frequência natural f <sub>06</sub> : 31,08 Hz.....	159
Figura 167 – Modos de vibração do modelo relativo à 7ª frequência natural f <sub>07</sub> : 32,15 Hz.....	160
Figura 168 – Modos de vibração do modelo relativo à 8ª frequência natural f <sub>08</sub> : 32,42 Hz.....	161
Figura 169 – Modos de vibração do modelo relativo à 9ª frequência natural f <sub>09</sub> : 42,32 Hz.....	162
Figura 170 – Modos de vibração do modelo relativo à 10ª frequência natural f <sub>10</sub> : 49,24 Hz.....	163
Figura 171 – Comparação dos modos de vibração da estrutura: 1º Modo.....	166
Figura 172 – Comparação dos modos de vibração da estrutura: 2º Modo.....	166
Figura 173 – Comparação dos modos de vibração da estrutura: 3º Modo.....	166
Figura 174 – Conjunto (placa, base, acelerômetro e velcro) de acoplamento nos pedestres. ....	169
Figura 175 – Detalhe típico do conjunto acoplamento ao pedestre.....	169

Figura 176 – Aplicativo metrônomo conectado a uma caixa acústica. ....	170
Figura 177 – Sistema de aquisição de dados ADS-2002. ....	171
Figura 178 – Localização do Ponto 2. ....	171
Figura 179 – Acelerômetro AC-02 localizado no Ponto 2. ....	171
Figura 180 – Ensaio 1: pedestres em caminhada lenta ( $f_p=1,6$ Hz). ....	174
Figura 181 – Ensaio 1: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,6$ Hz). ....	174
Figura 182 – Ensaio 1: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,6$ Hz). ....	175
Figura 183 – Ensaio 2: pedestres em caminhada lenta ( $f_p=1,7$ Hz). ....	177
Figura 184 – Ensaio 2: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,7$ Hz). ....	177
Figura 185 – Ensaio 2: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,7$ Hz). ....	178
Figura 186 – Ensaio 3: pedestres em caminhada normal ( $f_p=2,0$ Hz). ....	179
Figura 187 – Ensaio 3: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,0$ Hz). ....	179
Figura 188 – Ensaio 3: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,0$ Hz). ....	180
Figura 189 – Ensaio 4: pedestres em caminhada rápida ( $f_p=2,3$ Hz). ....	181
Figura 190 – Ensaio 4: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,3$ Hz). ....	181
Figura 191 – Ensaio 4: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,3$ Hz). ....	182
Figura 192 – Ensaio 5: pedestres em caminhada rápida ( $f_p=2,45$ Hz). ....	183
Figura 193 – Ensaio 5: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,45$ Hz). ....	183
Figura 194 – Ensaio 5: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,45$ Hz). ....	184
Figura 195 – Ensaio 6: pedestres em caminhada aleatória (mesmo sentido). ....	185
Figura 196 – Ensaio 6: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 (aleatório – mesmo sentido). ....	186
Figura 197 – Ensaio 6: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 (aleatório – mesmo sentido). ....	186

Figura 198 – Ensaio 7: pedestres em caminhada aleatória (cruzamento). .....	187
Figura 199 – Ensaio 7: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 (aleatório - cruzamento).....	188
Figura 200 – Ensaio 7: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 (aleatório –cruzamento). .....	188
Figura 201 – Ensaio 8: pedestres em caminhada lenta ( $f_p=1,6$ Hz). .....	190
Figura 202 – Ensaio 8: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,6$ Hz): ida. ....	190
Figura 203 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: ida. .....	191
Figura 204 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: ida. .....	191
Figura 205 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: ida. .....	191
Figura 206 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio do tempo: ida. .....	191
Figura 207 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: ida. .....	192
Figura 208 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: ida. .....	192
Figura 209 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: ida. .....	192
Figura 210 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: ida. .....	192
Figura 211 – Ensaio 8: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,6$ Hz): volta.....	193
Figura 212 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: volta. ....	193
Figura 213 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: volta. ....	193
Figura 214 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: volta. ....	194
Figura 215 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio do tempo: volta. ....	194



Figura 216 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: volta. ....	194
Figura 217 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: volta. ....	194
Figura 218 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: volta. ....	195
Figura 219 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: volta. ....	195
Figura 220 – Ensaio 8: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,6$ Hz): ida. ....	195
Figura 221 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: ida. ....	196
Figura 222 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: ida. ....	196
Figura 223 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: ida. ....	196
Figura 224 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio da frequência: ida. ....	196
Figura 225 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: ida. ....	197
Figura 226 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: ida. ....	197
Figura 227 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: ida. ....	197
Figura 228 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: ida. ....	197
Figura 229 – Ensaio 8: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,6$ Hz): volta. ....	198
Figura 230 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: volta. ....	198
Figura 231 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: volta. ....	198
Figura 232 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: volta. ....	199

Figura 233 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio da frequência: volta. ....	199
Figura 234 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: volta. ....	199
Figura 235 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: volta. ....	199
Figura 236 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: volta. ....	200
Figura 237 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: volta. ....	200
Figura 238 – Ensaio 9: pedestres em caminhada lenta ( $f_p=1,7$ Hz). ....	201
Figura 239 – Ensaio 9: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,7$ Hz): ida. ....	201
Figura 240 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: ida. .....	202
Figura 241 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: ida. .....	202
Figura 242 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: ida. .....	202
Figura 243 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio do tempo: ida. .....	202
Figura 244 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: ida. .....	203
Figura 245 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: ida. .....	203
Figura 246 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: ida. .....	203
Figura 247 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: ida. .....	203
Figura 248 – Ensaio 9: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,7$ Hz): volta.....	204
Figura 249 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: volta. ....	204

Figura 250 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: volta. ....	204
Figura 251 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: volta. ....	205
Figura 252 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: volta. ....	205
Figura 253 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: volta. ....	205
Figura 254 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: volta. ....	205
Figura 255 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: volta. ....	206
Figura 256 – Ensaio 9: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,7$ Hz): ida. ....	206
Figura 257 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: ida. ....	207
Figura 258 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: ida. ....	207
Figura 259 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: ida. ....	207
Figura 260 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio da frequência: ida. ....	207
Figura 261 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: ida. ....	208
Figura 262 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: ida. ....	208
Figura 263 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: ida. ....	208
Figura 264 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: ida. ....	208
Figura 265 – Ensaio 9: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,7$ Hz): volta. ....	209
Figura 266 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: volta. ....	209

Figura 267 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: volta. ....	209
Figura 268 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: volta. ....	210
Figura 269 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: volta. ....	210
Figura 270 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: volta. ....	210
Figura 271 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: volta. ....	210
Figura 272 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: volta. ....	211
Figura 273 – Ensaio 10: pedestres em caminhada normal ( $f_p=2,0$ Hz). ....	212
Figura 274 – Ensaio 10: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,0$ Hz): ida. ....	212
Figura 275 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: ida. ....	212
Figura 276 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: ida. ....	213
Figura 277 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: ida. ....	213
Figura 278 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: ida. ....	213
Figura 279 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: ida. ....	213
Figura 280 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: ida. ....	214
Figura 281 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: ida. ....	214
Figura 282 – Ensaio 10: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,0$ Hz): volta. ....	214
Figura 283 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: volta. ....	215

Figura 284 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: volta. ....	215
Figura 285 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: volta. ....	215
Figura 286 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: volta. ....	215
Figura 287 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: volta. ....	216
Figura 288 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: volta. ....	216
Figura 289 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: volta. ....	216
Figura 290 – Ensaio 10: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,0$ Hz): ida. ....	217
Figura 291 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: ida. ....	217
Figura 292 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: ida. ....	217
Figura 293 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: ida. ....	218
Figura 294 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: ida. ....	218
Figura 295 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: ida. ....	218
Figura 296 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: ida. ....	218
Figura 297 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: ida. ....	219
Figura 298 – Ensaio 10: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,0$ Hz): volta. ....	219
Figura 299 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: volta. ....	219
Figura 300 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: volta. ....	220

Figura 301 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: volta.....	220
Figura 302 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: volta.....	220
Figura 303 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: volta.....	220
Figura 304 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: volta.....	221
Figura 305 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: volta.....	221
Figura 306 – Ensaio 11: pedestres em caminhada rápida ( $f_p=2,3$ Hz). .....	222
Figura 307 – Ensaio 11: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,3$ Hz): ida. ....	222
Figura 308 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: ida. ....	222
Figura 309 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: ida. ....	223
Figura 310 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: ida. ....	223
Figura 311 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: ida. ....	223
Figura 312 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: ida. ....	223
Figura 313 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: ida. ....	224
Figura 314 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: ida. ....	224
Figura 315 – Ensaio 11: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,3$ Hz): volta.....	224
Figura 316 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: volta. ....	225
Figura 317 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: volta. ....	225

Figura 318 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: volta. ....	225
Figura 319 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: volta. ....	225
Figura 320 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: volta. ....	226
Figura 321 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: volta. ....	226
Figura 322 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: volta. ....	226
Figura 323 – Ensaio 11: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,3$ Hz): ida. ....	227
Figura 324 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: ida. ....	227
Figura 325 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: ida. ....	227
Figura 326 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: ida. ....	228
Figura 327 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: ida. ....	228
Figura 328 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: ida. ....	228
Figura 329 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: ida. ....	228
Figura 330 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: ida. ....	229
Figura 331 – Ensaio 11: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,3$ Hz): volta. ....	229
Figura 332 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: volta.....	229
Figura 333 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: volta.....	230
Figura 334 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: volta.....	230

Figura 335 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: volta.....	230
Figura 336 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: volta.....	230
Figura 337 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: volta.....	231
Figura 338 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: volta.....	231
Figura 339 – Ensaio 12: pedestres em caminhada rápida ( $f_p=2,45$ Hz). .....	232
Figura 340 – Ensaio 12: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,45$ Hz): ida. ....	232
Figura 341 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: ida. ....	232
Figura 342 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: ida. ....	233
Figura 343 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: ida. ....	233
Figura 344 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: ida. ....	233
Figura 345 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: ida. ....	233
Figura 346 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: ida. ....	234
Figura 347 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: ida. ....	234
Figura 348 – Ensaio 12: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,45$ Hz): volta.....	234
Figura 349 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: volta. ....	235
Figura 350 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: volta. ....	235
Figura 351 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: volta. ....	235



Figura 352 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: volta. ....	235
Figura 353 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: volta. ....	236
Figura 354 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: volta. ....	236
Figura 355 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: volta. ....	236
Figura 356 – Ensaio 12: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,45\text{Hz}$ ): ida. ....	237
Figura 357 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: ida. ....	237
Figura 358 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: ida. ....	237
Figura 359 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: ida. ....	238
Figura 360 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: ida. ....	238
Figura 361 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: ida. ....	238
Figura 362 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: ida. ....	238
Figura 363 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: ida. ....	239
Figura 364 – Ensaio 12: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,45\text{Hz}$ ): volta. ....	239
Figura 365 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: volta.....	239
Figura 366 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: volta.....	240
Figura 367 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: volta.....	240
Figura 368 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: volta.....	240

Figura 369 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: volta.....	240
Figura 370 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: volta.....	241
Figura 371 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: volta.....	241
Figura 372 – Ensaio 13: um pedestre em caminhada lenta ( $f_p=1,6$ Hz). ....	242
Figura 373 – Ensaio 13: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,6$ Hz). ....	243
Figura 374 – Ensaio 13: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	243
Figura 375 – Ensaio 13: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio do tempo.....	244
Figura 376 – Ensaio 13: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio do tempo.....	244
Figura 377 – Ensaio 13: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,6$ Hz).....	244
Figura 378 – Ensaio 13: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	245
Figura 379 – Ensaio 13: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	245
Figura 380 – Ensaio 13: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	245
Figura 381 – Ensaio 14: um pedestre em caminhada lenta ( $f_p=1,7$ Hz). ....	246
Figura 382 – Ensaio 14: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,7$ Hz). ....	247
Figura 383 – Ensaio 14: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	247
Figura 384 – Ensaio 14: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio do tempo.....	247
Figura 385 – Ensaio 14: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio do tempo.....	248
Figura 386 – Ensaio 14: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,6$ Hz).....	248

Figura 387 – Ensaio 14: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	248
Figura 388 – Ensaio 14: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	249
Figura 389 – Ensaio 14: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	249
Figura 390 – Ensaio 15: um pedestre em caminhada normal ( $f_p=2,0$ Hz). ....	250
Figura 391 – Ensaio 15: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,0$ Hz). ....	250
Figura 392 – Ensaio 15: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	251
Figura 393 – Ensaio 15: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	251
Figura 394 – Ensaio 15: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	251
Figura 395 – Ensaio 15: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,0$ Hz). ....	252
Figura 396 – Ensaio 15: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	252
Figura 397 – Ensaio 15: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	252
Figura 398 – Ensaio 15: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	253
Figura 399 – Ensaio 16: um pedestre em caminhada normal ( $f_p=2,3$ Hz). ....	253
Figura 400 – Ensaio 16: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,3$ Hz). ....	254
Figura 401 – Ensaio 16: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	254
Figura 402 – Ensaio 16: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	254
Figura 403 – Ensaio 16: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	255
Figura 404 – Ensaio 16: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,3$ Hz). ....	255

Figura 405 – Ensaio 16: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	255
Figura 406 – Ensaio 16: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	256
Figura 407 – Ensaio 16: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	256
Figura 408 – Ensaio 17: um pedestre em caminhada rápida ( $f_p=2,45$ Hz). ....	257
Figura 409 – Ensaio 17: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,45$ Hz). ....	257
Figura 410 – Ensaio 17: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	258
Figura 411 – Ensaio 17: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	258
Figura 412 – Ensaio 17: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio do tempo. ....	258
Figura 413 – Ensaio 17: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,45$ Hz). ....	259
Figura 414 – Ensaio 17: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	259
Figura 415 – Ensaio 17: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	259
Figura 416 – Ensaio 17: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio da frequência. ....	260
Figura 417 – Representação do caminhar humano sobre a passarela. ....	261
Figura 418 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a um pedestre caminhando ( $f_p=2,45$ Hz: ressonância): 1/2 do vão. ....	263
Figura 419 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a um pedestre caminhando ( $f_p = 2,45$ Hz: ressonância): 1/2 do vão. ....	264
Figura 420 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,60$ Hz: lenta): 1/2 do vão. ....	264
Figura 421 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,60$ Hz: lenta): 1/2 do vão. ....	265

Figura 422 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,70$ Hz: lenta): 1/2 do vão. ....	265
Figura 423 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,70$ Hz: lenta): 1/2 do vão. ...	266
Figura 424 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,00$ Hz: normal): 1/2 do vão. ....	266
Figura 425 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,00$ Hz: normal): 1/2 do vão. ....	267
Figura 426 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,30$ Hz: rápido): 1/2 do vão. ....	267
Figura 427 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,30$ Hz: rápido): 1/2 do vão. ....	268
Figura 428 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,45$ Hz: rápido): 1/2 do vão. ....	268
Figura 429 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,45$ Hz: rápido): 1/2 do vão. ....	269
Figura 430 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a um pedestre caminhando ( $f_p = 2,45$ Hz: ressonância): 1/2 do vão. ....	271
Figura 431 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a um pedestre caminhando ( $f_p = 2,45$ Hz: ressonância): 1/2 do vão. ....	272
Figura 432 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,60$ Hz: lenta): 1/2 do vão. ....	272
Figura 433 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,60$ Hz: lenta): 1/2 do vão. ....	273
Figura 434 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,70$ Hz: lenta): 1/2 do vão. ....	273

Figura 435 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,70$ Hz: lenta): 1/2 do vão. ....	274
Figura 436 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,00$ Hz: normal): 1/2 do vão. ....	274
Figura 437 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,00$ Hz: normal): 1/2 do vão. ....	275
Figura 438 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,30$ Hz: rápido): 1/2 do vão. ....	275
Figura 439 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,30$ Hz: rápido): 1/2 do vão. ....	276
Figura 440 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,45$ Hz: rápido): 1/2 do vão. ....	276
Figura 441 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,45$ Hz: rápido): 1/2 do vão. ....	277
Figura 442 – Teste experimental com pedestres caminhando ( $f_p=2,45$ Hz: caminhada em ressonância). ....	282
Figura 443 – Aceleração vertical no domínio do tempo ( $f_p =2,45$ Hz: caminhada em ressonância): 1/2 do vão.....	282
Figura 444 – Aceleração vertical no domínio da frequência ( $f_p=2,45$ Hz: caminhada em ressonância): 1/2 do vão.....	283
Figura 445 – Teste experimental com pedestres caminhando ( $f_p=2,00$ Hz: caminhada normal).....	283
Figura 446 – Aceleração vertical no domínio do tempo ( $f_p =2,00$ Hz: caminhada normal): 1/2 do vão. ....	284
Figura 447 – Aceleração vertical no domínio da frequência ( $f_p=2,00$ Hz: caminhada normal): 1/2 do vão. ....	284

Figura 448 – Teste experimental com pedestres caminhando ( $f_p=1,70$ Hz: caminhada lenta).....	285
Figura 449 – Aceleração vertical no domínio do tempo ( $f_p =1,70$ Hz: caminhada lenta): 1/2 do vão. ....	285
Figura 450 – Aceleração vertical no domínio da frequência ( $f_p =1,70$ Hz: caminhada lenta): 1/2 do vão. ....	286
Figura 451 – Teste experimental com pedestres caminhando de forma aleatória. .	286
Figura 452 – Aceleração vertical no domínio do tempo (caminhada aleatória): 1/2 do vão. ....	287
Figura 453 – Aceleração vertical no domínio da frequência (caminhada aleatória): 1/2 do vão. ....	287
Figura A1 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira laranja.....	311
Figura A2 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira verde .....	311
Figura A3 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira vermelha.....	311
Figura A4 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira preta .....	311
Figura A5 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja.....	312
Figura A6 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde.....	312
Figura A7 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha.....	312
Figura A8 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta .....	312
Figura A9 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja.....	313
Figura A10 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde.....	313
Figura A11 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha.....	313
Figura A12 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta .....	313
Figura A13 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira laranja.....	314
Figura A14 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira verde .....	314
Figura A15 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira vermelha.....	314
Figura A16 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira preta .....	314
Figura A17 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja.....	315
Figura A18 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde.....	315
Figura A19 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha...	315
Figura A20 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta .....	315
Figura A21 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja.....	316
Figura A22 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde.....	316

Figura A23 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha.....	316
Figura A24 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta .....	316
Figura A25 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira laranja.....	317
Figura A26 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira verde .....	317
Figura A27 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira vermelha.....	317
Figura A28 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira preta .....	317
Figura A29 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja.....	318
Figura A30 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde.....	318
Figura A31 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha...	318
Figura A32 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta .....	318
Figura A33 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja.....	319
Figura A34 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde.....	319
Figura A35 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha.....	319
Figura A36 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta .....	319
Figura A37 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira laranja.....	320
Figura A38 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira verde .....	320
Figura A39 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira vermelha.....	320
Figura A40 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira preta .....	320
Figura A41 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja.....	321
Figura A42 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde.....	321
Figura A43 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha...	321
Figura A44 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta .....	321
Figura A45 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja.....	322
Figura A46 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde.....	322
Figura A47 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha.....	322
Figura A48 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta .....	322
Figura A49 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira laranja.....	323
Figura A50 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira verde .....	323
Figura A51 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira vermelha.....	323
Figura A52 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira preta .....	323
Figura A53 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja.....	324
Figura A54 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde.....	324
Figura A55 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha...	324
Figura A56 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta .....	324



Figura A57 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja.....	325
Figura A58 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde.....	325
Figura A59 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha.....	325
Figura A60 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta .....	325
Figura A61 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira laranja.....	326
Figura A62 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira verde .....	326
Figura A63 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira vermelha.....	326
Figura A64 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira preta .....	326
Figura A65 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja.....	327
Figura A66 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde.....	327
Figura A67 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha...	327
Figura A68 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta .....	327
Figura A69 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja.....	328
Figura A70 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde.....	328
Figura A71 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha.....	328
Figura A72 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta .....	328
Figura B1 – Efeito das vibrações [134] .....	330
Figura B2 – Aceleração de pico recomendada para conforto humano em vibrações devidas a atividades humanas, ISO 2631/2 [132].....	332
Figura B3 – Fator redutor da resposta dinâmica de passarelas ( $\psi$ ) para o 1 <sup>o</sup> harmônico [130]. .....	342
Figura B4 – Fator redutor da resposta dinâmica de passarelas ( $\psi$ ) para o 2 <sup>o</sup> harmônico [130]. .....	342

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Dados gerais sobre o modelo.....	93
Tabela 2 – Valores recomendados de taxas de amortecimento $\xi$ [122].....	95
Tabela 3 – Parâmetros $\alpha$ e $\beta$ usados na análise de vibração forçada.....	95
Tabela 4 – Acelerômetro Dytran - Parâmetros de cada equipamento.....	98
Tabela 5 – Acelerômetro Kyowa – Parâmetros de cada equipamento.....	100
Tabela 6 – Parâmetros técnicos do Shaker S 51140-M. ....	113
Tabela 7 – Parâmetros técnicos do amplificador de potência BAA 1000. ....	113
Tabela 8: Análise modal: ensaios executados. ....	117
Tabela 9: Valores das frequências naturais obtidas experimentalmente. ....	149
Tabela 10: Taxas de amortecimento obtidas experimentalmente. ....	151
Tabela 11: Frequências naturais do modelo em elementos finitos.....	153
Tabela 12: Comparação dos valores das frequências naturais obtidas. ....	165
Tabela 13: Comparação dos valores das massas modais dos modos de vibração.....	167
Tabela 14: Ensaios de vibração forçada sem registro da aceleração dos pedestres. .....	172
Tabela 15: Ensaios de vibração forçada com registro da aceleração dos pedestres. .....	172
Tabela 16: Ensaio 1: características dos pedestres utilizados. ....	173
Tabela 17: Ensaio 2: características dos pedestres utilizados. ....	176
Tabela 18: Ensaio 6: características dos pedestres utilizados. ....	185
Tabela 19: Ensaio 8: características dos pedestres utilizados. ....	189
Tabela 20: Ensaio 13: características do pedestre utilizado. ....	242
Tabela 21: Comparação das acelerações de pico. ....	270
Tabela 22: Acelerações de pico dos ensaios experimentais de vibração forçada ..	279
Tabela 23: Acelerações de pico dos testes adicionais na passarela de pedestres.	289
Tabela B1 – Frequências da excitação, $f_p$ , e coeficientes dinâmicos, $\alpha_i$ , associados às atividades humanas [122] .....	333
Tabela B2 – Valores recomendados para os parâmetros $P_0$ , $\beta$ e limites para $a_0/g$ [122].....	335
Tabela B3 – Faixas de aceleração para conforto humano: vibrações verticais [130]. .....	338

Tabela B4 – Faixas de aceleração para conforto humano: vibrações horizontais [130].	339
Tabela B5 – Risco de ressonância. Faixas de frequências naturais: vibrações verticais e longitudinais [130].	339
Tabela B6 – Risco de ressonância. Faixas de frequências naturais: vibrações transversais [130].	339
Tabela B7 – Casos de carregamentos para verificação da resposta dinâmica [130].	340
Tabela B8 – Força dinâmica para as classes II e III [130].	341
Tabela B9 – Força dinâmica para as classes II e III [130].	341
Tabela B10 – Classe de conforto segundo o guia HIVOSS [131].	344
Tabela B11 – Classe de tráfego segundo o guia HIVOSS [131].	344
Tabela B12 – Amortecimento recomendado pela guia HIVOSS [131].	345
Tabela B13 – Parâmetros recomendados pelo guia HIVOSS [131].	346

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADS	Sistema de Aquisição de Dados
AG	Algoritmo Genético
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems
AVC	Controle Ativo da Vibração
FFT	Transformada Rápida de Fourier
FRF	Funções de Resposta em Frequência
ISO	International Organization for Standardization
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
PDV	Vibromêtro Digital Portátil
RMS	Root Mean Square
SBCE	Slotted Bolted Connection Element
SIMO	Single Input Multiple Output – única entrada e várias saídas
SISO	Single Input Single Output – uma entrada e uma saída
SMD	Spring Mass Damper
SVGL	Sistema com Vários Graus de Liberdade
S1GL	Sistema com um Grau de Liberdade
S2GL	Sistema com dois Graus de Liberdade
S3GL	Sistema com três Graus de Liberdade

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a_p$	aceleração de pico
$a/g$	razão entre a aceleração do piso e a aceleração da gravidade
$a_0/g$	pico de aceleração limite
$a_p/g$	pico de aceleração estimado
$a_{\text{horiz}}$	aceleração na direção transversal horizontal
$a_{\text{lat}}$	aceleração na direção lateral
$A$	área da sessão
$A_r$	constante modal para o modo $r$
$A_{\text{RMS}}$	corrente admissível máxima
$c_p$	amortecimento do pedestre
$d$	densidade da multidão
$E_c$	modulo de elasticidade do concreto
$f$	frequência de excitação
$f_n$	frequência natural da estrutura em Hz
$f_p$	frequência do passo da atividade
$F_N$	força dinâmica
$F(t)$	vetor de forças nodais equivalente
$g$	aceleração da gravidade
$ H $	magnitude do modo (deslocamento/força)
$i$	múltiplo harmônico (1, 2, 3...)
$k_p$	rigidez do pedestre
$K$	matriz de rigidez do sistema
$kN$	kilonewton
$K_{\text{lat}}$	coeficiente lateral relacionado à frequência natural da passarela
$K_{\text{vert}}$	coeficiente vertical relacionado à frequência natural da passarela
$L$	comprimento da passarela
$m^*$	massa modal generalizada
$m_p$	massa modal do pedestre
$m_r$	massa modal do modo $r$ da estrutura
$M$	massa total da passarela

$M_t$	massa total do pedestre
$n$	número de pedestres
$n'$	número de pedestres equivalente
$n_{ped}$	número de pedestres
$N$	newton
$N$	número de pedestres envolvidos
$p^*$	ação generalizada para a carga distribuída $p(x)$
$p_{mov}$	carga móvel
$p(x)$	carga distribuída
$P$	peso da pessoa
$P_0$	força constante igual a 0,29kN para pisos e 0,41kN para passarelas
$R$	fator de redução
$t$	tempo
$v$	velocidade da carga móvel
$V_{RMS}$	tensão de saída máxima
$W$	peso efetivo do piso
$\alpha$	taxa de contribuição da matriz de massa
$\alpha_i$	coeficiente dinâmico para força harmônica
$\beta$	coeficiente de amortecimento modal
$\beta$	taxa de contribuição da matriz de rigidez
$\nu$	coeficiente de Poisson
$\rho$	densidade
$\xi$	coeficiente de amortecimento
$\Omega_r$	frequência natural em rad/s do modo $r$
$\xi_i$	taxa de amortecimento do modo $i$
$\xi_r$	amortecimento do modo $r$
$\Psi$	fator redutor da resposta dinâmica
$\mu$	massa distribuída por unidade de comprimento
$\delta$	decremento logarítmico do amortecimento
$\omega_{0i}$	frequência natural circular do modo $i$

## SUMÁRIO

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	<b>44</b>
<b>1 INTERAÇÃO DINÂMICA PEDESTRE ESTRUTURA</b> .....	<b>77</b>
1.1 Considerações iniciais.....	77
1.2 Modelo com um grau de liberdade (S1GL).....	78
1.3 Modelo com dois graus de liberdade (S2GL).....	82
1.4 Modelo com três graus de liberdade (S3GL) .....	84
1.5 Considerações do capítulo.....	84
<b>2 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO</b> .....	<b>85</b>
2.1 Considerações iniciais.....	85
2.2 Modelo estrutural da passarela.....	85
2.3 Neoprene.....	90
2.4 Considerações do capítulo.....	90
<b>3 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL</b> .....	<b>91</b>
3.1 Considerações iniciais.....	91
3.2 Modelos computacionais.....	91
3.3 Modelagem do amortecimento estrutural .....	93
3.4 Considerações do capítulo.....	96
<b>4 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NA MONITORAÇÃO EXPERIMENTAL</b> .....	<b>97</b>
4.1 Considerações iniciais.....	97
4.2 Acelerômetros .....	97
4.2.1 Capacitivo (Dytran).....	97
4.2.2 Resistivos (Kyowa).....	99
4.3 ADS 2002 (Sistema de Aquisição de Dados) .....	100
4.4 PDV 100 (Sistema de Vibrometria à Laser) .....	104
4.5 Martelo de Impacto.....	108
4.6 Shaker S 51140-M e Amplificador de Potência BAA 1000 .....	111
4.7 iPad A1459 .....	114
4.7.1 SGenerator.....	114
4.7.2 Vibration .....	115
4.8 Considerações do capítulo.....	115
<b>5 ANÁLISE MODAL EXPERIMENTAL</b> .....	<b>116</b>

5.1	Considerações iniciais.....	116
5.2	Descrição dos ensaios executados.....	116
5.3	Ensaio 1: excitação humana e aquisição de dados: ADS2002.....	118
5.4	Ensaio 2: excitação com martelo de impacto Dytran (borracha vermelha) e aquisição de dados: PDV 100 (janelamento retangular) .....	124
5.5	Ensaio 3: excitação com martelo de impacto Dytran (borracha vermelha) e aquisição de dados: PDV 100 (janelamento hanning).....	132
5.6	Ensaio 4: excitação com Shaker e aquisição de dados: PDV 100 (janelamento hanning).....	141
5.7	Ensaio 5: excitação com martelo de impacto Dytran e aquisição de dados: iPad A1459 (aplicativo Vibration) .....	145
5.8	Resultados Modais Obtidos Experimentalmente .....	149
5.9	Considerações do capítulo.....	151
6	CALIBRAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO ..	152
6.1	Considerações iniciais.....	152
6.2	Análise das frequências naturais do modelo em elementos finitos (Autovalores).....	152
6.3	Análise dos modos de vibração do modelo numérico (Autovetores) .....	153
6.4	Calibração do modelo numérico-computacional desenvolvido.....	164
6.5	Considerações do capítulo.....	167
7	ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA (VIBRAÇÃO FORÇADA) .....	168
7.1	Considerações iniciais.....	168
7.2	Descrição dos Ensaios Executados .....	168
7.3	Ensaio 1: 12 pessoas em caminhada lenta ( $f_p=1,60\text{Hz}$ : duplas).....	173
7.4	Ensaio 2: 12 pessoas em caminhada lenta ( $f_p=1,70\text{Hz}$ : duplas).....	176
7.5	Ensaio 3: 12 pessoas em caminhada normal ( $f_p=2,00\text{Hz}$ : duplas) .....	178
7.6	Ensaio 4: 12 pessoas em caminhada rápida ( $f_p=2,30\text{Hz}$ : duplas) .....	180
7.7	Ensaio 5: 12 pessoas em caminhada rápida ( $f_p=2,45\text{Hz}$ : duplas) .....	182
7.8	Ensaio 6: 14 pessoas em caminhada aleatória (mesma direção) .....	184
7.9	Ensaio 7: 14 pessoas em caminhada aleatória (cruzamento) .....	187
7.10	Ensaio 8: 8 pessoas em caminhada lenta ( $f_p=1,60\text{Hz}$ : fila) .....	189
7.11	Ensaio 9: 8 pessoas em caminhada lenta ( $f_p=1,70\text{Hz}$ : fila) .....	200
7.12	Ensaio 10: 8 pessoas em caminhada normal ( $f_p=2,00\text{Hz}$ : fila).....	211
7.13	Ensaio 11: 8 pessoas em caminhada rápida ( $f_p=2,30\text{Hz}$ : fila).....	221



7.14 Ensaio 12: 8 pessoas em caminhada rápida ( $f_p=2,45\text{Hz}$ : fila).....	231
7.15 Ensaio 13: 1 pessoa em caminhada lenta ( $f_p=1,60\text{Hz}$ ).....	241
7.16 Ensaio 14: 1 pessoa em caminhada lenta ( $f_p=1,70\text{Hz}$ ).....	246
7.17 Ensaio 15: 1 pessoa em caminhada normal ( $f_p=2,00\text{Hz}$ ).....	249
7.18 Ensaio 16: 1 pessoa em caminhada rápida ( $f_p=2,30\text{Hz}$ ).....	253
7.19 Ensaio 17: 1 pessoa em caminhada rápida ( $f_p=2,45\text{Hz}$ ).....	256
7.20 Considerações do capítulo.....	260
<b>8 CALIBRAÇÃO DOS VALORES DAS ACELERAÇÕES DE PICO.....</b>	<b>261</b>
8.1 Considerações iniciais.....	261
8.2 Modelagem do caminhar humano sobre a estrutura.....	261
8.3 Análise de vibração forçada do modelo em elementos finitos.....	263
8.4 Calibração do modelo numérico-computacional desenvolvido.....	270
8.5 Considerações do capítulo.....	277
<b>9 ANÁLISE DINÂMICA E AVALIAÇÃO DE CONFORTO HUMANO.....</b>	<b>278</b>
9.1 Aspectos gerais.....	278
9.2 Análise das acelerações de pico da estrutura dos ensaios experimentais.....	278
9.3 Testes adicionais de vibração forçada.....	281
9.4 Análise de conforto humano dos testes adicionais.....	288
9.5 Considerações do capítulo.....	290
<b>10 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>291</b>
10.1 Introdução.....	291
10.2 Conclusões.....	292
10.3 Sugestões para trabalhos futuros.....	297
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>298</b>
<b>ANEXO A – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM A MODIFICAÇÃO DAS</b>	
<b>          PONTEIRAS DO MARTELO DE IMPACTO DYTRAN.....</b>	<b>311</b>
<b>ANEXO B – RECOMENDAÇÕES DE PROJETO.....</b>	<b>330</b>
B.1 Generalidades.....	330
B.2 Normas de projeto.....	331
<b>ANEXO C – INTERAÇÃO PEDESTRE-ESTRUTURA.....</b>	<b>348</b>

## INTRODUÇÃO

Devido à recente evolução tecnológica dos materiais e das metodologias construtivas e de cálculo empregadas nos últimos anos, as estruturas das passarelas puderam se tornar cada vez mais leves e esbeltas. A moderna concepção da indústria da construção vem considerando as estruturas como verdadeiras obras de arte, nas quais os projetos são cada vez mais desafiadores para os engenheiros e arquitetos. Entretanto, com estas novas tecnologias, estão surgindo inúmeros casos de problemas devido à vibração excessiva em passarelas ao longo dos anos em diversas partes do mundo, gerando problemas de desconforto humano e até o seu colapso, como ocorreu em uma Passarela na Carolina do Norte/EUA durante a saída de uma multidão em um evento esportivo deixando mais de 100 pessoas feridas (BBC NEWS [1]). A Figura 1 ilustra um instante logo após o desabamento da passarela.



Figura 1 – Desabamento de uma passarela na Carolina do Norte/EUA [1].

Brownjohn [2] estudou uma passarela suspensa localizada em Cingapura, Figura 2, com vão de 24 metros, a qual foi projetada com carregamentos estáticos para a simulação dos pedestres. A ponte foi modelada utilizando-se modelos de elementos finitos lineares e não lineares para a investigação da resposta dinâmica vertical da passarela. Ele concluiu que as características do caminhar humano influenciam na resposta e que, para ajustar as frequências naturais verticais da passarela, bastava modificar o comprimento dos estais ou, dar continuidade ao corrimão nas extremidades da plataforma ou, adicionar massa em pontos estratégicos.

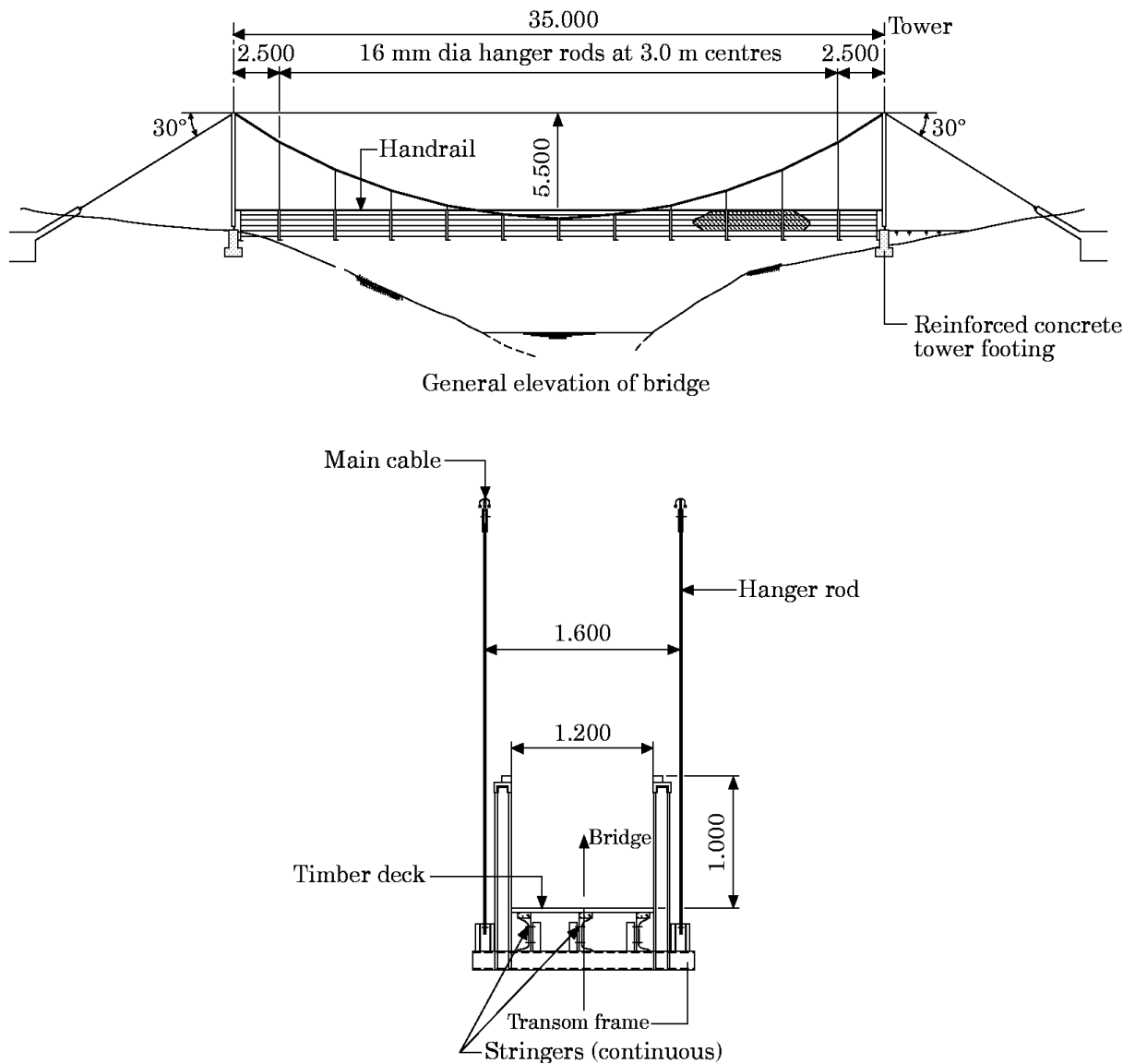


Figura 2 – Vista e seção típica da passarela em Cingapura [2].

Kerr e Bishop [3] relataram os problemas encontrados em projetos de escadas de locais públicos, com níveis de esbelteza altos, sendo muito flexíveis e com frequências naturais muito baixas. Um exemplo deste caso é mostrado na Figura 3 (escada em um Shopping Center).

Kerr e Bishop [3] mostram que existem três fatores que dificultam as devidas análises. Em primeiro lugar, a carga aplicada à escada não está claramente definida e os dados de testes parecem inadequados. Em segundo lugar, poucos dados são encontrados para quantificar os efeitos da carga de grupos. Por último, a definição apropriada dos níveis de aceitação para a vibração. A partir destas dificuldades, eles estudaram a aplicação da carga de impacto por indivíduos, com base no teste de

placa. Os primeiros resultados mostraram um padrão consistente de uma polinomial de terceira ordem que expressa uma relação entre o ritmo de passeio e a amplitude harmônica. O valor do segundo e terceiro harmônico eram muito menores do que o primeiro harmônico e variam entre 0,07 e 0,04. O terceiro e o quarto harmônico obtiveram uma média em torno de 0,03. Os harmônicos mais elevados foram praticamente zero.



Figura 3 – Escada do Shopping Center [3].

Nas últimas décadas, estão ocorrendo diversos problemas de vibrações excessivas em passarelas de pedestres em todo o mundo. Um dos mais comentados foi o problema ocorrido com a *Millennium Footbridge* [4-6], oficialmente conhecida como a Passarela do Milênio de Londres, a qual é uma ponte pênsil em aço para pedestres, que cruza o rio Tamisa em Londres, Inglaterra, inaugurada em 10 de Junho de 2000. Percebeu-se que a estrutura da ponte possuía oscilações laterais com amplitudes consideráveis, devido à ação de pessoas se movimentando sobre a mesma. As oscilações com amplitudes da ordem de 75 mm, com frequências na faixa de 0,8 a 1,0 Hz, obrigando as autoridades a fecharem a passarela três dias após sua inauguração para que as medidas corretivas fossem adotadas, conforme citado por Newland [4]. A Figura 4 ilustra essa estrutura.



Figura 4 – Millennium Footbridge localizada em Londres sobre o Rio Tâmisia [4].

Law, Wu e Chan [7] estudaram um sistema de amortecimento *slotted bolted connection element (SBCE)*, para controle de vibração, baseado no modelo dinâmico de carga relatado na Ponte do Milênio de Londres. Foi instalado um grupo, inicialmente de 28 amortecedores proporcionando amortecimento suficiente contra a excitação dos pedestres em ressonância. O amortecimento eficaz deve ser fornecido à estrutura dentro dos primeiros segundos de ressonância, para evitar que a acumulação da resposta ultrapasse as tolerâncias de conforto humano.

Brownjolln, Dumanoglu e Taylor [8] concluíram, ao fazer uma investigação analítica e experimental de uma passarela com 50 m de vão, suspensa por cabos no centro de Gales, UK, que em primeiro lugar, mesmo em pontes pequenas, como a estudada, deve-se fazer a modelação exata, considerando os detalhes estruturais. Em segundo lugar, este é um bom exemplo de uma estrutura leve e extensa, que é flexível e tem baixo amortecimento. Isto, juntamente com a coincidência das principais frequências naturais e as frequências de excitação do passo, torna-a suscetível a vibrações induzidas por pedestres. Isso é bom para testes, mas



indesejável para outros usuários (e, em casos extremos, a integridade estrutural). E, finalmente, a instrumentação apropriada deve ser utilizada para testar este tipo de estrutura, ou a qualidade dos dados será comprometida.

Seiler [9] estudou a passarela de Forchheim, Figura 5, que está localizada a 30 km ao norte de Nürnberg e aproximadamente a 200 km de Munique, Alemanha, e atravessa o canal Main-Donau. A superestrutura da passarela é composta por vigas em aço, que sustentam pranchas de madeira. Possui um comprimento total e largura de 117,5 m e 4,25 m, respectivamente, sendo suportado por dois pilares. Formando um sistema esbelto, e representando uma estrutura típica de baixo peso e sensível à excitação dinâmica de pedestres. Segundo Seiler [9], a partir de ensaios experimentais e numéricos, a primeira frequência natural da passarela na direção vertical é de 1,18 Hz, sendo um valor crítico para a excitação de caminhada de pessoas, entretanto a estrutura se mostrou mais sensível a excitações provocadas por pessoas correndo em sincronismo, com uma frequência na direção transversal vertical de 2,76 Hz, correspondente ao segundo modo, conforme Figura 6. A Figura 7 ilustra o ensaio experimental realizado na passarela, com pessoas correndo em sincronismo bem próximo da segunda frequência na direção transversal vertical. Nestas condições a pessoa está exposta a oscilações da ordem de alguns centímetros e aceleração correspondente a 20% da gravidade.



Figura 5 – Vista lateral da passarela Forchheim [9].

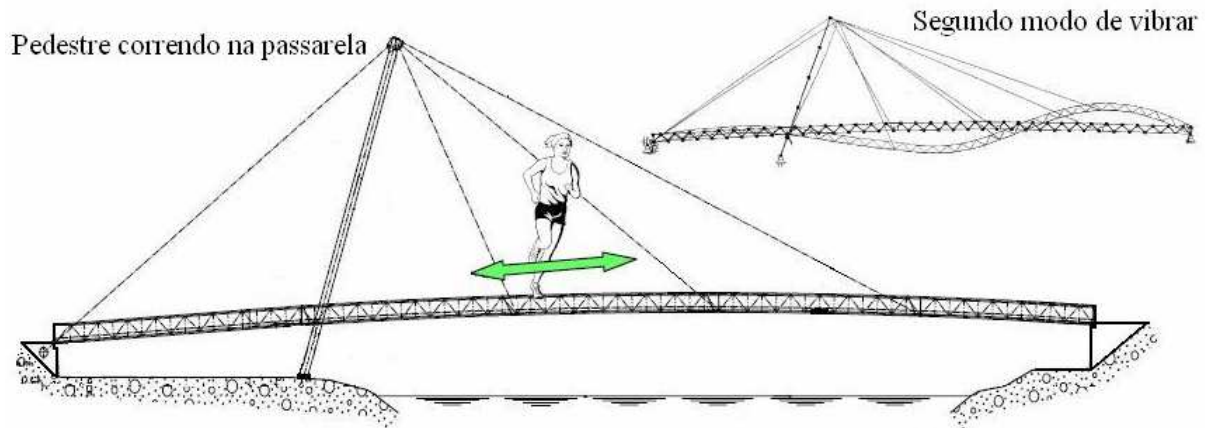


Figura 6 – Desenho esquemático da passarela Forchheim e o segundo modo de vibração [9].



Figura 7 – Ensaio experimental na passarela Forchheim [9].

Segundo Caetano et al. [10], a passarela Pedro e Inês (Figuras 8 a 10), localizada sobre o rio Mondego, em Coimbra, é um excelente exemplo de uma estrutura propensa a vibrações verticais e laterais, que está sendo extensivamente estudada, a fim de se caracterizar o seu comportamento dinâmico, e de se implementar medidas corretivas que garantam a segurança e o conforto dos pedestres.

A passarela Pedro e Inês foi inaugurada em novembro de 2006 com comprimento total de 274,5 m, e possuía a concepção de se tornar um marco para a cidade e contribuir para a qualidade de vida das pessoas.



Figura 8 – Vista geral da passarela Pedro e Inês [10].

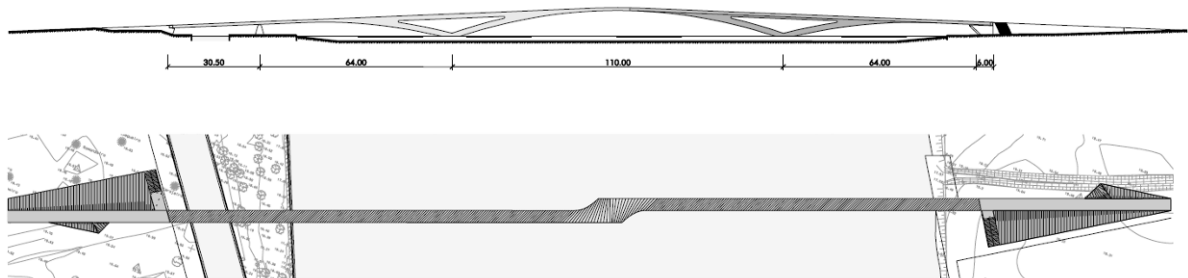


Figura 9 – Planta e elevação da passarela Pedro e Inês [10].



Figura 10 – Vista lateral da passarela Pedro e Inês [10].



Živanović, Pavic e Reynolds [11] publicaram a revisão mais abrangente até à sua data, com cerca de 200 referências que lidam com a vibração de pedestres e seu conforto humano. A pesquisa identificou literaturas que indicam que os humanos são as mais importantes fontes de vibrações em passarelas. No entanto, a excitação induzida por multidões ainda não está claramente definida.

Živanović, Pavic e Reynolds [12] estudaram uma passarela em grande escala, com modelagem numérica e teste dinâmico, conforme Figura 11 e 12. Isto foi feito com a modelagem em elementos finitos e a função da resposta da estrutura obtida por dois acelerômetros. Apesar dos enormes avanços em modelagem numérica de estruturas de engenharia civil nas últimas décadas, modelos de elementos finitos para passarelas ainda devem ser desenvolvidos e utilizados com cautela ao avaliar as propriedades modais destas estruturas. Isto é devido a algumas incertezas de modelação inerentes, relacionados com a falta de informação sobre a estrutura tal como está construído, como as condições de fronteira, as propriedades dos materiais e os efeitos dos elementos não estruturais. Estas são difíceis de lidar com a fase de concepção. Um método comum para corrigir este problema é o teste de vibração dessas estruturas após a construção.



Figura 11 – Passarela estudada por Živanović, Pavic e Reynolds [12].

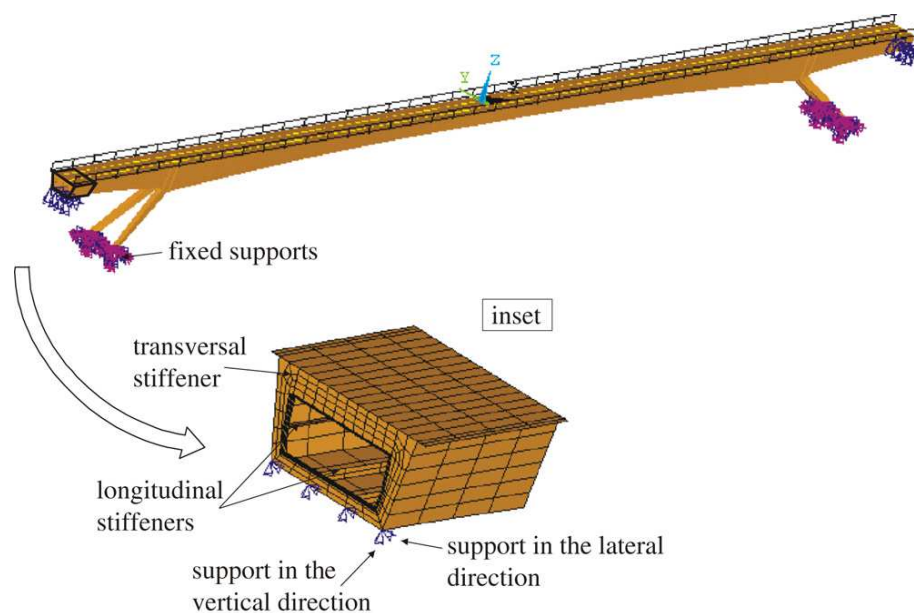


Figura 12 – Modelo em MEF estudado por Žilvanović, Pavic e Reynolds [12].

Obata e Miyamori [13] investigaram as características de resposta dinâmica de passarelas de pedestres para desenvolver um modelo de carregamento para a caminhada de pedestre para auxiliar no desenvolvimento de projeto de passarelas. Os parâmetros de força foram identificados por testes experimentais de vibração e estes resultados da resposta dinâmica foram utilizados para calibrar um algoritmo genético (AG). Portanto, o sistema de algoritmo genético (AG) foi útil na identificação das forças dinâmicas dos pedestres e, a partir dos resultados experimentais, considera-se que o modelo de força identificado pelo AG é substancialmente preciso.

Outro problema relacionado a vibrações excessivas horizontais devido ao sincronismo do carregamento de pedestres ocorreu na Toda Park Bridge, localizada na cidade de Toda City no Japão. A passarela é sustentada por um sistema estaiado, com largura de 7,85 m e comprimento total de 179 m, sendo este subdividido em um vão principal de 134 m e outro de 45 m, possuindo 11 cabos em cada um dos dois planos de estais, conforme podemos observar nas Figuras 13 e 14. A passarela foi inaugurada em 1989 e, logo após, em um dia de movimento, milhares de pessoas a cruzaram, o que resultou em uma fonte de vibração na direção transversal horizontal, ocasionando vibrações da ordem de 10 mm na viga central e uma frequência de 0,93 Hz para a primeira frequência natural. Apesar da amplitude não ter sido tão grande, alguns pedestres se sentiram desconfortáveis e inseguros. Foi observado por meio de vídeos e pelas oscilações medidas na direção

transversal horizontal, que 20% das pessoas da multidão sincronizaram perfeitamente os seus passos, segundo Nakamura e Fujino [14] e Nakamura e Kawasaki [15].



Figura 13 – Vista lateral da passarela Toda Park Brigde (Nakamura e Fujino [14]).



Figura 14 – Passarela Toda Park Brigde em um dia de movimento (Nakamura e Fujino [14]).

Huanga, Thambiratnama e Perera [16] verificaram que no caso de passarelas esbeltas suspensas por cabos, estas têm em sua maioria, tendências de apresentar modos de vibração tais como modo de vibração lateral com torção.



Brownjohn e Pavic [17] desenvolveram um método para estimar as massas modais para modos de vibração de passarelas. O método tem a vantagem que, na sua forma mais simples, apenas uma medição de um único canal de resposta de aceleração da passarela (salto, caminhar ou livre), necessita ser registrado. O método faz uso de uma base de dados de laboratório, gravado a partir da série temporal de uma única pessoa. O método foi avaliado em quatro escalas de passarelas e verificou-se uma exatidão aceitável, com a margem de erro com cerca de 15% para estimar a massa modal para os modos de vibração vertical.

Nhleko, Zingoni e Moyo [18] elaboraram um novo modelo para descrever os efeitos dos seres humanos pulando sobre as estruturas. Focando no modelo de força semi-senoidal de pulso, o qual está incluído na BS 6399 [19], verificou-se que este modelo não é capaz de prever a forma correta do impulso de carga ou as suas frequências dominantes para saltar, que são significativamente menores do que 2 Hz. O método proposto baseia-se no tratamento do sistema de ligação da estrutura, como um sistema de pseudo-massa variável. As medições obtidas no modelo proposto foram comparadas com os resultados recentes na literatura, mostrando que o modelo poderia prever o padrão correto de características experimentais. A Figura 15 representa o ensaio experimental.

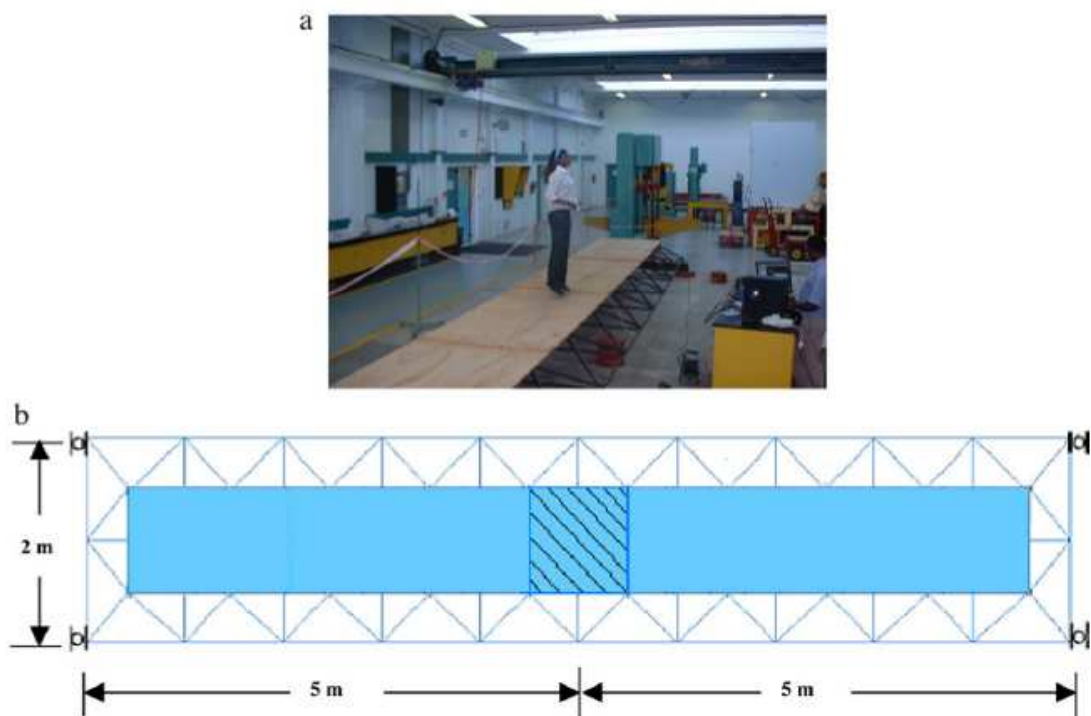


Figura 15 – Ensaio Experimental da Passarela feita por Nhleko, Zingoni e Moyo [18].

Naprstek e Fischer [20] estudaram o comportamento do pêndulo com estudos analíticos e numéricos de amortecimento com a excitação cinemática harmônica horizontal. Demonstrou-se que o modelo linear utilizado de amortecimento do pêndulo é aceitável apenas numa extensão muito limitada. Resume-se que os limites de estabilidade dinâmica e o comportamento pós-crítico devem ser cuidadosamente investigados.

Bruno e Venuti [21] fizeram um modelo matemático e computacional para simular uma multidão sobre uma passarela, baseando-se na decomposição matemática e numérica de um sistema não linear em dois subsistemas que se interagem. Ele foi concebido para simular o fenômeno de excitação lateral, causado por pedestres andando sobre a passarela, em efeito de multidão. O modelo foi aplicado para simular um evento real que ocorreu no Japão. Os resultados obtidos a partir da simulação de um evento real mostram uma excelente concordância com os dados registrados. Assim, na fase de projeto conceitual, é importante planejar o tipo de tráfego de pedestres que a passarela irá receber durante a sua vida útil.

Schlune, Plos e Gylltoft [22] propõem que sejam feitas medições iniciais simplificadas para que possa evitar modelagens imprecisas do sistema estrutural, com parâmetros “errados”, que ao invés de melhorar as estimativas dos parâmetros reais da estrutura, irão gerar resultados não satisfatórios. Portanto, a metodologia proposta visa principalmente eliminar as simplificações imprecisas da modelagem por meio de refinamentos manuais dos parâmetros do modelo antes da modelagem, através da otimização não linear dos parâmetros. A metodologia proposta foi aplicada a uma estrutura real, *Svinesund* (Figuras 16 e 17), e divulgada a necessidade de utilizar um modelo não linear para estimar os parâmetros estruturais com mais precisão. O modelo resultante poderia reproduzir as medições com precisão sem atribuir valores irreais para os parâmetros do modelo.

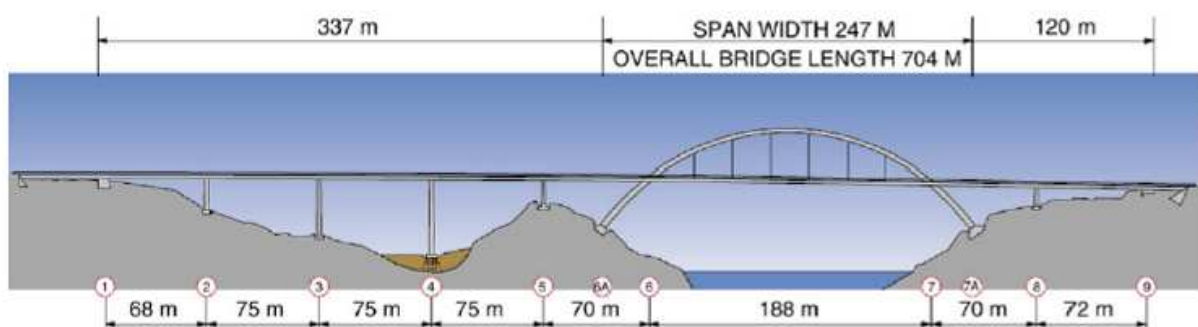


Figura 16 – Elevação da Svinesund [22].

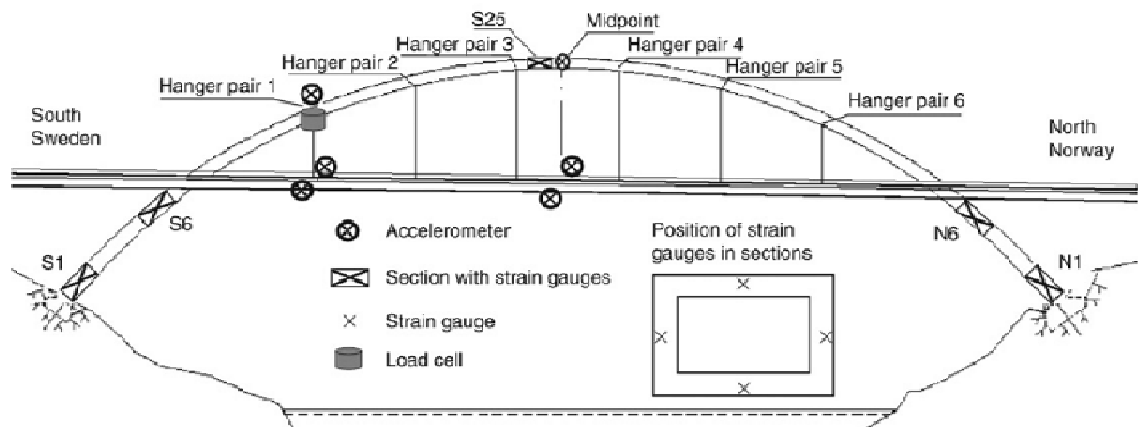


Figura 17 – Sensores instalados na Svinesund [22].

Nakamura e Kawasaki [23] desenvolveram um método numérico para prever a resposta lateral de uma viga, induzida por pedestres em passarelas. O método baseia-se em equações de movimento, incluindo, os coeficientes da taxa de força lateral de um pedestre, densidade de pedestres, taxa de sincronização das pessoas e comportamento dos pedestres. Estes coeficientes foram determinados pelos dados de campo medidos de duas passarelas esbeltas (Figuras 18 e 19) e os dados experimentais de forças induzidas por pedestres. As respostas foram então previstas para estas passarelas com densidades diferentes, pelo método numérico proposto, e estas convergiram razoavelmente bem com as respostas de campo medidas nas vigas, validando o método de previsão proposto.



Figura 18 – Passarela real “T-Bridge” (Japão) [23].



Figura 19 – Passarela real “Maple Valley” (Japão) [23].

Piccardo e Tubino [24] trataram uma análise de vibração de passarelas submetidas a condições realistas de tráfego de pedestres, com base em uma caracterização probabilística de forças induzidas por pedestres. A resposta dinâmica de três diferentes condições de carga foi analisada através de uma abordagem não-dimensional, que permite a identificação dos parâmetros que regem o comportamento dinâmico.

Díaz e Reynolds [25] projetaram um controle ativo da vibração (AVC) através de um atenuador de massa, como sendo uma técnica apropriada para a atenuação das vibrações causadas por movimentos humanos em estruturas de pavimentos. Eles apresentaram um processo de projeto para um sistema de controle baseado em controle de aceleração de “*feedback*” com um compensador de fase, que geralmente será diferente de um circuito integrado. Este compensador de primeira ordem é aplicado à saída (aceleração), de tal forma que a estabilidade relativa e o amortecimento potencial, a serem introduzidos, são significativamente aumentados, representando a interação entre o piso e o atenuador. O sistema de AVC projetado foi avaliado e implementado com sucesso em um piso de escritório, de plano aberto, em serviço. As reduções de vibração reais obtidas têm sido de aproximadamente 60% para testes de caminhada e mais de 90% para um monitoramento de vibração de um dia de trabalho normal.

Barbarigos, Ali, Motro e Smith [26], pensando em sistemas de estruturas espaciais, compostas de componentes de tração e de compressão em um estado de esforço de equilíbrio, estudaram o desempenho estrutural da passarela através de

três módulos de tensão, através de estudos paramétricos, para definir um procedimento de projeto que aperfeiçoa tamanhos de seção para este tipo de estrutura. Um indicador de eficiência estrutural foi proposto e utilizado para comparar as propostas de configurações de passarelas viáveis.

Caetano, Cunha, Magalhães e Moutinho [27, 28], a partir de uma passarela esbelta em Portugal, no qual apresentava vibrações verticais e laterais induzidas pela ação do caminhar de pedestres, motivaram-se a avaliar o comportamento dinâmico da passarela, com o objetivo de instalar um sistema de controle. Estudos foram realizados na fase de concepção estrutural, e os resultados desta avaliação experimental foram obtidos, permitindo a identificação específica dos parâmetros modais. O sistema de controle utilizado na estrutura foi o mesmo adotado para a Passarela do Milênio.

Weber e Feltrin [29] relatam que em duas passarelas de pedestres (sistema estrutural em viga e estaiada), que foram equipadas com amortecedores de massa sintonizados há quase duas décadas, têm sido avaliadas pelo seu desempenho ao longo tempo, com resultados satisfatórios. A avaliação mostra que ambas as passarelas e os amortecedores de massa sincronizados ainda estão trabalhando bem. Os parâmetros dos amortecedores de massa dependem significativamente das temperaturas sazonais, o que dá alguns limites práticos para o ajuste ideal. Abaixo são mostradas algumas Figuras das passarelas estudadas por Weber e Feltrin [29].



Figura 20 – Passarela real com sistema estrutural em viga estudada por Weber e Feltrin (Suíça) [29].



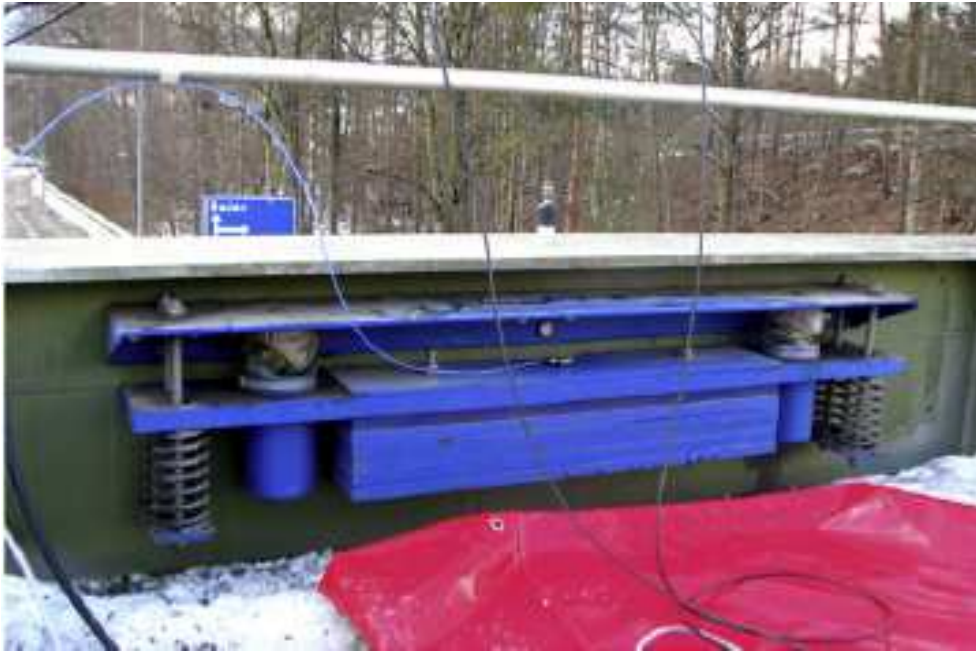


Figura 21 – Amortecedor de massa instalado na passarela com sistema estrutural em viga (Suíça) [29].



Figura 22 – Proteção do amortecedor de massa instalado na passarela com sistema estrutural em viga (Suíça) [29].



Figura 23 – Passarela real com sistema estrutural em cabo estaiado estudada por Weber e Feltrin (Suíça) [29].



Figura 24 – Amortecedor sendo instalado na passarela com sistema estrutural em cabo estaiado (Suíça) [29].



Figura 25 – Modelo de Amortecedor instalado na passarela com sistema estrutural em cabo estaiado (Suíça) [29].

Ali, Barbarigos, Albi e Smith [30] estudaram as estruturas espaciais, tipo “*Tensegrity*”, que são sistemas estruturais compostos de suportes e cabos com conexões articuladas. A sua estabilidade é proporcionada pelo estado de “auto-stress” em membros tensionados e comprimidos. Embora muito progresso tenha sido feito sobre o conceito de “*Tensegrity*”, um levantamento rápido das atividades atuais na prática de engenharia, mostra que muito do seu potencial ainda está para ser realizado. Um estudo de otimização do projeto para uma passarela “*Tensegrity*” foi apresentado, a fim de avançar ainda mais o conceito na engenharia estrutural moderna. Resultados do projeto mostram que a passarela proposta atende aos critérios de projeto estático e dinâmico. Na Figura 26 está apresentado um modelo típico de estrutura espacial “*Tensegrity*”.

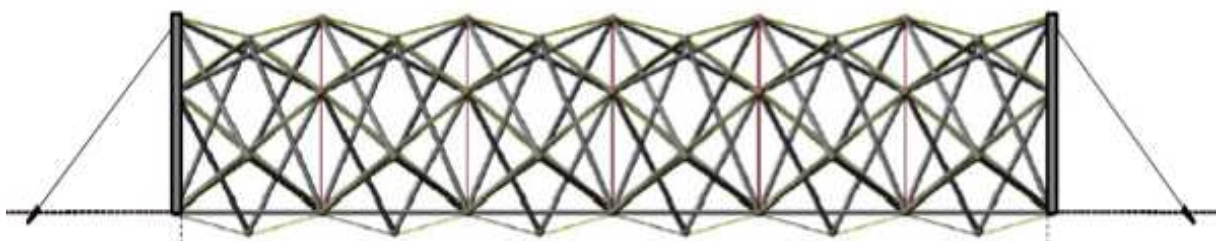


Figura 26 – Modelo de passarela “*Tensegrity*” [30].

Moschas e Stiros [31] utilizaram técnicas de análise de sinal utilizando-se acelerômetros para processar as medições da passarela de 40 m de comprimento em aço, excitada por saltos de um grupo de pessoas. Constatou-se que antigamente os receptores utilizados tinham uma amostragem de 10 Hz e, em alguns casos, esta taxa pode subestimar certos deslocamentos de alta frequência de pico, o que não será um problema para os novos receptores com amostragem de frequência de 50 a 100 Hz. A Figura 27 mostra a passarela estudada.

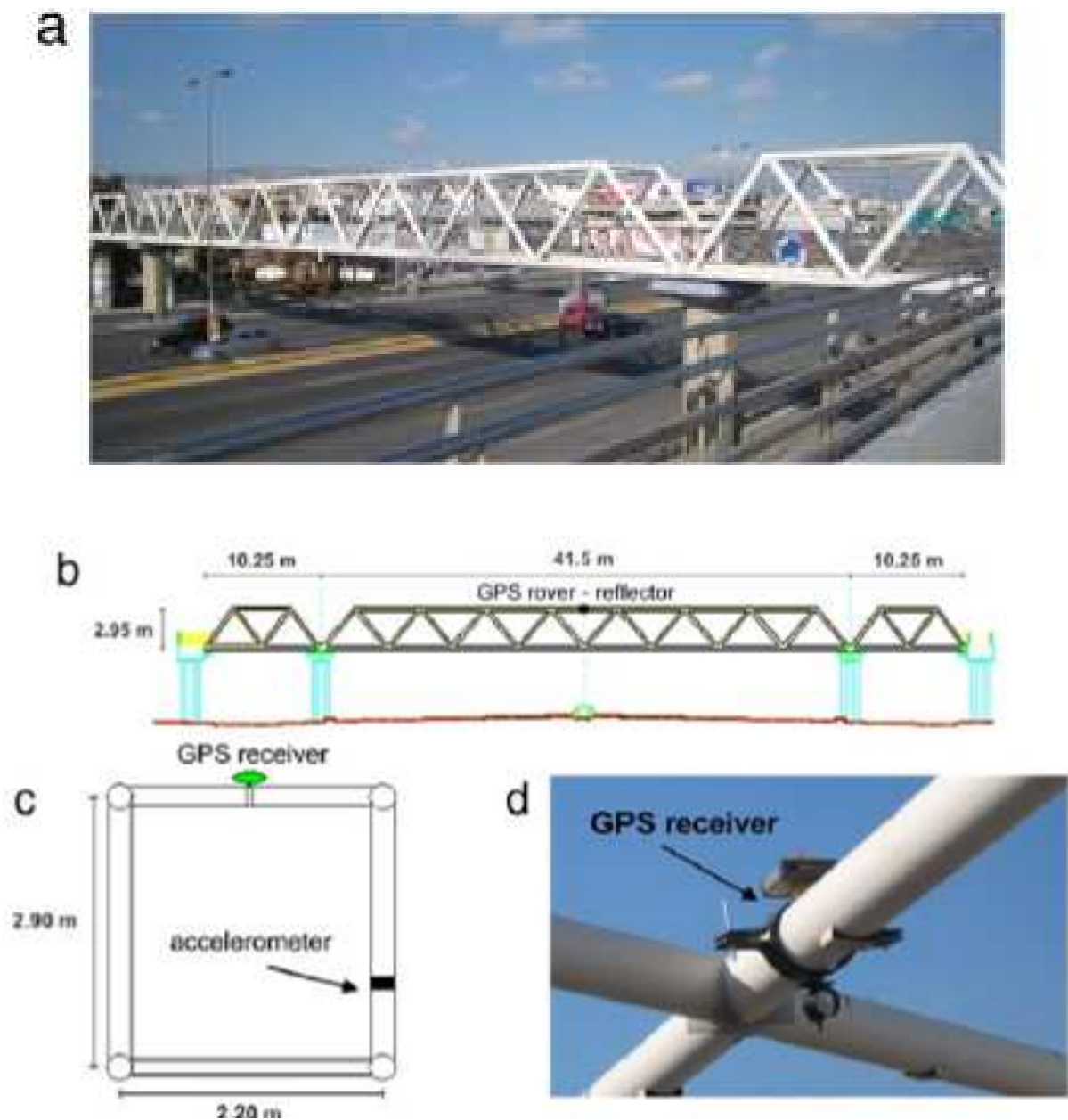


Figura 27 – Passarela estudada por Moschas e Stiros [31].

Faridani e Barghian [32] estudaram uma passarela suspensa por cabos e com ganchos verticais, de forma a investigar a influência dos cabos verticais sobre o comportamento da passarela, tais como os modos de vibração e a sua probabilidade de ressonância, quando substituídos por outros cabos inclinados. Em seguida, através da análise de dois modelos (com cabos verticais e inclinados), as acelerações máximas e as deflexões foram comparadas, a fim de se obter os modos verticais e laterais. Para reduzir as forças internas e fadiga, os cabos horizontais foram adicionados aos cabos inclinados pelos autores. Observou-se que estes cabos aumentaram a rigidez da estrutura, e que os resultados demonstram que a rigidez do sistema melhorou consideravelmente em comparação ao anterior.

Bruno, Venuti e Nascé [33] propuseram e avaliaram diferentes projetos dirigidos a mitigar as vibrações torcionais induzidas por pedestres em passarelas suspensas. Todas as contramedidas estruturais propostas são caracterizadas pela adição de alguns elementos à estrutura original, isto é, massas pontuais e / ou cabos adicionais localizados em seções específicas para reduzir o deslocamento vertical e longitudinal, a fim de preservar a leveza e esbeltez da passarela. A análise estrutural não linear é efetuada por meio de simulações numéricas. Com base numa análise preliminar modal, um critério para a localização de contramedidas de vibração ao longo da extensão foi proposto.

Caprani, Keogh, Archbold e Fanning [34] indicaram que a resposta da aceleração vertical de uma passarela hipotética pode ser descoberta a partir de uma amostra de um pedestre ou de uma multidão de pedestres, usando uma abordagem probabilística. Esta abordagem utiliza distribuições estatísticas para explicar o fato de que os parâmetros de pedestres não são idênticos para todos os pedestres. Fatores de melhoria foram propostos para prever a resposta das acelerações, devido a uma multidão ou um pedestre único. A contribuição importante deste trabalho foi a geração de curvas da resposta dinâmica e a identificação de fatores de melhoria, de uma amostra de pedestres, para a análise de níveis de sincronização.

Díaz, Pereira, Hudson e Reynolds [35] se aprofundaram no controle de vibração ativa (AVC), através de atenuadores de inércia. Em particular, vários estudos recentes de campo têm mostrado que esta técnica tem o potencial de ser eficaz para a diminuição das vibrações induzidas pelo homem em estruturas de pedestres. No entanto, antes da execução de um AVC, utilizando acionadores de inércia, vários inconvenientes têm que ser tratados. As principais desvantagens vêm



do comportamento dinâmico dos atuadores utilizados para esta aplicação, os quais são: (i) a sua dinâmica de baixa frequência (que pode interagir com a dinâmica da estrutura) e, (ii) as suas linearidades (saturação de força). Assim, qualquer técnica de controle a ser implementado tem de enfrentar problemas de estabilidade (causada pela resposta de baixa frequência dos atuadores). Para aliviar tais inconvenientes, o trabalho propõe a utilização de uma estratégia de AVC com base em dois circuitos de regulação: (i) um circuito, fechado no interior do atuador, destinado a modificar artificialmente a frequência de resposta de acordo com o seu percurso máximo e da força dinâmica da estrutura e, (ii) um circuito concebido para conferir amortecimento à estrutura. Este trabalho evidencia o processo de concepção de tal forma que saturações de estabilidade e do atuador são tomadas em consideração para aumentar a eficiência de um determinado atuador de inércia, quando o sistema se baseia na realimentação de velocidade. Resultados experimentais sobre uma estrutura de laboratório, em grande escala de concreto, utilizando um atuador comercial, são apresentados para ilustrar o desempenho da estratégia proposta AVC, que assegura a capacidade de adaptação a uma estrutura de dados sem a necessidade de modificar o hardware.

Piccardo e Tubino [36] mostraram neste trabalho as condições de tráfego de pedestres reais modelados probabilisticamente, considerando várias fontes de aleatoriedade entre as quais as chegadas de pedestres, frequências do passo, velocidades, amplitudes de força e pesos dos pedestres. Com base em tal modelo probabilístico e na análise das peculiaridades dos parâmetros não dimensionais, um modelo espectral para a força modal induzida por grupos de pessoas, modelada como um processo estacionário aleatório é analiticamente deduzido sobre hipóteses simplificadoras. Comparações entre os resultados numéricos e experimentais parecem muito promissores, também quando a frequência do passo não está em ressonância com o modo dominante da estrutura. Um simples passo seria um diagrama de fluxo, que se propõe a auxiliar o projetista no cálculo da aceleração máxima esperada.

Moaveni e Behmanesh [37] estudaram os efeitos da mudança de temperatura do ambiente com a ajuda de modelos em elementos finitos (MEF), da Passarela Dowling. A estrutura está localizada no campus da Universidade Tufts, em Medford, Massachusetts (EUA) e está equipada com um sistema de leitura de dados contínua, que grava a vibração e a temperatura da passarela a cada hora ou

quando provocado por vibrações de grande porte. As frequências naturais, modos de vibração e taxas modais de amortecimento da estrutura são extraídos via monitoração experimental e tratados por um sistema automatizado de algoritmo de dados. As frequências naturais identificadas e os modos de vibração são, então, utilizados para a calibração e atualização de um modelo de elementos finitos da passarela. A partir dos dados analisados, pode-se observar que as frequências naturais identificadas mostram uma variação significativa, de seu valor quantitativo, com a mudança de temperatura do ambiente. Esta variabilidade propaga através do processo de atualização do MEF e, portanto, gera incerteza na atualização dos resultados. Um modelo é estimado para representar a relação entre as frequências naturais identificadas e as temperaturas medidas. Este modelo é então utilizado para remover os efeitos de temperatura, a partir das frequências naturais identificadas. Dois conjuntos de MEF são atualizados, identificando os parâmetros modais, antes e após a remoção dos efeitos da temperatura. A abordagem proposta é bem sucedida em minimizar os efeitos da mudança de temperatura do ambiente no MEF. A contabilização dos efeitos de temperatura no processo de atualização no MEF reduz a variabilidade dos parâmetros e, por conseguinte, diminui a probabilidade de identificação de danos. A Figura 28 mostra a passarela Dowling.



Figura 28 – Passarela Dowling [37].

Korkmaz [38] estudou os avanços na teoria e prática da tecnologia de controle ativo que modificaram a percepção geral das estruturas. O artigo forneceu uma visão geral dos avanços, permitindo aplicações possíveis do controle ativo em estruturas. Foram identificados os desafios da computação que são importantes para a criação de uma nova geração de estruturas ativas.

Zuo, Hua e Landuyt [39] estudaram a vibração de passarelas flexíveis, induzidas pela excitação de pedestres, apresentando as características dos pedestres para a vibração da passarela em concreto protendido. O efeito da carga de pedestre sobre a frequência de oscilação da passarela, bem como a sua implicação no mecanismo de interação, foi investigado.



Figura 29 – Passarela simplesmente apoiada [39].

Debona *et al.* [40-48] investigou o comportamento dinâmico de passarelas tubulares em aço e mistas (aço-concreto). Para tal, o sistema estrutural estudado corresponde a uma estrutura real, existente, com presença de vibrações excessivas nas direções lateral e longitudinal, apresentando um comprimento total de 82,5m. A passarela é composta por uma estrutura tubular de aço (treliças metálicas) e lajes de concreto, formando um sistema misto com interação completa. O modelo estrutural é submetido correntemente à travessia de pedestres e ciclistas. Testes experimentais foram realizados sobre o modelo estrutural e confrontados com resultados numéricos.

Hu, Caetano e Cunha [49] descrevem o desenvolvimento de um sistema de monitoramento da vida útil estrutural em uma passarela de pedestres. Em uma primeira parte, que caracteriza o sistema de monitoramento implementado, é



aplicada a análise modal para analisar a variação das propriedades modais estimadas ao longo de vários anos. A análise de correlação é então conduzida, mostrando que fatores ambientais e operacionais (por exemplo, temperatura e tráfego de pedestres) induzem significativos efeitos nas estimativas das frequências modais. Levando-se em conta a relação linear entre as estimativas de frequência de modos diferentes, a análise dos componentes lineares principais é aplicada para remover esses efeitos. Por fim, a eficiência da metodologia de danos descrita é evidenciada através da simulação de alguns cenários de danos realistas com base em um modelo em elementos finitos validado experimentalmente e observado o desvio claro do indicador de danos. Demonstra-se que tal sistema de controle dinâmico pode servir como uma ferramenta eficaz para a vigilância da vida útil da passarela.



Figura 30 – Foto da passarela estudada por Hu, Caetano e Cunha [49].

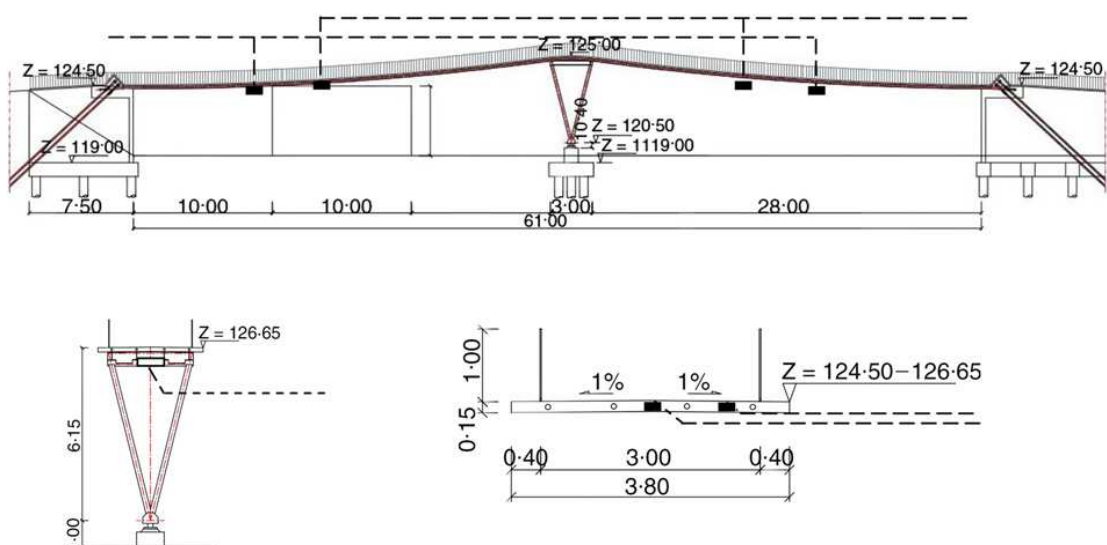


Figura 31 – Projeto da passarela estudada por Hu, Caetano e Cunha [49].

Brownjohn e Fu [50] estudaram a capacidade de um ser humano atuar como um amortecedor para a estrutura, mencionado em outras pesquisas. Eles conseguiram identificar este amortecimento, utilizando diretamente as medições da força humana que amortece as vibrações durante o trânsito de outros pedestres. Fernandes [51] também relatou aumento de amortecimento na estrutura quando uma multidão atravessava a passarela em fluxo contínuo. Em 2008, autores como Butz *et al.* [52] e Barker e Mackenzie [53] mencionaram acerca de diferenças nas respostas das frequências que as estruturas apresentavam quando ocupadas por uma multidão de pedestres. Sendo assim, a estrutura demonstra um aumento no amortecimento do sistema estrutural.

Blanco *et al.* [54] publicaram um estudo sobre o comportamento dinâmico da passarela sobre o Rio Ijzer, na cidade de Kortrijk, Bélgica. A passarela, cujo vão possui 202m de comprimento, e é sustentada por estais, foi modelada no software SAMCEF [55] e possui um formato em S, conforme ilustrado na Figura 32.

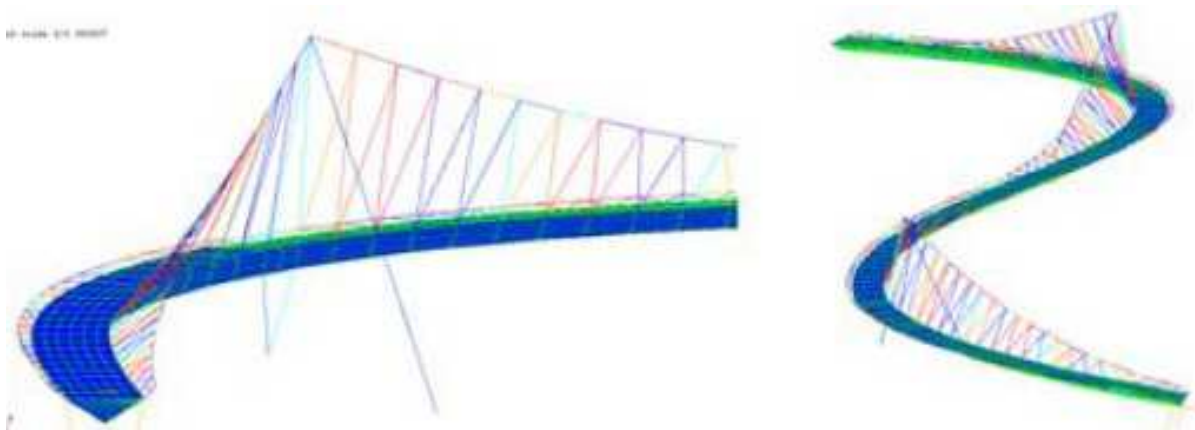


Figura 32 – Modelagem em elementos finitos da passarela sobre o rio Ijzer [54].

Lima [56] realizou um estudo sobre a influência da modelagem do carregamento dinâmico, proveniente dos pedestres, incluindo o impacto do calcanhar humano e o amortecimento estrutural, utilizando-se um modelo mais realista que incorpora as ações dinâmicas induzidas pelos pedestres. Neste modelo de carregamento, o movimento de pernas que causa a subida e descida da massa efetiva do corpo em cada passo, ver Figura 33, foi considerado e a posição do carregamento dinâmico foi alterada de acordo com a posição do indivíduo, assim a função de tempo, correspondente a excitação induzida pela caminhada, teve uma variação espacial e temporal.

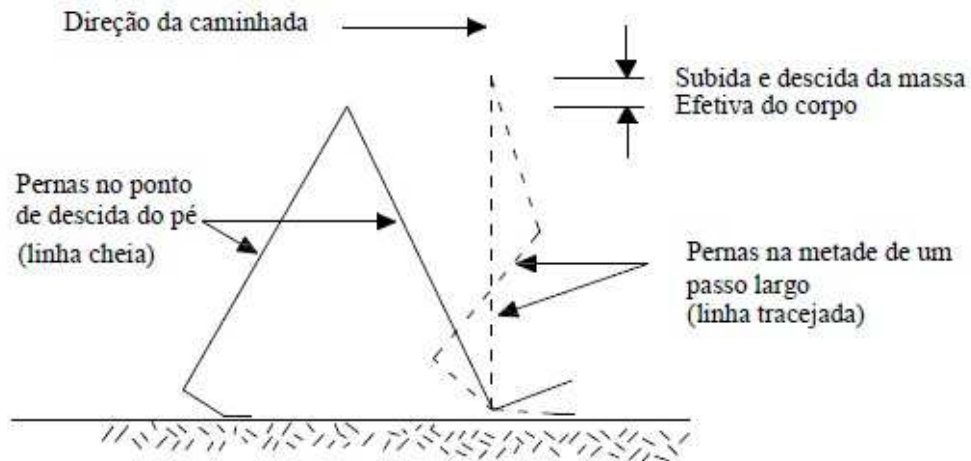


Figura 33 - Geometria simplificada de uma passada [57] apud [56].

Igólfsson *et al.* [58] investigaram os movimentos de 71 pedestres caminhando sobre a esteira com movimentos senoidais e em diferentes frequências de passo, conforme Figura 34, de forma a se obter as forças laterais provenientes do caminhar humano, através de análises experimentais obtidas pelo caminhar de indivíduos sobre uma plataforma fixa.

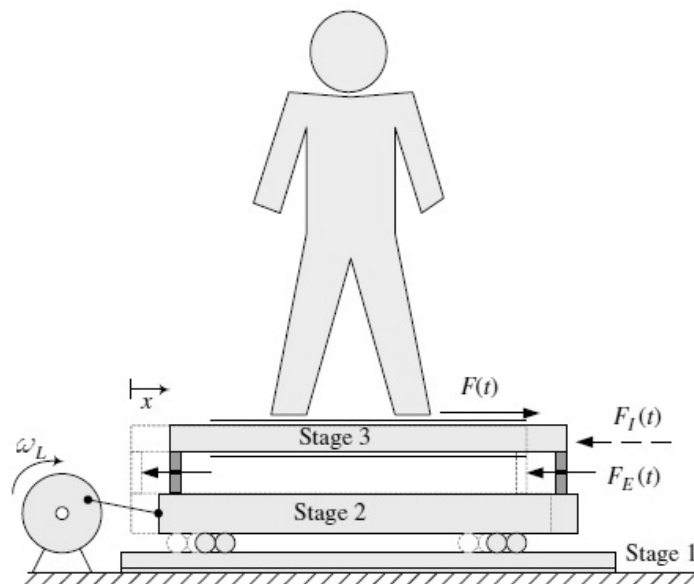


Figura 34 – Esquema da plataforma e diagrama de equilíbrio [58].

Pimentel *et al.* [59] observaram que em alguns pontos de normas, utilizadas para a prática de manutenção das vibrações em passarelas submetidas às cargas induzidas pelo homem devido ao caminhar, podem sofrer alterações a fim de implementar melhorias, sendo suas observações sustentadas por evidências

experimentais obtidas a partir de testes realizados em estruturas reais de passarelas que apresentavam vibrações excessivas. Os autores verificaram que os códigos são conservativos, dependendo da faixa de frequência excitada pela movimentação dos pedestres.

Igólfsson *et al.* [60] publicaram mais um trabalho sobre a influência do caminhar humano juntamente com uma proposição de uma função própria para a obtenção das forças laterais geradas na estrutura pelo caminhar humano, com base em outros trabalhos publicados na última década. O autor destacou a importância de se considerar as características variáveis do movimento humano e sua influência no comportamento das vibrações laterais da estrutura, principalmente para estruturas flexíveis, mais susceptíveis ao fenômeno da ressonância.

Bocian *et al.* [61] publicaram um trabalho cujo objetivo foi estudar a interação pedestre-estrutura, levando em consideração que um pedestre contribui como fonte geradora de vibração, amortecimento e massa. Os autores observaram que, para diferentes valores de frequência de passo, o amortecimento pode sofrer influência positiva ou negativa, impactando de diferentes maneiras na estrutura.

Nimmen *et al.* [62] avaliaram a metodologia proposta pelos guias de projeto HIVOSS (Português) e SÉTRA (Francês) e procederam a comparação de resultados entre os modelos de elementos finitos das passarelas e seus respectivos resultados experimentais. Em seguida, Nimmen *et al.* [63] analisaram o comportamento da caminhada de pedestres computando o movimento da inércia do corpo nas três direções (Figura 35). A técnica é testada experimentalmente com o registro simultâneo das forças de reação do pedestre sobre a estrutura, permitindo a identificação das variações passo a passo, normalmente desconsideradas nas simulações das forças de caminhada das pessoas. Posteriormente, o monitoramento do corpo é utilizado para registrar o comportamento do movimento dos pedestres durante a medição na passarela de forma a calibrar o modelo numérico.

Carroll [64] estudou a interação do caminhar humano em estruturas com vibrações laterais, a partir de testes experimentais com 10 indivíduos andando individualmente em uma esteira com oscilação lateral. O movimento tridimensional do pedestre foi obtido e proposto um modelo de pêndulo invertido (passivo), em uma análise separada, validando o seu comportamento. Apesar da relativa simplicidade do modelo biomecânico proposto, foi observada uma concordância extraordinária. A Figura 36 apresenta um exemplo do ensaio experimental executado.

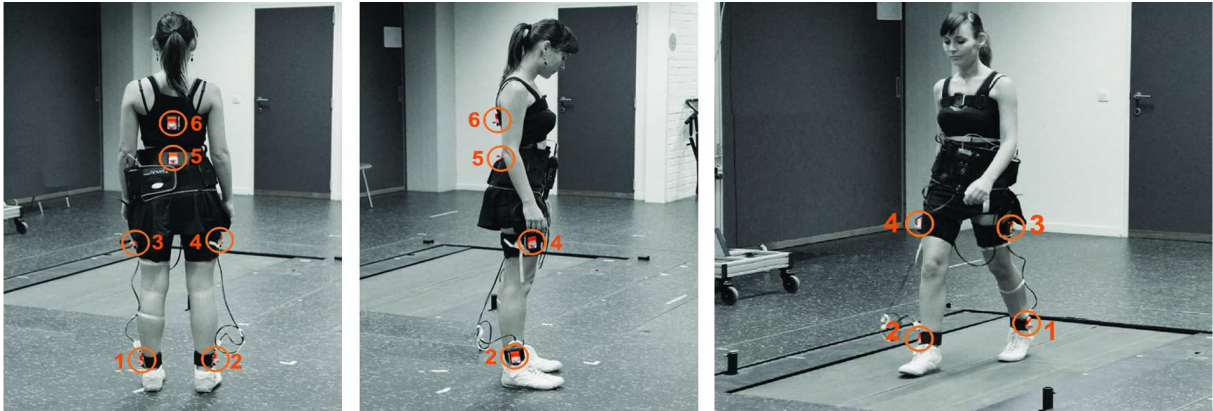


Figura 35 – Ensaio executado por Nimmen *et al.* [63].

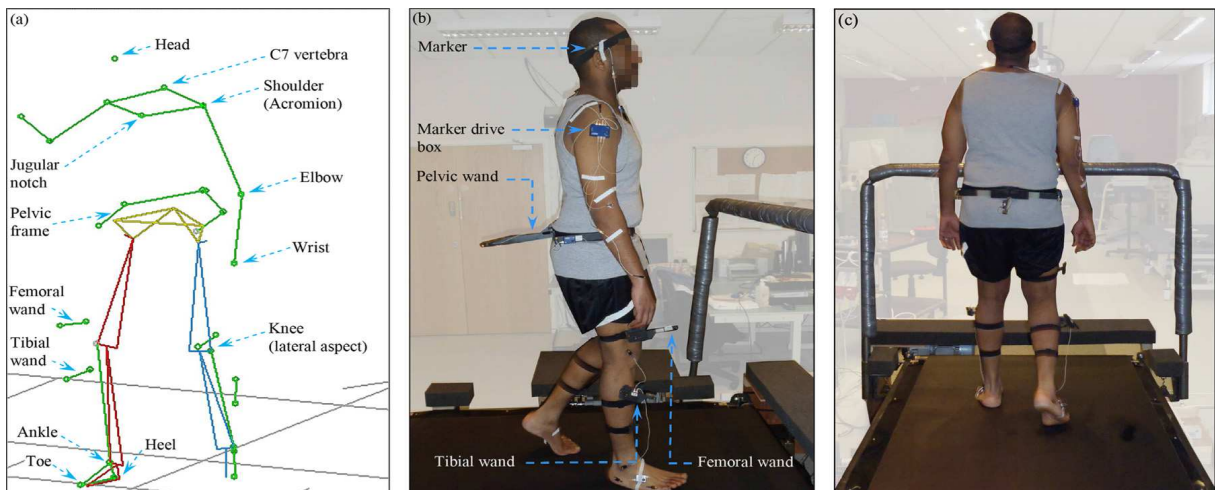


Figura 36 – Teste instrumentado com 31 pontos de leitura [65] apud [64].

Zhang *et al.* [66] publicaram um estudo cujo objetivo consistiu em se determinar as forças com caráter biodinâmico que representassem os pedestres durante uma caminhada sobre pisos. Foram realizadas medições em laboratório, que puderam ser capturadas através de um sistema de mapeamento em três dimensões. Os autores propuseram um modelo estatístico do caminhar humano representado por uma série de Fourier de terceira ordem.

Ohlsson [67] relatou que um pedestre em movimento aumentou a massa e o amortecimento da estrutura, e que a força medida sobre uma superfície rígida foi diferente da medição em estruturas flexíveis. Baumann e Bachmann [68] relataram que os fatores de carregamentos dinâmicos eram 10% menores em superfícies flexíveis, quando comparadas às superfícies rígidas. Tal fato foi confirmado por Pimentel [69], que também observou uma redução na frequência natural da passarela, quando submetida ao caminhar de pedestres. Ebrahimpour *et al.* [70]



descobriram a partir de suas medições experimentais, que o amortecimento e a massa da estrutura foram dependentes da quantidade de pessoas que caminham sobre a passarela. Ebrahimpour e Sack [71] concluíram que os fatores de carregamentos dinâmicos diminuem à medida que o número de pessoas aumenta sobre a estrutura.

Brownjohn *et al.* [72] fizeram testes de vibração forçada com 150 pedestres caminhando durante vários minutos em uma passarela em Cingapura e seus resultados mostraram um aumento no amortecimento da estrutura. Brownjohn e Fu [73] mostraram que as mudanças nas propriedades modais da estrutura com pedestres caminhando eram pequenos em comparação com aqueles com pedestres estacionários. Silva *et al.* [74] também relataram que os pedestres caminhando sobre a passarela geram modificações nos amortecimentos, podendo aumentá-los ou diminuir conforme suas propriedades. Debona *et al.* [75-77] e Duarte *et al.* [78] relataram que o modelo mais realista do caminhar humano são os modelos compostos pela simulação do pedestre com massa, rigidez e amortecimento.

Segundinho *et al.* [79] concluíram que a formulação de Euler-Bernoulli é adequada para o cálculo da primeira frequência natural em passarelas de madeira simplesmente apoiadas, quando analisadas as direções verticais e laterais; mas ressalta que se deve ter atenção na avaliação da rigidez à flexão na direção lateral. Estas conclusões se basearam em resultados obtidos de forma teórica, numérica, experimental estática e dinâmica (em um modelo reduzido de uma passarela de madeira no sistema estrutural de vigas simplesmente apoiadas).

Werkle *et al.* [80] estudaram o efeito da perda de calibração em amortecedores de massa utilizados para controlar vibrações que sofrem alterações em suas propriedades devido a mudanças de temperatura, modificando as pequenas tolerâncias de fabricação. Para este estudo foi utilizado um modelo simplificado de passarela do tipo viga com cargas de pedestres, mostrando-se um sistema simples representado por um sistema massa-mola-amortecedor com dois graus de liberdade. Como resultados foram apresentados gráficos para avaliar o aumento da aceleração e o decréscimo da eficácia devido à desafinação, em uma passarela com uma extensão de 45 m.

Sebastián *et al.* [81] baseados na passarela de pedestre do Museu da Ciência de Valladolid e utilizando-se dos principais guias de projetos dos últimos anos, estudaram a influência dos pedestres sobre as propriedades estruturais modais da

estrutura, e estes efeitos foram considerados para as estimativas das acelerações da estrutura, tendo melhor avaliação das estimativas.

Feltrin *et al.* [82] utilizaram um sistema de monitoração sem fio (com rápida implementação), para evitar o longo tempo perdido de sistemas de monitoramento com fio, para monitorar uma passarela de madeira com o objetivo de fornecer informações sobre amplitudes de vibração durante a sua utilização e das mudanças dos valores das frequências devido às diferenças de temperatura do ambiente. O autor declara que o sistema ficou em monitoração durante um ano e que os sensores sem fio é um meio tecnicamente viável e economicamente para obter o desempenho das vibrações da estrutura.

Silva *et. al.* [83-85] e Debona *et. al.* [86, 87] estudaram uma passarela existente em concreto armado com 24,4 metros de comprimento, obtendo experimentalmente a resposta dinâmica da passarela de pedestres. O modelo foi calibrado numericamente com a simulação dos pedestres baseado em um sistema mais realista de modelagem da interação pedestre-estrutura com sistemas massa, mola e amortecedor.

Quin *et al.* [88] analisou o problema do amortecimento gerado pela caminhar de pedestres devido à interação dinâmica de seres humanos na caminhada em estrutura de passarelas, determinando um valor de amortecimento variante no tempo, sendo a energia dissipada do sistema de amortecimento compensada por uma força de controle aplicada para regular o desempenho da caminhada de pedestres. Este fator ocorre devido às amplitudes da vibração da estrutura exceder um valor crítico, fazendo com que os pedestres sejam afetados por esse movimento e tendem a ajustar a sua frequência com a sincronização do movimento da estrutura. Inúmeros autores [89-93] estudaram esta interação dinâmica do pedestre-estrutura com modelos matemáticos de carregamentos para incluir na análise dinâmica do pedestre ao caminhar sobre a estrutura de passarelas.

Cabe ressaltar que o grande número de trabalhos de pesquisa abordados nesta revisão bibliográfica demonstra com clareza que a modelagem do comportamento estrutural dinâmico de passarelas de pedestres, quando submetidas ao caminhar humano é de extrema importância, assim como, a necessidade de se considerar nos projetos desse tipo de estrutura, os efeitos dinâmicos gerados por estas

ações.

## Motivação

Considerando-se que as demandas atuais de mercado impõem projetos arquitetônicos mais modernos e arrojados, compostos por sistemas com grandes vãos, mais leves e econômicos, além do crescimento exponencial de problemas estruturais associados à vibração excessiva de passarelas de pedestres, claramente, os engenheiros civis que militam mais especificamente na área de projeto de estruturas, em especial com ênfase no projeto de passarelas, têm sido motivados, por força destas circunstâncias inovadoras e de atendimento aos estados limites de utilização, ao desenvolvimento de investigações mais consistentes e qualificadas, no que diz respeito à avaliação do conforto humano dos pedestres, objetivando evitar problemas estruturais associados à ocorrência de vibrações excessivas em passarelas; e, bem como, reduzir ou mesmo eliminar a hipótese de desconforto humano. Assim sendo, nas últimas décadas, inúmeras investigações de caráter científico têm sido desenvolvidas, onde a motivação principal diz respeito ao estudo da resposta estrutural dinâmica de passarelas de pedestres.

## Objetivos

O objetivo central desta tese de doutorado, diz respeito à modelagem do comportamento estrutural dinâmico de passarelas de pedestres, quando submetidas ao caminhar humano. O trabalho de pesquisa contribui com base no avanço para o desenvolvimento e implementação de técnicas de monitoração experimental dinâmica e, também, modelagem em elementos finitos. Neste sentido, técnicas de investigação experimental dinâmica, tais como, SIMO (*Single Input Multiple Output*: única entrada e várias saídas) e SISO (*Single Input Single Output*: uma entrada e uma saída), no que tange a obtenção das Funções de Resposta em Frequência (FRF) e, bem como, das Transformadas Rápidas de Fourier (FFT), representativas da relação entre o sinal de saída (*aceleração*) sobre o sinal de entrada (*força*), foram estudadas e utilizadas criteriosamente. Outra contribuição relevante deste trabalho de pesquisa, diz respeito à modelagem numérica da interação dinâmica do sistema pedestre-passerela, respaldada pelo emprego de modelos biodinâmicos (sistema massa-mola-amortecedor), empregados para a simulação do caminhar das pessoas sobre a estrutura. Deste modo, a partir do uso dos dados oriundos dos testes



experimentais, referentes à resposta dinâmica do sistema pedestre-passarela, a calibração do modelo numérico computacional foi realizada de maneira mais racional e realista. Ao final do estudo, tendo em mãos os resultados da análise da resposta dinâmica experimental e numérica do sistema investigado, guias e recomendações internacionais de projeto foram utilizadas, objetivando uma avaliação crítica acerca dos níveis de conforto humano de um modelo estrutural escolhido para análise, correspondente a uma passarela de pedestres de concreto armado, com vão de 24,4m, localizada na Faculdade de Engenharia (FEN), da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ).

### **Estrutura da dissertação**

No presente capítulo apresentou-se a motivação para o desenvolvimento deste trabalho e uma breve descrição do conteúdo do presente trabalho.

No primeiro capítulo faz-se uma breve introdução aos fundamentos da metodologia utilizada para a modelagem da interação dinâmica pedestre-estrutura proveniente do caminhar de pedestre propostos por vários autores.

No segundo capítulo apresenta-se o modelo estrutural investigado no presente trabalho para a realização das análises dinâmicas, apresentando suas características físicas e geométricas.

No terceiro capítulo apresenta-se o modelo numérico-computacional tridimensional que representa da forma mais real possível, o comportamento do sistema estrutural estudado, baseado nas propriedades apresentadas no capítulo dois. No modelo numérico desenvolvido são empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos (MEF).

No quarto capítulo descrevem-se os equipamentos e softwares utilizados nos ensaios experimentais na passarela por meio de vibrações livre e forçada. Estes foram capturados por meio de acelerômetros instalados na estrutura, por um sistema mais moderno de vibrometria a laser (PDV 100) e por um Shaker.

No quinto capítulo serão apresentados os resultados experimentais obtidos através dos ensaios de vibração livre da passarela, de forma a se determinar os autovalores (frequências naturais) e autovetores (modos de vibração) da estrutura.

O sexto capítulo apresenta os resultados das análises de vibração livre do modelo numérico computacional desenvolvido via modelo em elementos finitos. Este

modelo foi calibrado com os resultados experimentais apresentados no capítulo anterior.

O sétimo capítulo é dedicado às análises de vibração forçada, apresentando todos os resultados obtidos experimentalmente no caminhar de pedestres sobre a estrutura da passarela de pedestres.

O oitavo capítulo apresenta os resultados das análises de vibração forçada do modelo numérico computacional calibrado com os testes experimentais de vibração apresentados no capítulo anterior.

No nono capítulo será avaliado o conforto dos pedestres devido às ações dinâmicas do caminhar humano, a partir dos limites encontrados na literatura técnica e dos critérios de normas de projeto.

No décimo capítulo apresentam-se as conclusões alcançadas com este estudo, contendo as considerações e sugestões para continuação do trabalho aqui desenvolvido.

## 1 INTERAÇÃO DINÂMICA PEDESTRE ESTRUTURA

### 1.1 Considerações iniciais

Ainda, nos dias atuais, existem normas de projeto que recomendam aplicar o carregamento dos pedestres como cargas estaticamente equivalentes às cargas produzidas pelas atividades humanas, majorando-as de um coeficiente de impacto [94]. Entretanto pelos relatos descritos na introdução desta tese, pode-se destacar a incapacidade destes métodos de projetos atuais de se estimar com segurança a resposta dinâmica estrutural [95]. Isto ocorre principalmente devido a não consideração, na modelagem probabilística, dos efeitos da intravariabilidade (Intra), que é a variação da frequência do passo de um dado pedestre ao longo de sua caminhada, e a intervariabilidade (Inter), que é a distribuição normal da frequência do passo dos pedestres [96-99], que não são levados em consideração nos métodos analíticos determinísticos.

Por um tempo se achou que a interação pedestre estrutura não fosse relevante para os seres humanos em movimento [100], entretanto estudos mais recentes demonstram que a interação pedestre estrutura tem efeitos significativos na resposta dinâmica da estrutura [101], dependendo da postura do corpo humano e do tipo de atividade a ser executada [11], podendo modificar a resposta dinâmica através de diferentes mecanismos e direções. Ressalta-se que, considerando o sistema de interação pedestre estrutura como um sistema massa-mola-amortecedor, Sachse [102] classificou que esta interação pode ser dividida em duas categorias. A primeira compreende os efeitos do corpo humano sobre as propriedades da estrutura, ou seja, a massa, rigidez e amortecimento. A segunda categoria compreende os efeitos das vibrações estruturais sobre as forças induzidas dos pedestres, o que inclui a frequência do passo, o comprimento e a velocidade de caminhada.

Objetivando melhorar a interação dinâmica pedestre-estrutura, com modelos mais realistas de simulação dos seres humanos, o modelo biodinâmico de pessoas caminhando é um modelo simplificado no qual representa a dinâmica vertical deste movimento. A sua representação surgiu da necessidade de complementar o modelo de força largamente utilizado com um modelo dotado de massa, rigidez e

amortecimento, para assim levar em conta as contribuições dinâmicas que os pedestres aplicam sobre as estruturas, sobretudo em situação de multidão. Abaixo é demonstrado um modelo de um pedestre com um grau de liberdade.

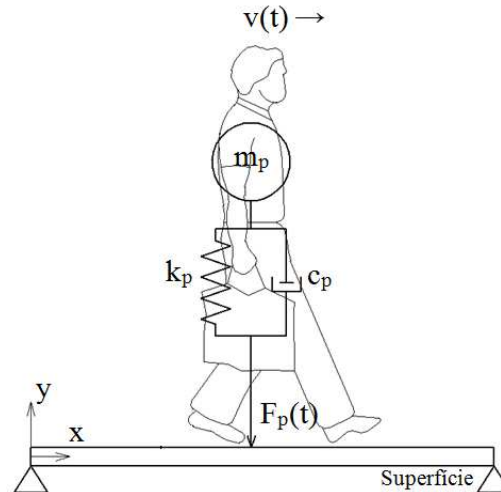


Figura 37 – Modelo de um pedestre com um grau de liberdade sobre a estrutura.

Estes modelos podem ser descritos por um sistema de um (S1GL) ou vários graus de liberdade (S2GL, S3GL, SVGL). Na literatura existem várias propostas destes modelos, em relação à direção vertical, representando uma pessoa parada, em pé ou sentada (ISO 5982 [103]; Matsumoto e Griffin [104]; Sachse *et al.* [105, 106]; Reynolds *et al.* [107]; Salyards e Firman [108]), para pessoas pulando (Nhleko *et al.* [109]) e para pessoas correndo (Ferris *et al.* [110]; Nigg e Liu [111]). Para pessoas caminhando existem algumas propostas mais atuais (Miyamori *et al.* [112]; Kim *et al.* [113]; Caprani *et al.* [114]; Silva e Pimentel [115]; Garcia *et al.* [116]), entretanto ainda pouco estudadas, distintas em relação ao número de graus de liberdade e em como foram determinados os parâmetros de massa, amortecimento e rigidez. Abaixo serão apresentadas as pesquisas de modelos biodinâmicos, considerando o caminhar dos pedestres.

## 1.2 Modelo com um grau de liberdade (S1GL)

Caprani *et al.* [114] propuseram a utilização de uma população de modelos de um grau de liberdade, acoplados cada um a um modelo de força concentrada pulsante, para investigar os efeitos da travessia de multidões numa passarela. Para isto, eles estipularam uma faixa de valores considerados válidos para os parâmetros dos modelos biodinâmicos e realizaram inúmeras simulações de travessias de

multidões sobre uma passarela. Os modelos utilizados por Caprani *et al.* [114] estão representados nas figuras abaixo:

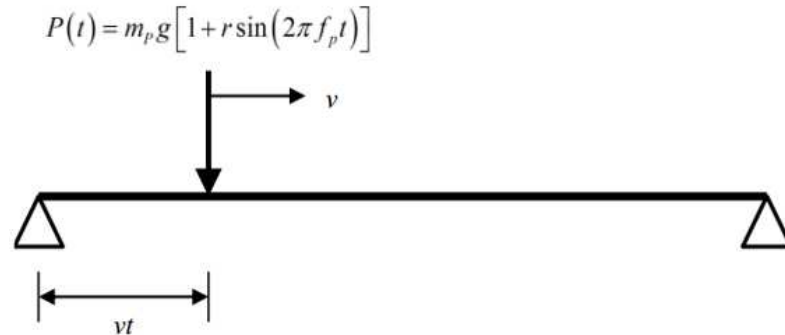


Figura 38 – Modelo de representação do corpo humano por forças. Caprani *et al.* [114].

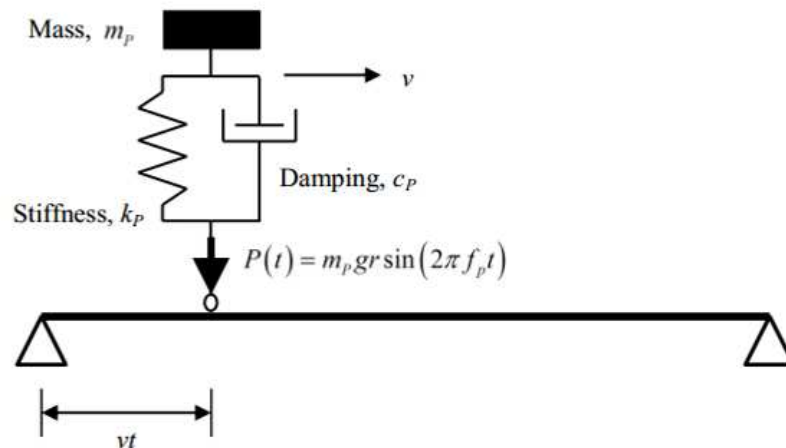


Figura 39 – Modelo de representação do corpo humano por modelo biodinâmico combinado com o modelo de força. Caprani *et al.* [114].

Foi verificado neste estudo que para taxa de passos da multidão próximas da frequência natural da passarela, ocorrem diferenças significativas entre as respostas do modelo massa-mola-amortecedor (SMD) combinadas com os resultados produzidos pelo modelo de força. Para determinar o efeito de melhoria da representação do pedestre com o modelo de SMD, uma série de parâmetros foram modificados e obtidos as respostas em RMS (raiz quadrada média). Os resultados foram analisados através do razão adimensional:

$$\mu = \frac{R_P^{SMD}}{R_P^{MF}}$$

Abaixo é representado os resultado obtido com esta variação dos parâmetros da razão entre a massa-mola-amortecedor e a força.

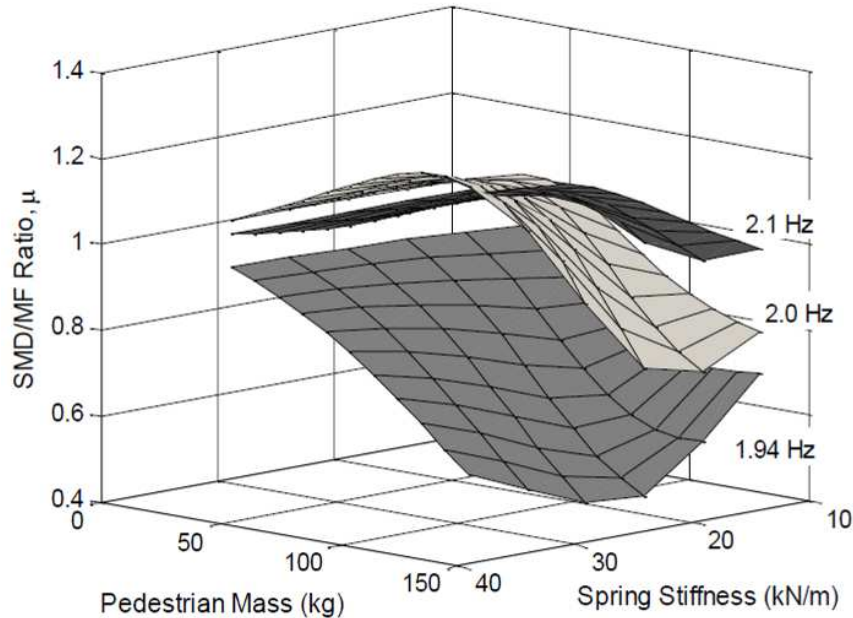


Figura 40 – Relação da resposta RMS de SMD/MF. Caprani *et al.* [114].

Foram utilizados, para os modelos S1GL que representam cada indivíduo caminhando, uma rigidez média de 22,5 kN/m com desvio padrão de 2,25 kN/m, considerando que esta é uma variável de distribuição normal. A razão de amortecimento 0,3 foi considerada para todos os indivíduos simulados e, a massa foi considerada como uma variável com uma distribuição normal com média de 73,9 kg e coeficiente de variação de 21,2%. Estes autores perceberam também que os modelos biodinâmicos utilizados têm uma maior influência na resposta do modelo de estrutura quando a frequência do passo dos pedestres está próxima da frequência natural do sistema estrutural.

Silva e Pimentel [115] propuseram um modelo biodinâmico de um grau de liberdade, veja Figura 41, comparando os resultados analíticos com resultados experimentais. Para este modelo considerou-se a massa  $m$  como a massa do centro de gravidade do corpo,  $k$  a rigidez, representando a impedância mecânica do corpo e  $c$ , a dissipação de energia relacionada ao movimento do corpo humano.

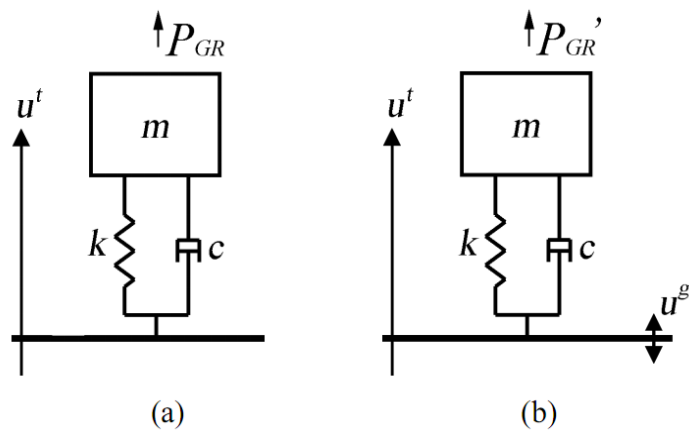


Figura 41 – Modelo de S1GL: (a) excitado por uma carga harmônica. (b) excitado por uma carga harmônica e um movimento de base simultaneamente [115].

A fim de captar os dados de aceleração, força e deslocamento – produzidos pelos indivíduos ao caminhar – foi fixado, a cada participante da pesquisa um acelerômetro, na posição estimada do centro gravitacional do corpo humano, enquanto caminhavam sobre um piso rígido. O ensaio foi realizado com várias pessoas inúmeras vezes. Abaixo são mostradas as fotos do ensaio:



Figura 42 – Indivíduo caminhando com um acelerômetro acoplado em seu centro de gravidade aproximado [115].

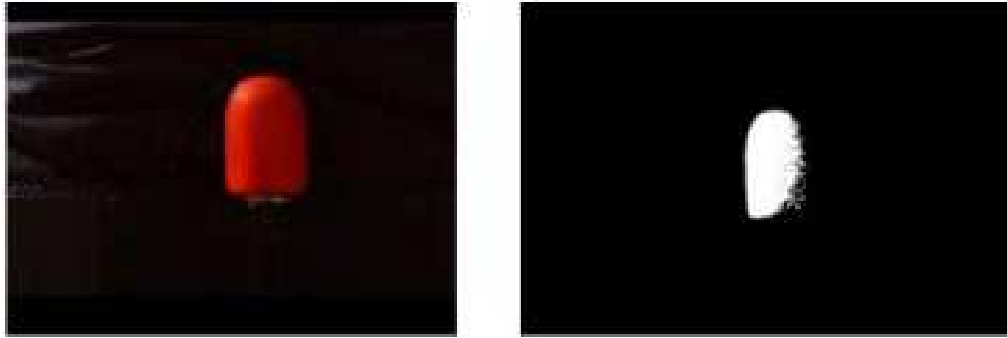


Figura 43 – Imagem capturada por trás de um pedestre sobre uma esteira ergométrica e sua conversão para imagem do tipo 1-bit [115].

A partir dos resultados do número de amostras e das médias obtidas da massa do pedestre ( $m_p$ ), amortecimento ( $c_p$ ) e rigidez ( $k_p$ ), foram efetuadas combinações de modo que a margem de erro fosse em torno de 10 % para a massa ( $m_p$ ) e amortecimento ( $c_p$ ) e 15 % para rigidez ( $k_p$ ). Sendo assim, Silva e Pimentel [115], chegaram a um sistema de equações de regressão, para determinação das propriedades dinâmicas de uma pessoa caminhando.

### 1.3 Modelo com dois graus de liberdade (S2GL)

Em 2008, Kim *et al.* [113] apresentaram um modelo de corpo humano simples (ISO 5982 [103]) tendo 2 graus de liberdade verticais (S2GL), como mostrado na Figura 44. A massa total do presente modelo é de 736 N (75 kg).

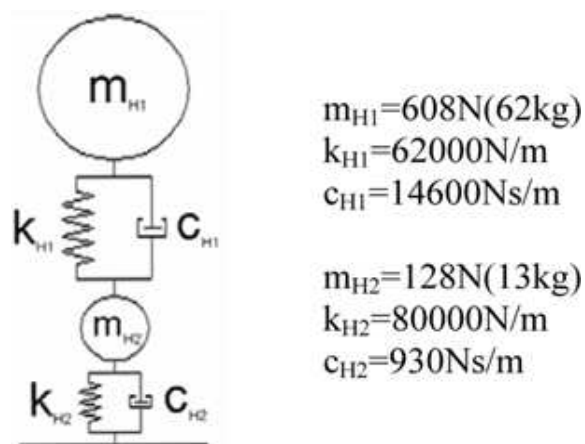


Figura 44 – Modelo do corpo humano (ISO 5982 [103]).



Kim *et al.* [113] descobriram ao investigarem indivíduos caminhando em uma passarela e comparando cada pedestre como um sistema massa, rigidez e amortecimento que havia diferenças na resposta da estrutura entre os modelos de força e biodinâmico para a ação de pedestres, veja Figura 45. No entanto, os parâmetros biodinâmicos para modelar o corpo de pedestres adotado em seu estudo foram retirados da norma ISO 5982 [103], que é aplicável a uma pessoa em repouso e em pé, não representando adequadamente a dinâmica de uma pessoa andando, devido à flexão dos joelhos durante andar, que muda a rigidez do corpo.

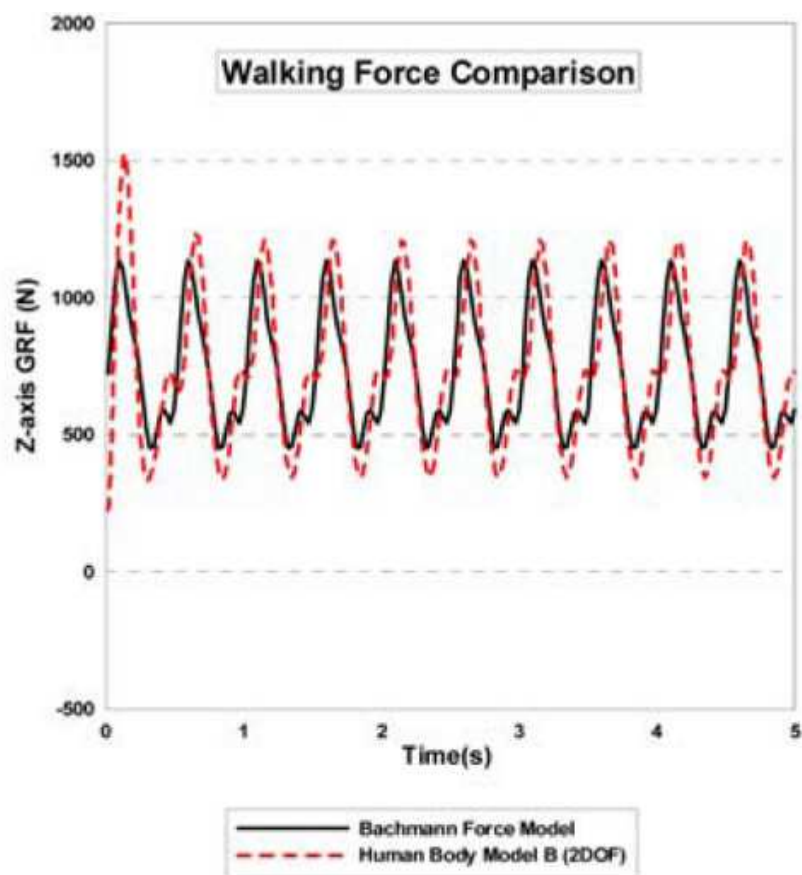


Figura 45 – Comparação entre o modelo de força do Bachmann [117] e um S2GL.  
(Kim [103]).

Tal evidência (Figura 45), nos mostra que em estruturas com passagem de pedestres, no caso de passarelas, devem ser utilizadas o conceito da dinâmica do corpo dos pedestres para definir a carga de projeto, ou então para investigar seus efeitos corretamente.

#### 1.4 Modelo com três graus de liberdade (S3GL)

Miyamori *et al.* [112] propuseram um modelo de três graus de liberdade para representar a dinâmica na direção vertical de um indivíduo, funcionando em conjunto com um modelo de força para aplicar as ações na passarela. Estes autores ajustaram os parâmetros de massa, amortecimento e rigidez do modelo do indivíduo através de diversas travessias individuais em uma passarela de pedestres. Eles verificaram uma pequena diminuição na resposta que este modelo oferece em relação aos modelos de força utilizados largamente nestas situações.

Garcia *et al.* [116] simulou o caminhar humano com três massas sendo ligadas por duas pernas rígidas articuladas sem massa, sendo um ponto de massa ( $M$ ) no quadril e duas massas ( $m$ ) nos pontos dos pés,  $M \gg m$ , veja figura abaixo.

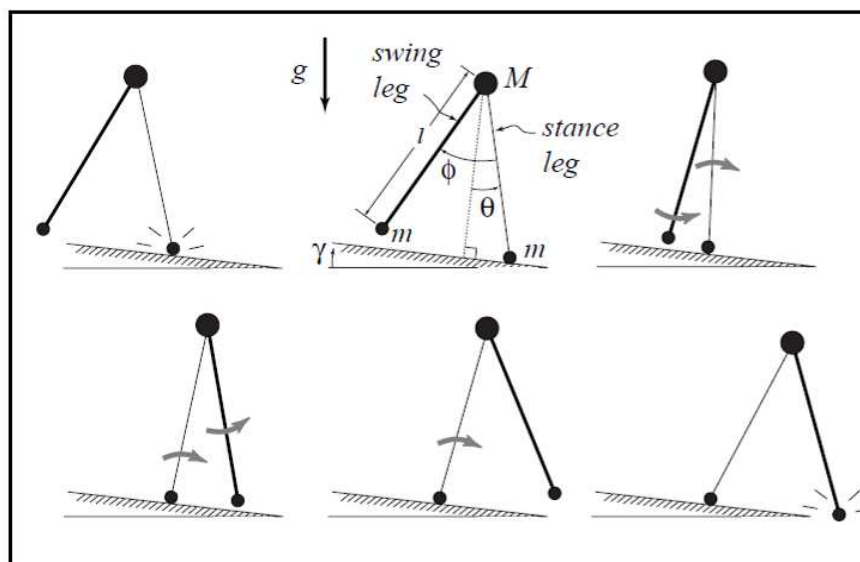


Figura 46 – caminhar de um pedestre. Garcia *et al.* [116].

#### 1.5 Considerações do capítulo

Conclui-se neste capítulo que interação pedestre estrutura tem efeitos significativos na resposta dinâmica da estrutura. Este modelo de interação é simulado via método dos elementos finitos com modelos biodinâmicos (massa, rigidez e amortecimento) podendo ser descritos por um sistema de um (S1GL) ou vários graus de liberdade (S2GL, S3GL, SVGL), representando de forma realista os seres humanos.

## 2 MODELO ESTRUTURAL INVESTIGADO

### 2.1 Considerações iniciais

O presente capítulo apresenta as informações relativas ao projeto estrutural da passarela investigada, cujo comportamento dinâmico foi analisado neste trabalho. Serão apresentados os dados referentes à geometria da estrutura, características geométricas das seções e características físicas dos materiais utilizados. A estrutura em questão é uma passarela de concreto, existente, constituída por vigas e lajes em concreto armado, suscetível a vibrações provenientes da caminhada humana.

### 2.2 Modelo estrutural da passarela

O modelo estrutural investigado corresponde a uma estrutura real, existente, associada a uma passarela com 3,4 m de largura e 24,4 m de extensão. O sistema estrutural é baseado em uma passarela de concreto armado simplesmente apoiada, constituída por duas vigas invertidas e duas lajes de concreto, formando um sistema em U, com lajes em “sanduíche”, de acordo com as Figuras 47 a 54.

O sistema estrutural está localizado entre os blocos A e B do campus da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ), Rio de Janeiro/RJ, Brasil e está sendo utilizada atualmente para a travessia de pedestres.

A superestrutura é composta por duas vigas invertidas longitudinais com seção de 20 x 167 cm e uma viga longitudinal intermediária de 10 x 62 cm ligadas entre si por vigas transversais de 10 x 62 cm distantes de 244 cm entre si. As vigas transversais de extremidade da estrutura são vigas de 25 x 62 cm ligadas a dentes “gerber” de 60 cm que fazem o apoio da passarela junto à estrutura dos blocos A e B da universidade. O piso da passarela é composto por duas lajes que fazem um sistema de “sanduíche” ligando as extremidades das vigas, com espessuras de 7 e 8 cm para as lajes superior e inferior, respectivamente, conforme Figuras 53 e 54.

Com referência às características físicas do concreto, este possui uma resistência característica à compressão igual a 14,0 MPa ( $f_{ck} = 14,0$  MPa), módulo de elasticidade longitudinal igual a 17,8 GPa ( $E_c = 17,8$  GPa), coeficiente de Poisson igual a 0,2 ( $\nu = 0,2$ ) e densidade de 2500 kg/m<sup>3</sup> ( $\rho = 2500$  kg/m<sup>3</sup>). A massa total da estrutura é de 66200 kg.



Figura 47 – Vista lateral da passarela.

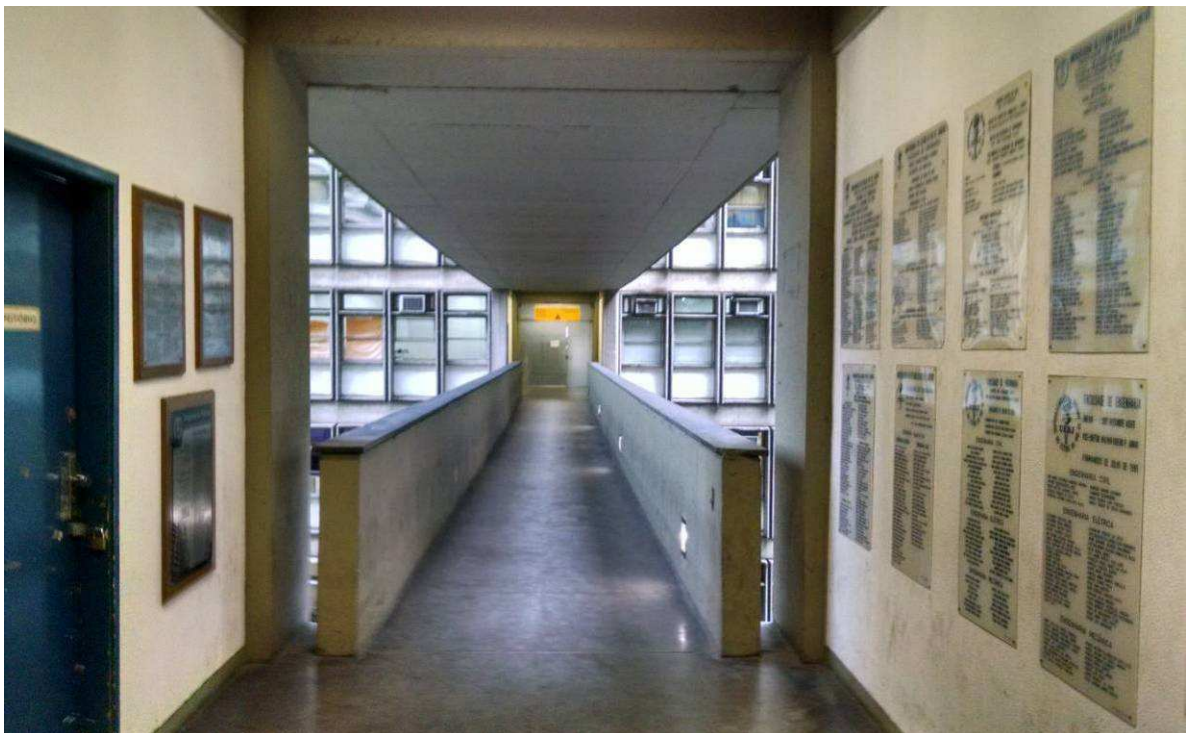


Figura 48 – Vista frontal da passarela.





Figura 49 – Vista interna da passarela.

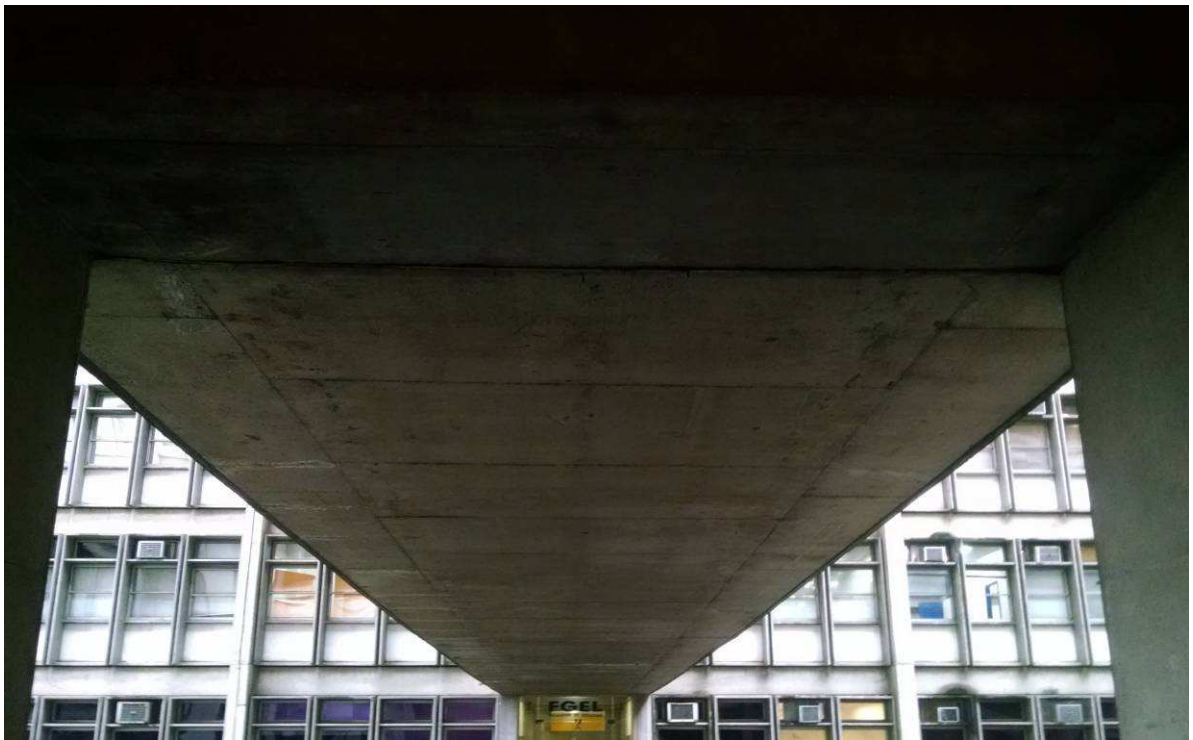


Figura 50 – Vista inferior da passarela.



Figura 51 – Vista do apoio junto à estrutura do prédio.

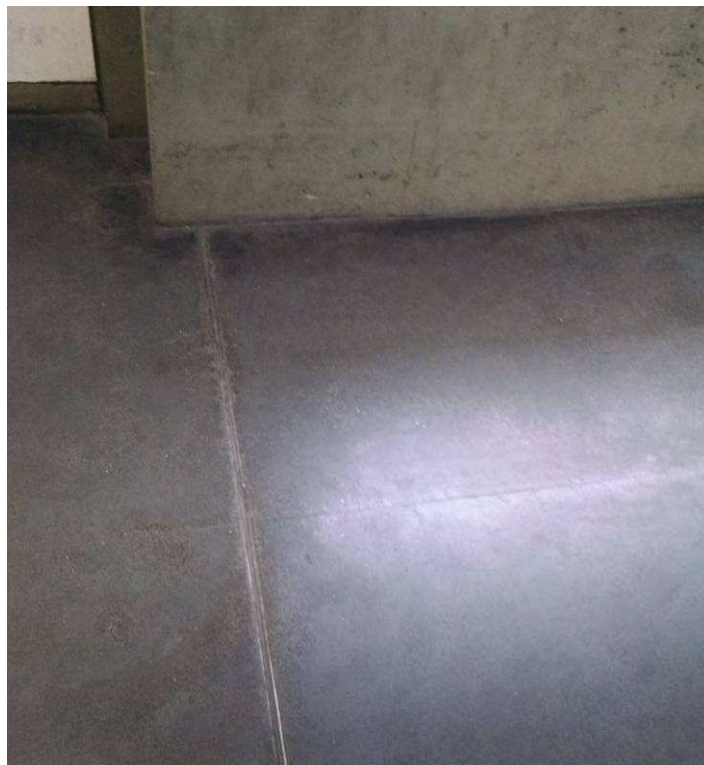
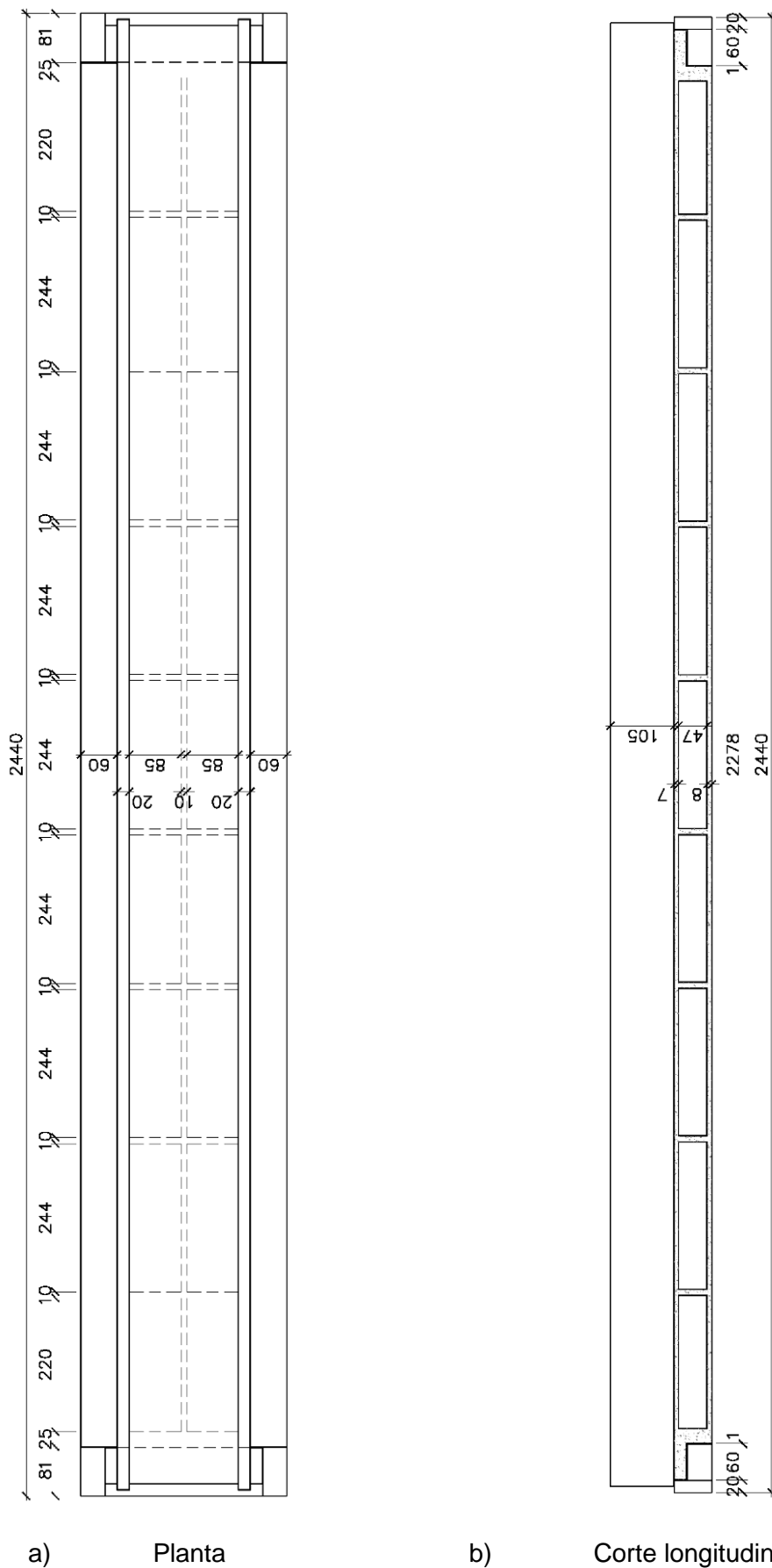


Figura 52 – Detalhe da junta de dilatação.



a)

Planta

b)

Corte longitudinal típico

Figura 53 – Projeto estrutural. Dimensões: centímetros.

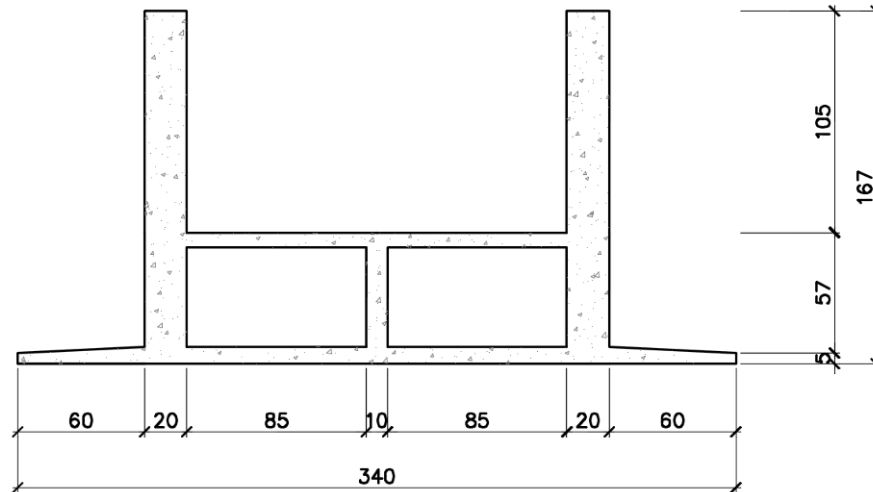


Figura 54 – Projeto estrutural: corte transversal típico. Dimensões: centímetros.

### 2.3 Neoprene

No projeto foram utilizados os aparelhos de apoio de neoprene com o intuito de liberar os deslocamentos relativos à translação no sentido longitudinal da passarela entre a estrutura e os prédios. Como não foi especificado em projeto as medidas e o tipo dos aparelhos de neoprene utilizados na passarela, os seus coeficientes de rigidez foram adaptados conforme calibração dos modelos numéricos.

### 2.4 Considerações do capítulo

O modelo estrutural investigado foi apresentado com as características referentes ao sistema físico utilizado no desenvolvimento do presente estudo, necessários para o desenvolvimento da modelagem numérico-computacional da estrutura. Observa-se que é uma passarela real e existente, utilizada para a travessia de pedestre, sendo de vital importância para a investigação da resposta dinâmica de passarelas, apesar do modelo estrutural se apresentar como uma passarela “rígida”, sua estrutura se encontra em ressonância com os harmônicos do caminhar humano, podendo ser facilmente levada à ressonância com a caminhada de pedestres.



### **3 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL**

#### **3.1 Considerações iniciais**

No capítulo dois foram apresentadas todas as propriedades referentes à estrutura da passarela. No presente capítulo, as propriedades apresentadas são utilizadas para tornar possível o desenvolvimento do modelo numérico-computacional tridimensional que representa da forma mais real possível, o comportamento do sistema estrutural estudado. No modelo numérico desenvolvido são empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa ANSYS [118]. Neste modelo, as vigas são simuladas por elementos finitos de casca SHELL63.

#### **3.2 Modelos computacionais**

Neste trabalho de pesquisa um modelo numérico-computacional foi desenvolvido de maneira a representar da forma mais real possível, o comportamento estrutural da passarela de pedestres investigada. Este modelo foi utilizado na análise modal (vibração livre) e de vibração forçada, onde foi avaliado o comportamento dinâmico da estrutura.

O modelo computacional tridimensional, desenvolvido para a análise dinâmica do piso da passarela, foi gerado utilizando-se técnicas usuais de refinamento de malha presente nas simulações do método dos elementos finitos implementadas pelo programa computacional de análise estrutural ANSYS [118]. O refinamento da malha se deu de forma a serem gerados elementos finitos uniformemente distribuídos da ordem de 25 por 25 centímetros, demonstrando um bom refinamento para a passarela de pedestres estudada.

Em seguida, as Figuras 55 a 57 mostram o modelo estrutural da passarela em análise, onde pode ser verificada uma discretização eficiente da malha de elementos finitos e suas características. Na sequência do texto, a Tabela 1 descreve as características gerais do modelo em elementos finitos desenvolvido para a realização do presente estudo.

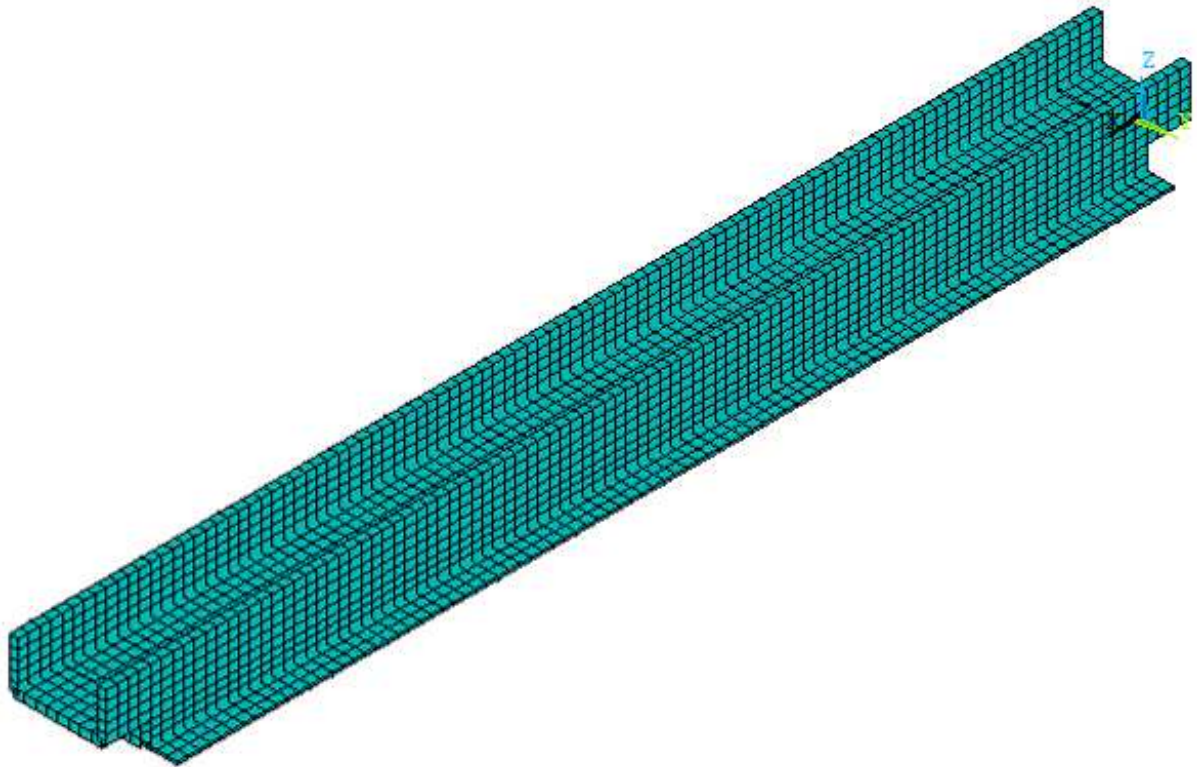


Figura 55 – Vista tridimensional do modelo em elementos finitos da passarela.

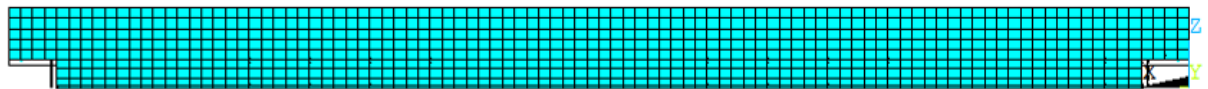


Figura 56 – Vista lateral do modelo em elementos finitos da passarela.

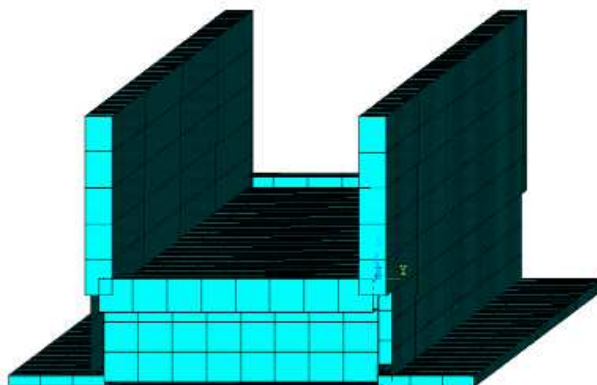


Figura 57 – Vista frontal do modelo em elementos finitos da passarela.

Tabela 1: Dados gerais sobre o modelo.

Dados	Quantidade
Número de graus de liberdade	23364
Número de nós	4104
Número de elementos (Shell63)	4074

### 3.3 Modelagem do amortecimento estrutural

Denomina-se amortecimento o processo pelo qual a energia do movimento vibratório é dissipada. Todavia, a avaliação do amortecimento estrutural é uma tarefa complexa que não pode ser determinada através da geometria da estrutura, das dimensões dos elementos estruturais e do amortecimento dos materiais, segundo Clough e Penzien [119].

Segundo Chopra [120] é impossível determinar a matriz de amortecimento de um sistema estrutural através das propriedades de amortecimento de cada elemento que compõe a estrutura da maneira como é determinada a matriz de rigidez, por exemplo. Isto ocorre porque ao contrário do módulo de elasticidade, que é utilizado na computação da rigidez, as propriedades de amortecimento dos materiais não são bem estabelecidas.

Ainda que estas propriedades fossem conhecidas, de acordo com Chopra [120], a matriz de amortecimento resultante não levaria em conta uma parte significativa da energia dissipada através do atrito nas ligações em estruturas metálicas, abertura e fechamento de micro fissuras no concreto, atrito entre a estrutura e outros elementos que estejam acoplados à mesma, tais como alvenaria, divisórias, equipamentos mecânicos, proteção contra incêndio, etc. Algumas destas fontes de dissipação de energia são extremamente difíceis de serem identificadas.

A avaliação física do amortecimento de uma estrutura só é considerada corretamente medida se seus valores são obtidos através de ensaios experimentais. Entretanto, a realização destes ensaios muitas das vezes demanda tempo e custo

que na maioria dos casos é muito elevado. Por esta razão, o amortecimento é geralmente obtido em termos de taxas de contribuição, ou taxas de amortecimento modal, Clough e Penzien [119].

Com este intuito, é habitual utilizar-se a matriz de amortecimento de Rayleigh, que considera duas principais parcelas, uma relativa à taxa de contribuição da matriz de massa ( $\alpha$ ) e outra à taxa de contribuição da matriz de rigidez ( $\beta$ ), conforme pode ser observado através da Equação 1. Define-se  $\mathbf{M}$  a matriz de massa e  $\mathbf{K}$  a matriz de rigidez do sistema, Craig Jr. [121], Clough e Penzien [119] e Chopra [120].

$$\mathbf{C} = \alpha\mathbf{M} + \beta\mathbf{K} \quad (1)$$

A Equação 1 pode ser reescrita, em termos de taxa de amortecimento modal e frequência natural circular (rad/s), como:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta\omega_{0i}}{2} \quad (2)$$

Onde:

$\xi_i$  = Taxa de amortecimento do i-ésimo modo;

$\omega_{0i}$  = Frequência natural circular referente ao i-ésimo modo.

Isolando  $\alpha$  e  $\beta$  da Equação 2, para duas frequências naturais mais importantes, obtêm-se as Equações 3 e 4.

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \beta\omega_{01}\omega_{01} \quad (3)$$

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}\omega_{02} - \omega_{01}\omega_{01}} \quad (4)$$

A partir de duas frequências naturais mais importantes para a análise dinâmica do problema em questão torna-se possível descobrir os valores dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$ . Em geral, a frequência natural  $\omega_{01}$  é tomada como a menor

frequência natural, ou frequência fundamental da estrutura, e  $\omega_{02}$  como a segunda frequência mais importante no carregamento.

Na literatura técnica Craig Jr. [121], Clough e Penzien [119] e Chopra [120] são encontrados diversas recomendações sobre o amortecimento estrutural. Entretanto, tais recomendações surgem com grande variabilidade, o que dificulta a utilização em projetos estruturais nos quais se deseja atingir certo grau de confiabilidade e sistematização. Além disso, face à grande variedade de formas de se considerar o amortecimento estrutural nos programas de análise numérica, as quais, caso sejam utilizadas de forma incorreta, fornecem resultados que não correspondem a uma situação real. Por exemplo, o manual de projeto do AISC [122] apresenta valores recomendados de amortecimento para inúmeros sistemas estruturais, conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Valores recomendados de taxas de amortecimento  $\xi$  [122].

Tipo de construção	Amortecimento $\xi$
Escritórios, residências e igrejas	0,02 - 0,05
Shopping centers	0,02
Passarelas internas	0,01
Passarelas externas	0,01

Com base nestes dados aqui apresentados e nos resultados experimentais obtidos dos ensaios realizados ao longo deste trabalho de pesquisa sobre a passarela de pedestres foi utilizado um coeficiente de amortecimento de 1,8% ( $\xi = 1,8\%$  ou 0,018). Esta taxa de amortecimento leva em conta a existência de poucos elementos que contribuem para o amortecimento da estrutura. A Tabela 3 apresenta os parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  utilizados nas análises de vibração forçada, para a modelagem do amortecimento estrutural, via método dos elementos finitos.

Tabela 3 – Parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  usados na análise de vibração forçada.

$f_{01}$ (Hz)	$f_{02}$ (Hz)	$\omega_{01}$ (rad/s)	$\omega_{02}$ (rad/s)	$\alpha$	$\beta$
4,8998	15,9230	30,7863	100,0472	0,000275159	0,847513237

### 3.4 Considerações do capítulo

Um modelo numérico-computacional foi desenvolvido para este estudo, indicando as características geométricas e físicas, de forma a caracterizar com clareza a estratégia adotada no desenvolvimento do modelo via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa computacional ANSYS [118]. A discretização da malha foi executada com elementos SHELL63 (da ordem de 25 cm por 25 cm) com capacidades de flexão e membrana com seis graus de liberdade em cada nó, sendo deslocamentos e rotações nas três direções (eixos x, y e z). O amortecimento adotado no modelo em elementos finitos (MEF) foi determinado com base nos ensaios experimentais, descritos pelo capítulo cinco, com a obtenção dos parâmetros  $\alpha$  e  $\beta$  utilizados nas análises de vibração forçada. A partir deste modelo, as análises de vibração livre (capítulo seis) e de vibração forçada (capítulo sete) foram obtidas de forma a se ter o comportamento dinâmico numérico da estrutura, através da análise das frequências naturais (autovalores) e modos de vibração (autovetores) e do efeito da interação dinâmica do sistema pedestre-passarela, respaldada pelo emprego de modelos biodinâmicos (sistema massa-mola-amortecedor), empregados para a simulação do caminhar das pessoas sobre a estrutura.

## 4 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NA MONITORAÇÃO EXPERIMENTAL

### 4.1 Considerações iniciais

Os ensaios experimentais da estrutura analisada (passarela real da UERJ) só foram possíveis com a utilização de equipamentos específicos para monitoração dinâmica disponíveis no mercado nacional e internacional. Abaixo são apresentadas todas as características dos equipamentos que foram adquiridos pela Universidade do Estado do Rio de Janeiro para a realização desta tese de doutorado.

### 4.2 Acelerômetros

Nos ensaios experimentais da passarela foram utilizados os acelerômetros da marca *Dytran* (Transdutor de Aceleração Capacitivo Uniaxial e Triaxial) e *Kyowa* (Resistivo Uniaxial).

#### 4.2.1 Capacitivo (Dytran)

O funcionamento básico do acelerômetro capacitivo *Dytran* está relacionado à capacitância variável do circuito em função da oscilação, podendo-se medir, conseqüentemente a variação de voltagem. É necessário identificar a sensibilidade do acelerômetro (geralmente em mV/g) a ser utilizado ao sistema de aquisição.

As Figuras 58 e 59 apresentam um modelo típico do acelerômetro *Dytran* utilizados nos ensaios experimentais e seus respectivos conectores. Os dados dos acelerômetros utilizados da marca *Dytran* estão descritos na Tabela 4.



Figura 58 – Acelerômetro Dytran (transdutor de aceleração capacitivo).



Figura 59 – Acelerômetro Dytran. Conector fêmea (esq.) / Conector macho do cabo (dir.).

Tabela 4 – Acelerômetro Dytran - Parâmetros de cada equipamento.

Modelo	Número de serial	Eixo de medição	Faixa de entrada (g)	Faixa de frequência (Hz)	Eixo	Sensibilidade (mV/g)	Ganho (faixa 1x)
7521A1	3050	uniaxial	2	0-1500	Z	546,21	3,5
7521A1	3051	uniaxial	2	0-1500	Z	549,27	3,5
7521A1	3053	uniaxial	2	0-1500	Z	530,62	3,5
7521A1	3054	uniaxial	2	0-1500	Z	555,72	3,5
7521A3	2943	uniaxial	15	0-1500	Z	96,78	3,5
7521A3	2944	uniaxial	15	0-1500	Z	97,28	3,5
7523A1	3876	triaxial	2	0-1500	X	458,33	3,5
				0-1500	Y	532,99	3,5
				0-500	Z	556,02	3,5
7523A1	3882	triaxial	2	0-1500	X	448,43	3,5
				0-1500	Y	539,45	3,5
				0-500	Z	546,29	3,5



#### 4.2.2 Resistivos (Kyowa)

O sensor do acelerômetro resistivo *Kyowa* funciona como um extensômetro (*strain gauge*). Desse modo, pode-se medir a variação de sua resistência através da ponte de *Wheatstone* e, assim, obter tanto a variação de voltagem quanto a deformação. Portanto, é necessário indicar ao sistema de aquisição um fator de engenharia (*shunt eng*) de modo que a deformação e a aceleração sejam relacionadas. As Figuras 60 e 61 apresentam um modelo típico do acelerômetro *Kyowa* utilizado nos ensaios experimentais e seus respectivos conectores.



Figura 60 – Acelerômetro Kyowa (transdutor de aceleração resistivo).



Figura 61 – Acelerômetro Kyowa. Conector macho (esq.) / Conector fêmea do cabo (dir.).

Os dados dos acelerômetros utilizados da marca *Kyowa* estão descritos na Tabela 5.

Tabela 5 – Acelerômetro Kyowa – Parâmetros de cada equipamento.

Modelo	Serial Number	Eixo de medição	Input Range (m/s <sup>2</sup> )	Faixa de Frequência (Hz)	Eixo	Shunt eng	Ganho (faixa 1000x)
FU	5900024	uniaxial	9,807	0 - 45	Z	7,233505	1404
FU	5900022	uniaxial	9,807	0 - 41	Z	6,501486	2271
FU	5900025	uniaxial	9,807	0 - 47	Z	7,655550	2028

#### 4.3 ADS 2002 (Sistema de Aquisição de Dados)

O Sistema de Aquisição de Dados ADS 2002 foi utilizado para medir e gravar as respostas das acelerações obtidas nos ensaios experimentais. O sistema ADS 2002 é fabricado pela LYNX Tecnologia Eletrônica LTDA. Este sistema de aquisição de dados é baseado em condicionadores de sinais, que transformam o sinal da variação elétrica em valor de engenharia (deformação específica, aceleração, força, etc.), controlados por um computador, conforme Figuras 62 a 64.



Figura 62 – Sistema ADS 2002 – vista frontal.



Figura 63 – Sistema ADS 2002 – vista traseira.

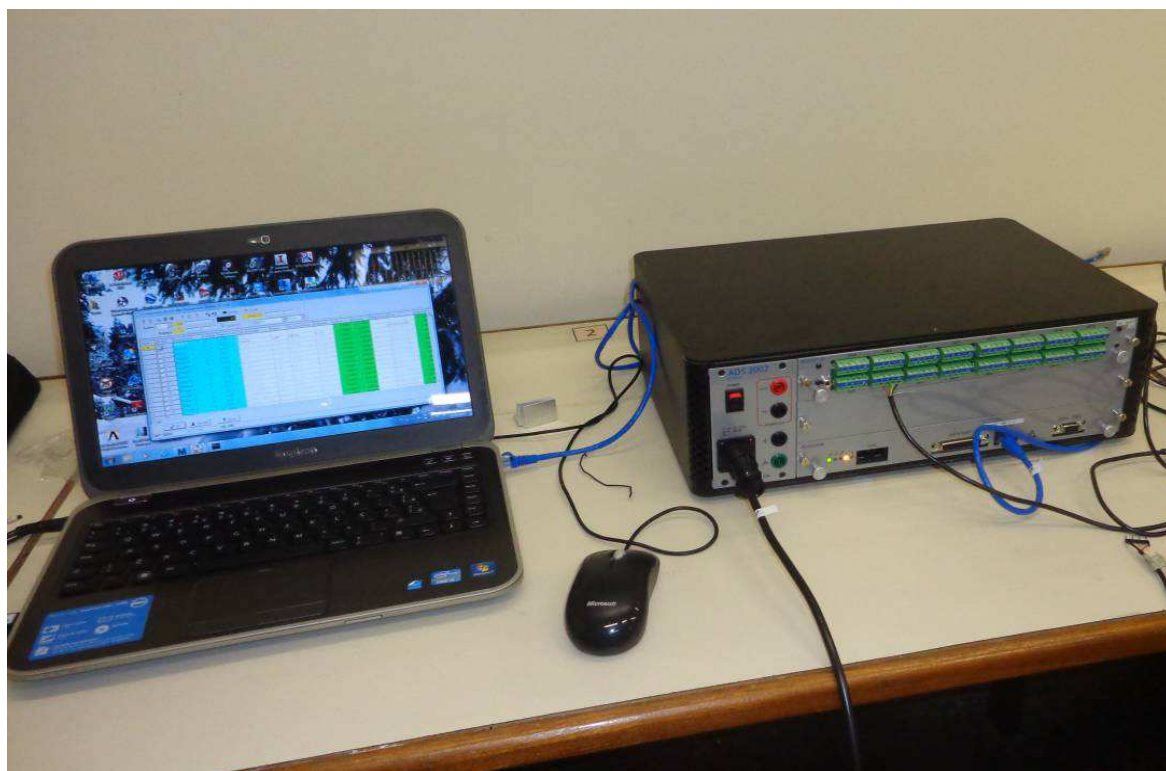


Figura 64 – Sistema ADS 2002 acoplado ao computador.

Junto com o sistema de aquisição de dados ADS 2002, também é fornecido pela LYNX Tecnologia Eletrônica LTDA os softwares *AqDados* e *AqDAnalysis*. O Software *AqDAnalysis* 7 é um programa de análise de sinais que permite o pós-processamento dos sinais armazenados em séries temporais, bem como a sua visualização em forma gráfica ou em forma de tabela de dados dos arquivos, que são obtidos se utilizando do software *AqDados*. As Figuras 65 e 66 demonstram as telas dos softwares *AqDados* e *AqDAnalysis* respectivamente.

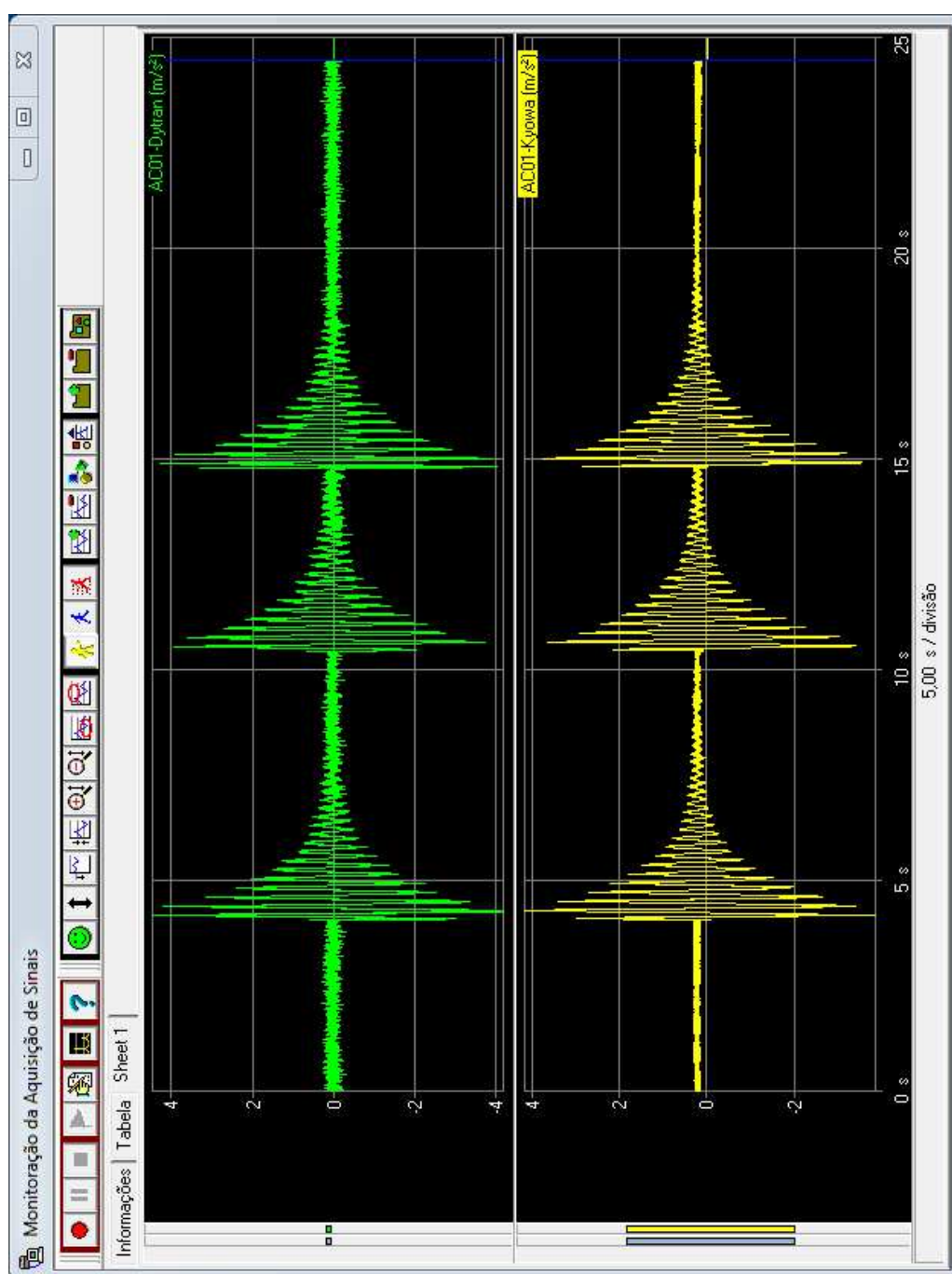


Figura 65 – Software AqDados.



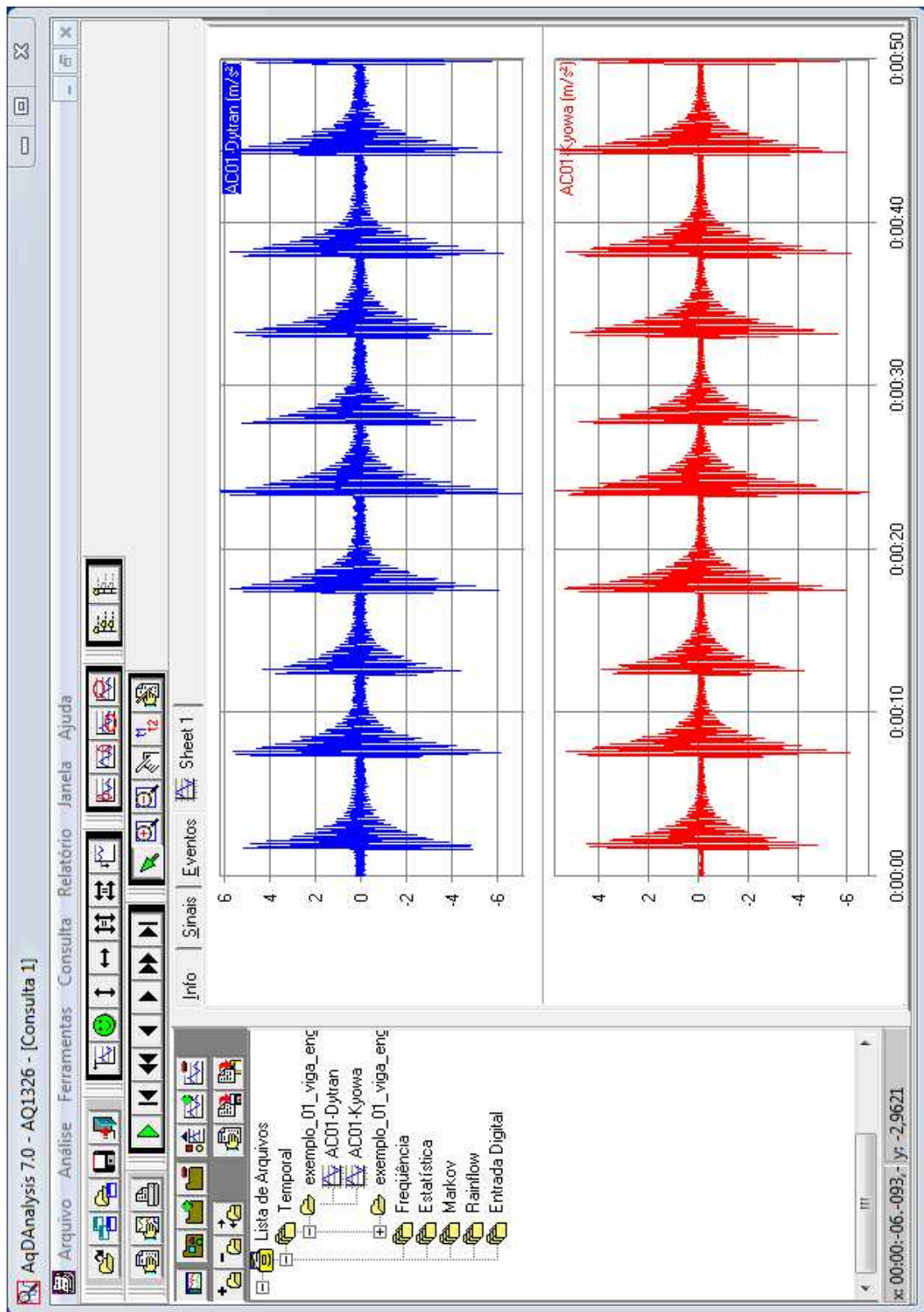


Figura 66 – Software AqDAnalysis.

#### 4.4 PDV 100 (Sistema de Vibrometria à Laser)

O equipamento *PDV 100* (*Vibromêtro Digital Portátil*) de vibrometria a laser, da Polytec tem o seu funcionamento básico na metodologia de vibrometria a laser relacionado a um feixe de laser focado na estrutura ensaiada de modo que a velocidade do movimento relativo entre a estrutura e o equipamento possa ser medida através do efeito “*Doppler*”, ou seja, pela variação da frequência assim como do comprimento de onda do feixe de luz incidido e refletido na estrutura [123]. As Figuras 67 a 73 apresentam o equipamento *PDV 100*, o sistema de aquisição de dados e suas conexões de saída e alimentação do equipamento.



Figura 67 – PDV 100. Vista superior.



Figura 68 – PDV 100. Vista lateral.



Figura 69 – PDV 100. Vista inferior.



a) Vista frontal



b) Vista traseira

Figura 70 – PDV 100. Vistas.

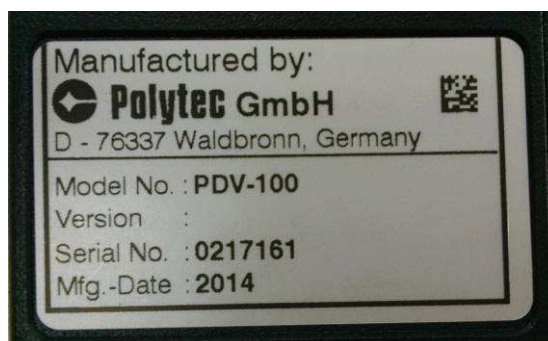


Figura 71 – PDV 100. Placa de identificação.

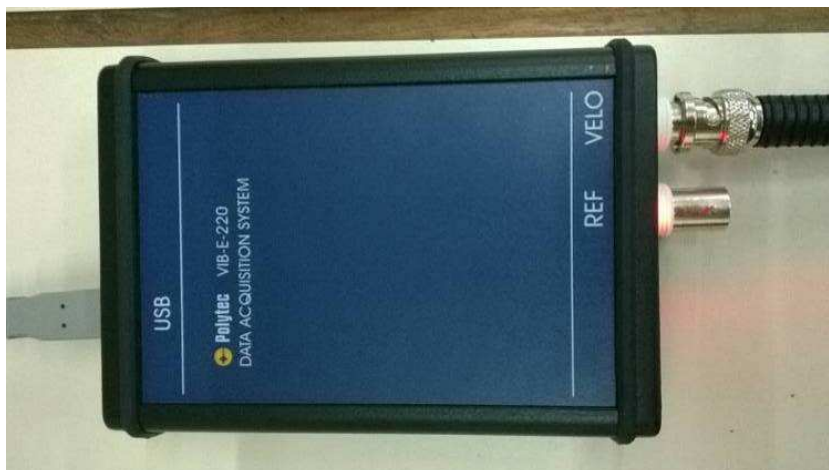


Figura 72 – PDV 100. Sistema de aquisição de dados (USB).



Figura 73 – PDV 100. Conexões de saída e alimentação.

O aparelho de medição (*PDV 100*) é suportado por um tripé (também utilizado para fotografia e filmagem profissional) recomendado pelo fabricante *Polytec*. A cabeça do tripé possui três graus de liberdade relativos à rotação (Figura 74), permitindo, portanto, a escolha do ângulo mais adequado para cada tipo de estrutura e/ou medição. O tripé possui indicadores para a verificação do alinhamento (níveis) em relação ao referencial escolhido, como mostra a Figura 74. Para a realização de ensaios experimentais o equipamento *PDV 100* é conectado ao sistema de aquisição de dados via conexão de saída (ver Figura 75) e a alimentação de energia elétrica, como visto na Figura 73.





a) Detalhe do PDV 100 sobre o tripé



b) Controle de movimento da cabeça do tripé

Figura 74 – PDV 100. Detalhes.



a) Conexão do sistema de aquisição



b) Sistema de aquisição

Figura 75 – PDV 100 conectado ao sistema de aquisição.

Junto com o equipamento *PDV 100* a *Polytec* forneceu o programa de aquisição de dados e pós-processamento, software “*Polytec Vibrometer Software*”, veja Figura 76.

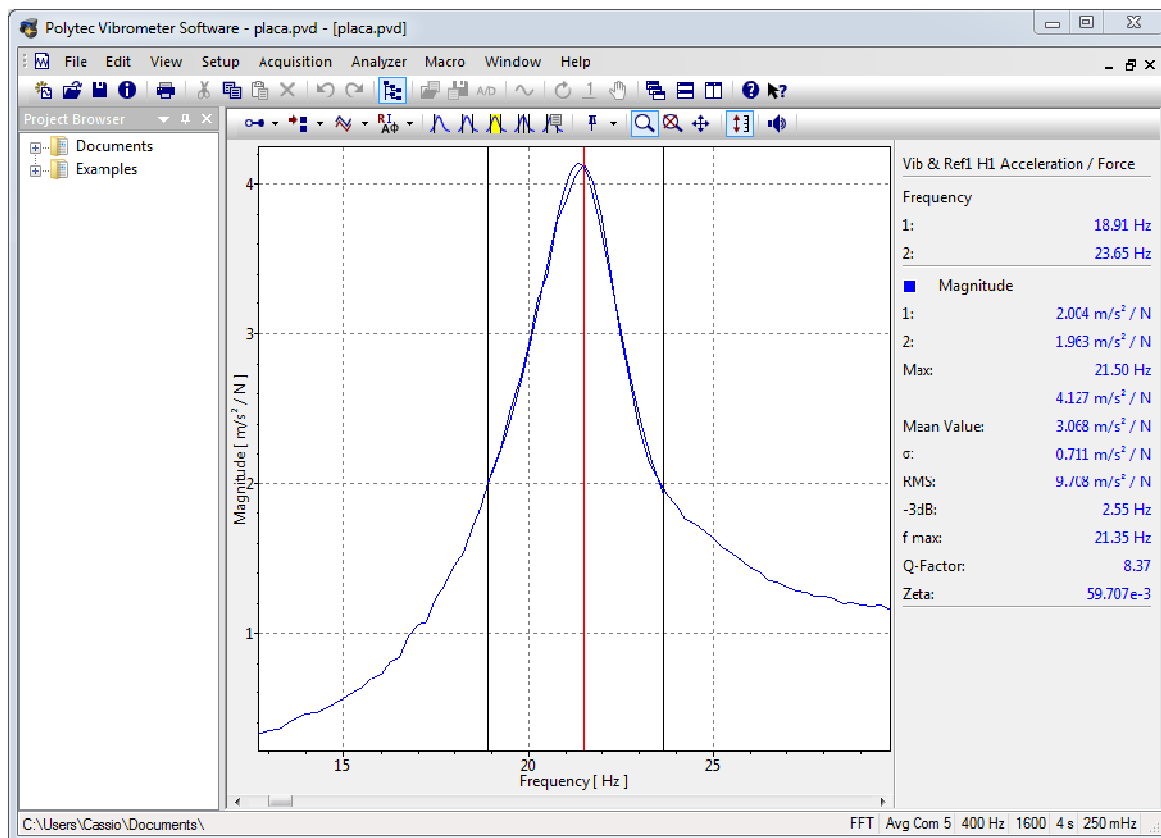


Figura 76 – Software Polytec Vibrometer Software.

#### 4.5 Martelo de Impacto

A utilização de um martelo de impacto é a forma mais simples e rápida de excitação de estruturas. Não requer nenhum tipo de preparo e por este motivo é bastante adequada para testes de estruturas em condições operacionais.

O martelo de impacto é idêntico à forma de um martelo convencional e é constituído por “cabeça”, transdutor de força, ponteira e cabo. Um “impactador” pode também ser utilizado, que basicamente consiste de um martelo sem o cabo conforme apresentado na Figura 77. O equipamento é usualmente completado por um conjunto de pontas com rigidezes diferentes e um conjunto de “cabeças” com diferentes massas. O transdutor de força é utilizado para detectar a magnitude da força aplicada pelo martelo que é considerada como de igual intensidade e em sentido oposto à recebida pela estrutura.

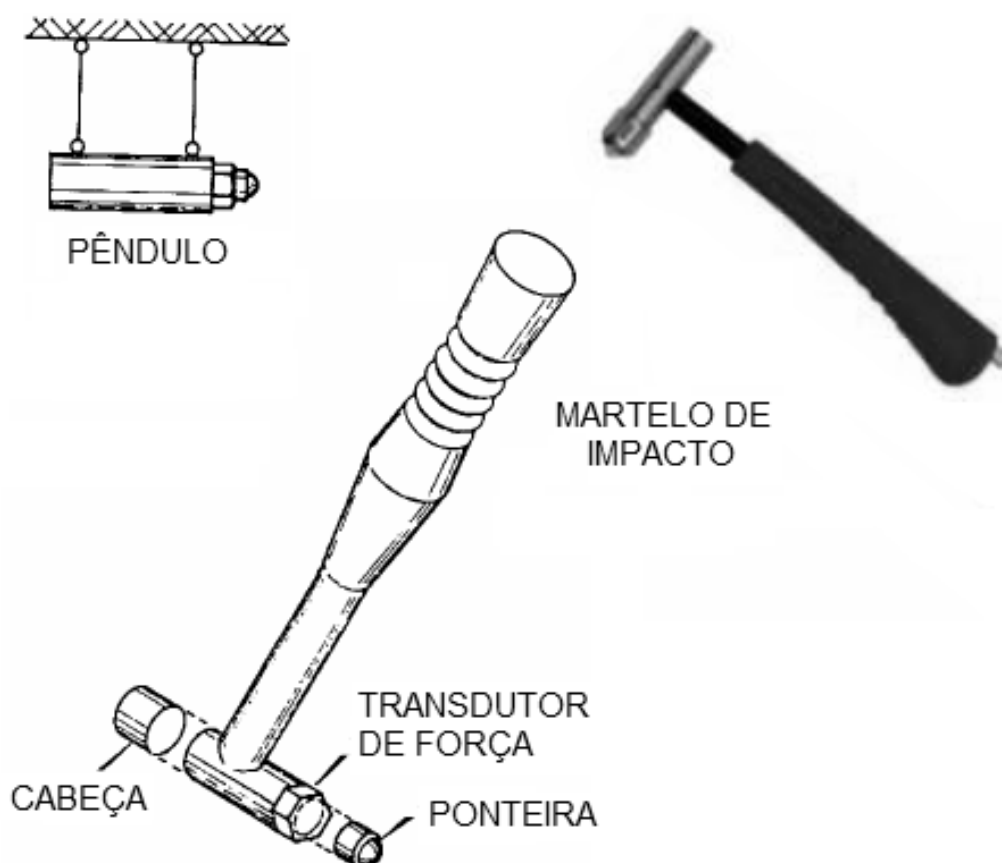


Figura 77 – Detalhes de um martelo de impacto (Bilosová [124]).

A magnitude da força proveniente do impacto é basicamente determinada pela massa da “cabeça” do martelo e a velocidade com a qual o mesmo se move quando atinge a estrutura. O operador controla a velocidade ao invés do nível da força propriamente dito, e assim a forma apropriada de ajustar a magnitude da força aplicada é através da variação da massa da “cabeça” do martelo.

A faixa de frequência que é efetivamente excitada por este tipo de dispositivo é controlada pela rigidez das superfícies de contato e pela massa da “cabeça” do martelo.

A excitação produzida por um martelo de impacto tem uma configuração típica traduzida pela Figura 78, que corresponde basicamente a um pulso senoidal. Um pulso deste tipo possui um espectro com a forma ilustrada na Figura 78 (lado direito). É possível notar que a composição espectral do sinal depende da duração do pulso, sendo a região quase plana do espectro, tão mais extensa, quanto mais curta for a duração do pulso, ou seja, quanto maior a rigidez da ponta utilizada.

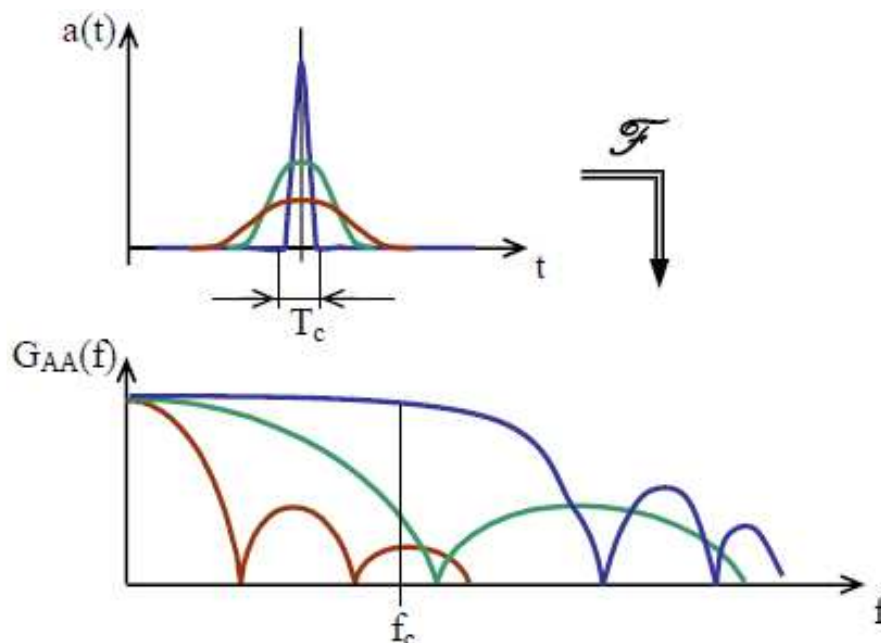


Figura 78 – Força de impacto (pulso) e correspondente espectro (Bilosová [124]).

O martelo de impacto utilizado nos ensaios experimentais foi o modelo 5802A *Dytran Instruments* com uma sensibilidade de 1 mV/lbf e uma gama de medição disponível de 2.250 kg, pesando 1,4 kg, sendo disponível com quatro ponteiros com diferentes rigidez, sendo as de impacto suave (borracha laranja), média (borracha verde), forte (borracha vermelha) e dura (borracha preta), conforme demonstrado na Figura 79. A ligação elétrica do equipamento é feita através de um conector BNC localizado na extremidade do cabo do martelo.



Figura 79 – Martelo de impacto modelo 5802A Dytran Instruments.



#### 4.6 Shaker S 51140-M e Amplificador de Potência BAA 1000

Os *Shakers* são utilizados ultimamente em vários campos da indústria, da aviação, automobilística e centrais elétricas para a análise e medições de vibrações, em auxílio a uma grande variedade de sensores de medição que são necessários para a realização de tais ensaios, estes sensores precisam ser verificados quanto à sua precisão e calibração frequentemente, utilizando-se de *Shakers* especiais para a calibração dos sensores. A empresa *TIRA* desenvolveu então um *Shaker* único que atende a esses requisitos, que é equipado com um Sistema de guia especial e um sistema de vibração feito de material cerâmico. Este *Shaker*, junto com o amplificador de potência, foi utilizado para as medições da estrutura estudada nessa tese, de forma a se obter as frequências naturais em que o sistema estrutural iria se comportar de forma ressonante ao ser vibrada em determinada frequência.

O *Shaker* (excitador de vibração do tipo *TIRAvib – S 51140-M*), veja as Figuras 80 a 83, é um excitador de vibração a partir de um transdutor eletromagnético com uma vasta gama de frequências, podendo gerar uma força de 400N. O equipamento funciona dentro de um intervalo de frequência que varia de 5 a 5000 Hz, podendo ser um sinal de onda sinusoidal ou aleatório, sendo acionado por um amplificador de potência com saída de 1200VA, conforme mostrado na Figura 84, e por um gerador de sinal, descrito no próximo item.



Figura 80 – Shaker S 51140-M: vista 3D.



a) Excitador para cima



b) Excitador para baixo

Figura 81 – Shaker S 51140-M: vista superior.



a) Frontal



b) Lateral

Figura 82 – Shaker S 51140-M: vistas.



Figura 83 – Shaker S 51140-M: placa de identificação.



Figura 84 – Amplificador de potência do tipo TIRAvib – BAA 1000.

Os dados técnicos do excitador *Shaker S 51140-M* e do amplificador de potência *BAA 1000* da marca *TIRA* estão descritos na Tabela 6 e Tabela 7, respectivamente.

Tabela 6 – Parâmetros técnicos do Shaker S 51140-M.

Descrição	Unidade	Valor
Pico de força (senoidal / aleatório)	N	400 / 311
Faixa de frequência	Hz	5 - 5000
Consumo máximo de energia a 230 V	kVA	1,22
Corrente admissível máxima (com / sem ventilação)	A <sub>RMS</sub>	18 / 5,5
Movimento da massa efetiva	kg	0,4
Velocidade máxima (senoidal / aleatório)	m/s	1,5
Peso	kg	18
Acoplamento	-	M6

Tabela 7 – Parâmetros técnicos do amplificador de potência BAA 1000.

Descrição	Unidade	Valor
Potência de saída	VA	1200
Faixa de frequência	Hz	2 - 20000
Tensão de saída máxima	V <sub>RMS</sub>	72
Corrente admissível máxima	A <sub>RMS</sub>	18
Dimensões (L / A / P)	mm	483 / 190 / 600
Peso	kg	45



## 4.7 iPad A1459

Nas medições experimentais da passarela utilizou-se de dois aplicativos instalados em um tablet da Apple, modelo iPad A1459, o primeiro para a geração de sinais (*SGenerator*) e o segundo para a análise de espectro de vibração (*Vibration*).

### 4.7.1 SGenerator

O aplicativo *SGenerator* é um gerador de sinais de 2 canais para dispositivos iOS (iPod Touch / iPhone / iPad) com uma ampla faixa de frequência (1 Hz - 20.000 Hz). Criar ondas senoidais, ondas quadradas, ondas triangulares, ondas de serra e ruído branco, conforme a Figura 85. O aplicativo foi acoplado ao amplificador de potência e do *Shaker* para os ensaios de vibração livre da passarela estudada.

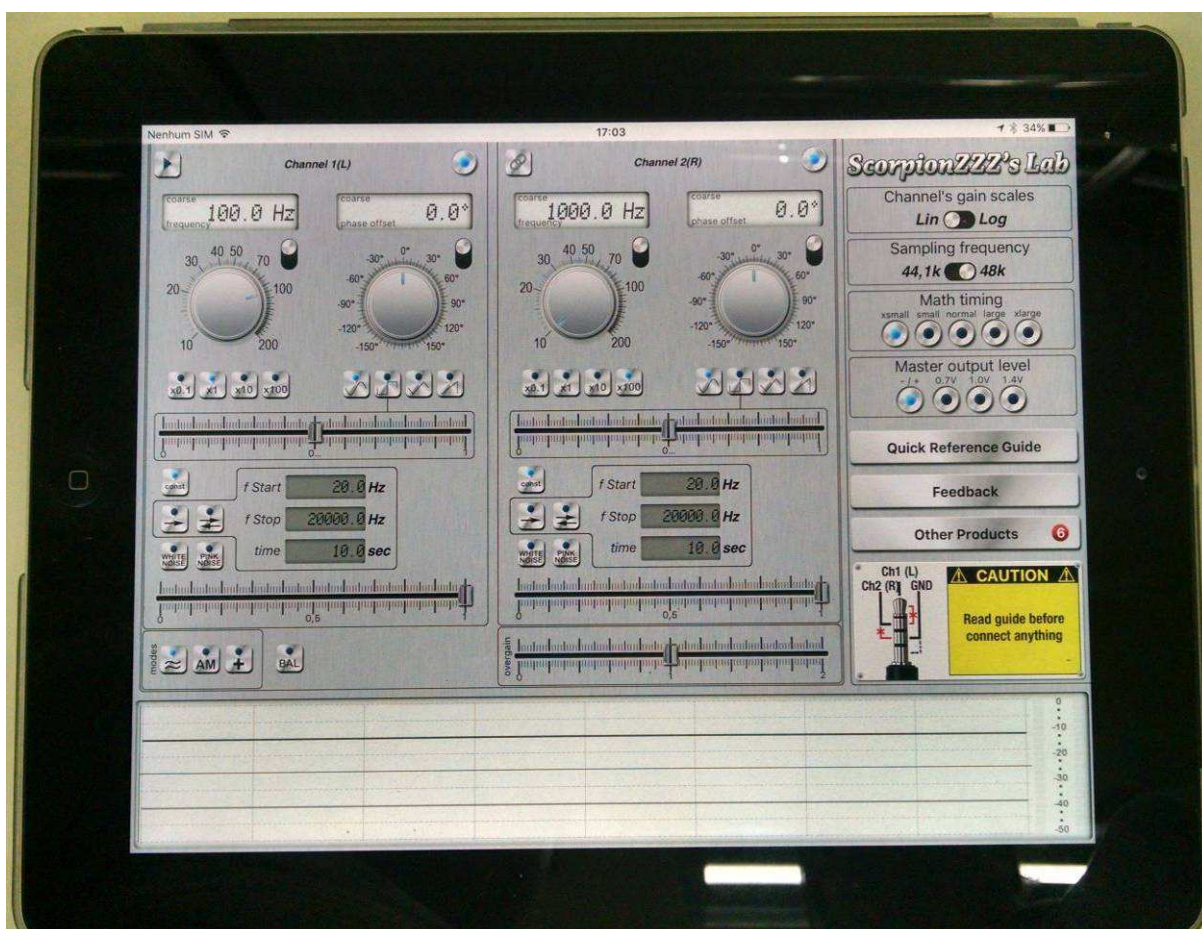


Figura 85 – Aplicativo SGenerator instalado no tablet da Apple.



#### 4.7.2 Vibration

O aplicativo *Vibration* é um analisador de espectro de vibração, que se utiliza do acelerômetro dentro do tablet ou celular, para obter os dados das séries temporais, aplicando uma janela de *Hamming* e executando uma FFT em cada canal para produzir espectros de frequência. O acelerômetro de três canais tem uma sensibilidade de cerca de 0,02g e uma gama de  $\pm 2g$  tornando o iPhone e iPod Touch sensíveis o suficiente para analisar a vibração de estruturas em movimento. A Figura 86 mostra o aplicativo *Vibration* sendo usado na estrutura.



Figura 86 – Aplicativo Vibration instalado no tablet da Apple.

#### 4.8 Considerações do capítulo

No presente capítulo foram apresentadas as características e limitações de todos os equipamentos utilizados nas análises experimentais de vibração livre e forçada. Foram descritos equipamentos “modernos”, como por exemplo: PDV-100 (*Portable Digital Vibrometer*), martelo de impacto Dytran e um sistema para a medição de vibrações (*Shaker*), assim como um sistema de aquisição de dados (ADS 2002) largamente utilizado e um tablet, mostrando que estão disponíveis no mercado mundial inúmeros equipamentos para medições experimentais de vibração.

## 5 ANÁLISE MODAL EXPERIMENTAL

### 5.1 Considerações iniciais

A análise modal experimental da passarela feita mediante monitoração dinâmica, “in loco”, por meio da instalação de acelerômetros na estrutura ligados a um sistema de aquisição de dados *ADS-2002* e por um sistema de vibrometria a laser *Polytec PDV-100*, com o auxílio de um martelo de impacto *Dytran*, um sistema especial de vibração (*Shaker*) e carregamentos de seres humanos. Foram realizados testes de vibração livre com o objetivo de obter as frequências naturais e os modos de vibração do modelo, as funções de tempo associadas às acelerações em determinadas seções da passarela, e, ainda, o coeficiente de amortecimento e a massa modal experimental.

Nesse sentido, foram utilizadas duas técnicas de ensaio comumente empregadas em estruturas civis de médio porte (Brandt [125]; Cunha e Caetano [126]): *SIMO* (*Single Input Multiple Output* – única entrada e várias saídas) e *SISO* (*Single Input Single Output* – uma entrada e uma saída). Em relação à técnica *SIMO*, uma força de excitação é aplicada num ponto da estrutura (*entrada*) e as respostas dinâmicas (*saídas*) são obtidas simultaneamente em vários pontos. No que diz respeito à técnica *SISO*, a força é aplicada e a resposta da estrutura é obtida, individualmente, em cada ponto da estrutura, tanto a partir do deslocamento da força (*entrada*) quanto do sensor de medição (*saída*) pela estrutura. Ressalta-se que uma das vantagens da técnica *SIMO* sobre *SISO* está no fato de que é possível realizar um menor número de ensaios, uma vez que a resposta dinâmica de vários pontos pode ser obtida de uma só vez. A partir da medição do sinal de entrada e de saída, podem-se obter as funções de resposta em frequência (FRF) de cada ponto, representando a relação entre o sinal de saída (*aceleração*) sobre o sinal de entrada (*força*) de cada ponto da estrutura.

### 5.2 Descrição dos ensaios executados

Nos ensaios, foram utilizados seis pontos de interesse para o estudo da estrutura, nos quais foram utilizados para a leitura ou para a excitação do conjunto (modificados aleatoriamente, de acordo com o resultado a ser obtido e esperado).

Os seis pontos estão dispostos no centro do tabuleiro e na viga lateral a 1/4, 1/2 e 3/4 do vão da passarela em análise, conforme a Figura 87. Foram executados inúmeros ensaios modais na estrutura, entretanto neste capítulo serão apresentados os cinco ensaios de interesse, a fim de se obter as frequências naturais da estrutura, sendo um ensaio com excitação humana, três ensaios com excitação com martelo de impacto e um ensaio com o excitador de vibração (*Shaker*); as vibrações destes ensaios foram obtidas via *PDV 100* (três ensaios), *Lynx* (um ensaio) e por um *iPad* (um ensaio), a Tabela 8 descreve o resumo dos ensaios executados e nos itens seguintes a descrição detalhada de todos os testes modais experimentais obtidos.

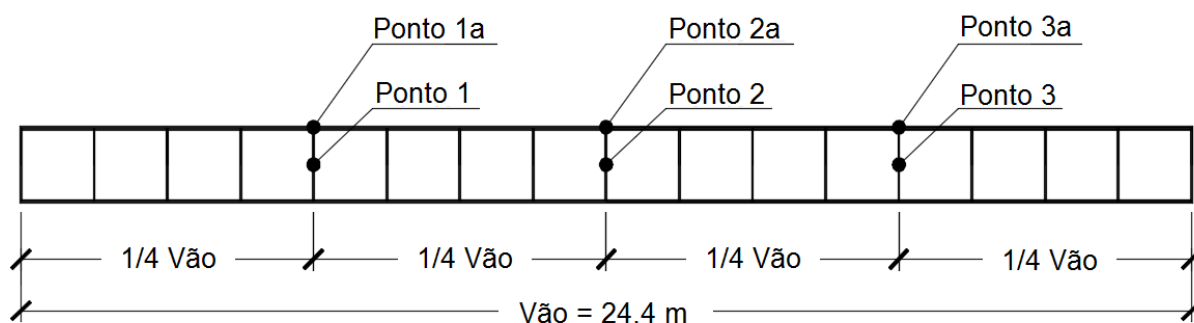


Figura 87 – Localização dos pontos de interesse.

Tabela 8: Análise modal: ensaios executados.

Ensaio	Descrição	
	Excitação	Aquisição
1	Humana (pulo)	ADS2002 (Lynx)
2	Martelo de Impacto Dytran (borracha vermelha)	PDV-100 (Janelamento Retangular)
3	Martelo de Impacto Dytran (borracha vermelha)	PDV-100 (Janelamento Hanning)
4	Excitador de vibração do tipo TIRAvib – S 51140-M (Shaker)	PDV-100 (Janelamento Hanning)
5	Martelo de Impacto Dytran (borracha vermelha)	iPad A1459 (aplicativo Vibration)

### 5.3 Ensaio 1: excitação humana e aquisição de dados: ADS2002

O primeiro ensaio de vibração livre, executado de tal forma que a estrutura fosse excitada através do impacto de uma pessoa de 95 kg pulando no centro da passarela a uma altura de 0,5 m. O método utilizado neste ensaio de vibração livre: *SIMO* (dados de entrada única e de saída múltipla) foi obtido por meio de três acelerômetros resistivos *Kyowa* (direção vertical) localizados nos pontos centrais 1, 2 e 3 (1/4, 1/2 e 3/4 do vão) da passarela, ver Figura 88.

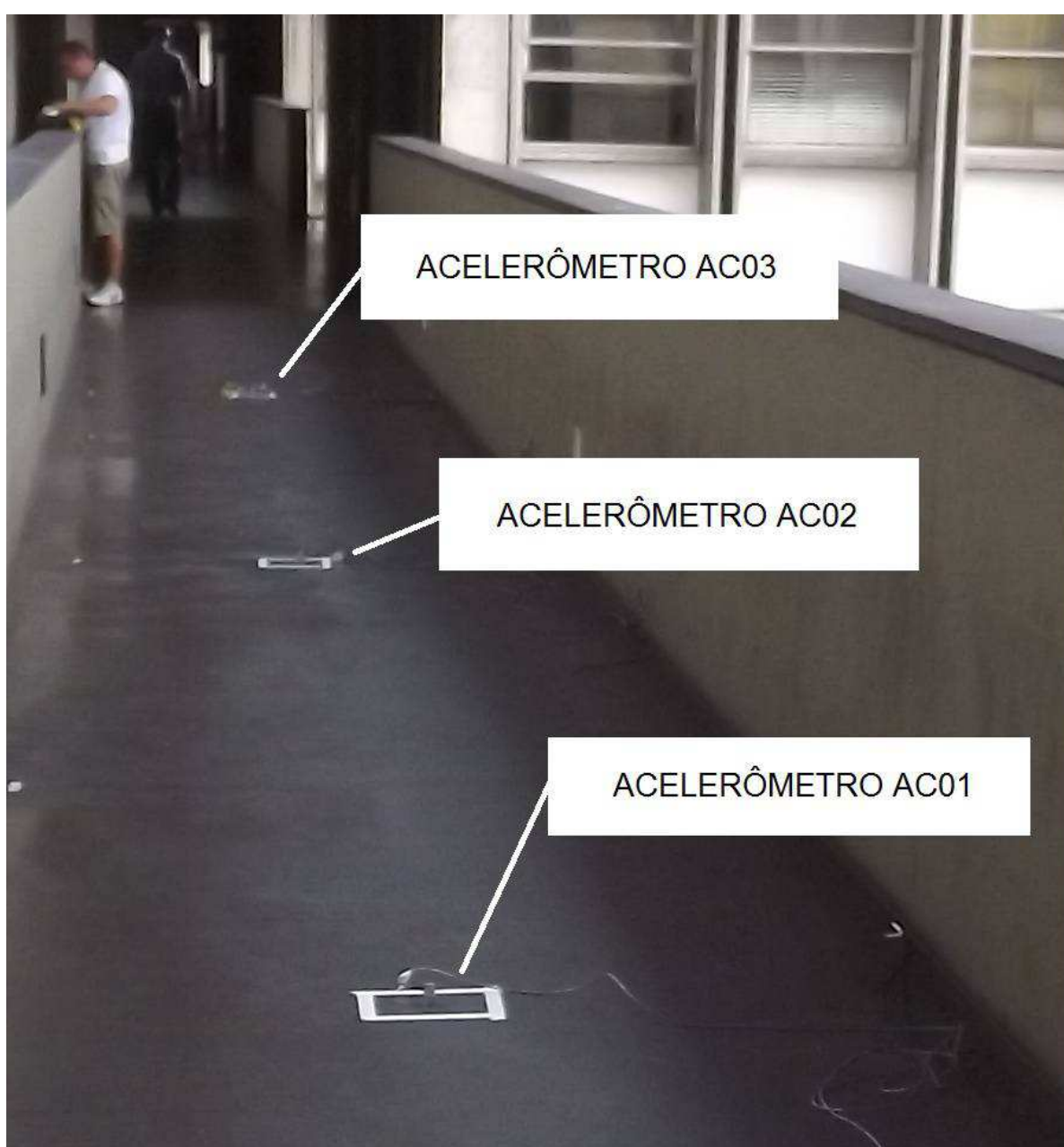


Figura 88 – Ensaio 1: posicionamento dos acelerômetros Kyowa – Ponto 1, 2 e 3.

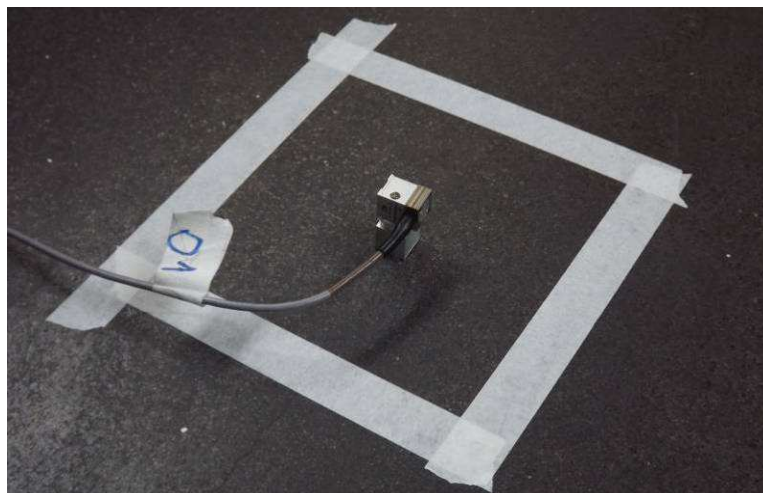


Figura 89 – Ensaio 1: posicionamento dos acelerômetros Kyowa – Ponto 1.



Figura 90 – Ensaio 1: posicionamento dos acelerômetros Kyowa – Ponto 2.

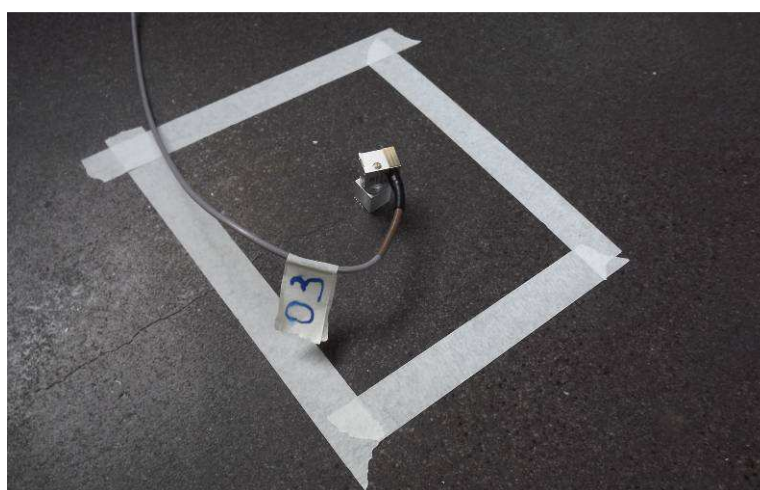


Figura 91 – Ensaio 1: posicionamento dos acelerômetros Kyowa – Ponto 3.



Os acelerômetros estão ligados a um sistema de aquisição de dados ADS2002 fabricado pela empresa *LYNX Tecnologia Eletrônica* (veja a Figura 92). Este sistema, através da placa condicionadora e controladora, relaciona o sinal de variação elétrica em valor de engenharia (deformação específica, aceleração e força), controlado por um computador.



Figura 92 – Ensaio 1: sistema ADS2002 conectado a acelerômetros e controlado por computador.

A partir dos ensaios experimentais devido ao impacto de uma pessoa de 95 kg sobre a estrutura, foram obtidos os resultados descritos no domínio do tempo e da frequência, respectivamente, assim como mostrados nas Figuras 93 a 98. Estas figuras estão apresentadas com filtros passa faixa (passa baixa e passa alta) para melhor apresentação do sinal no tempo sem “ruído”. Deve ser enfatizado que o índice “m” no eixos verticais corresponde ao prefixo “mili” ( $10^{-3}$ ). Por outro lado, os eixos horizontais apresentam o tempo em segundos e frequência em Hz, respectivamente, de acordo com cada análise.

Os espectros de respostas da vibração da estrutura nos pontos 1, 2 e 3 são apresentados pelas FFTs (*Fast Fourier Transform* – transformada rápida de Fourier) correspondente às respostas de saída associada aos três acelerômetros *Kyowa*

utilizados na análise modal experimental da passarela, apresentadas nas Figuras 96 a 98 extraídas do software *AqDAnalysis* do Sistema de Aquisição de Dados *ADS2002*. É importante ressaltar que uma vez que a carga de impacto do pulso não foi mensurada, não se é possível obter-se a FRF de cada ponto para este ensaio. Entretanto, as frequências naturais da passarela são igualmente identificadas através da FFT da resposta dinâmica dos pontos investigados.

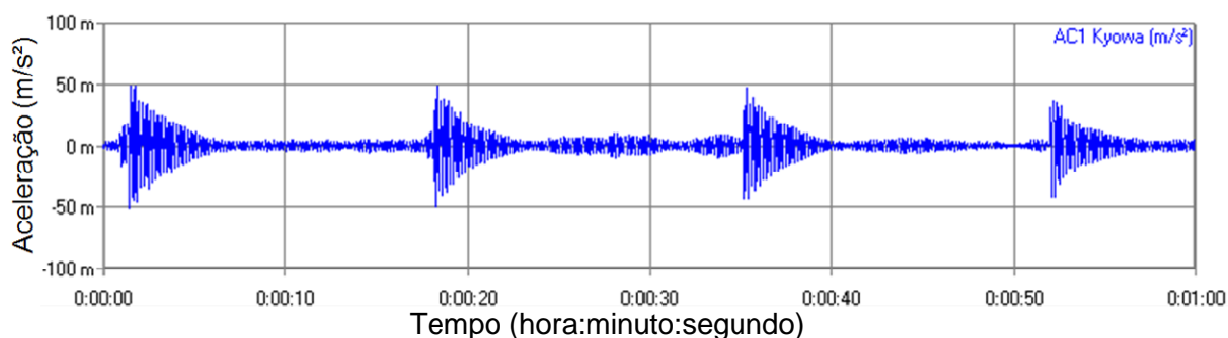


Figura 93 – Ensaio 1: Aceleração vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1 (1/4 do vão).

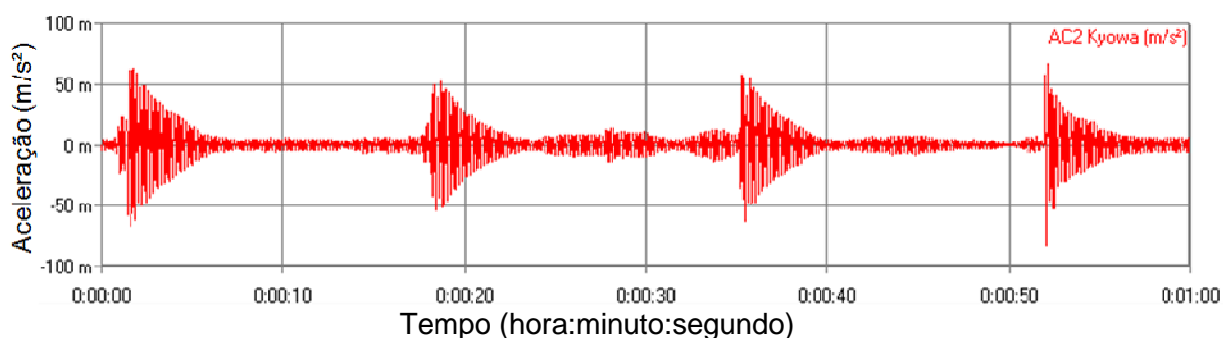


Figura 94 – Ensaio 1: Aceleração vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2 (1/2 do vão).

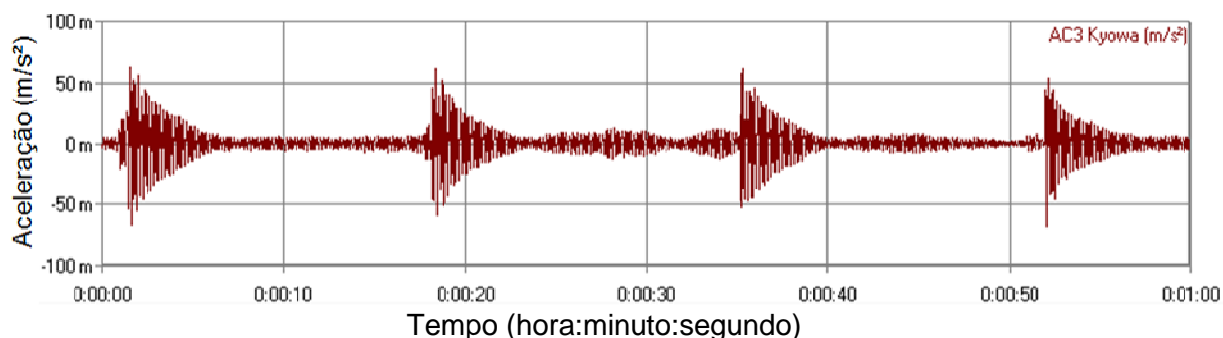


Figura 95 – Ensaio 1: Aceleração vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 3 (3/4 do vão).

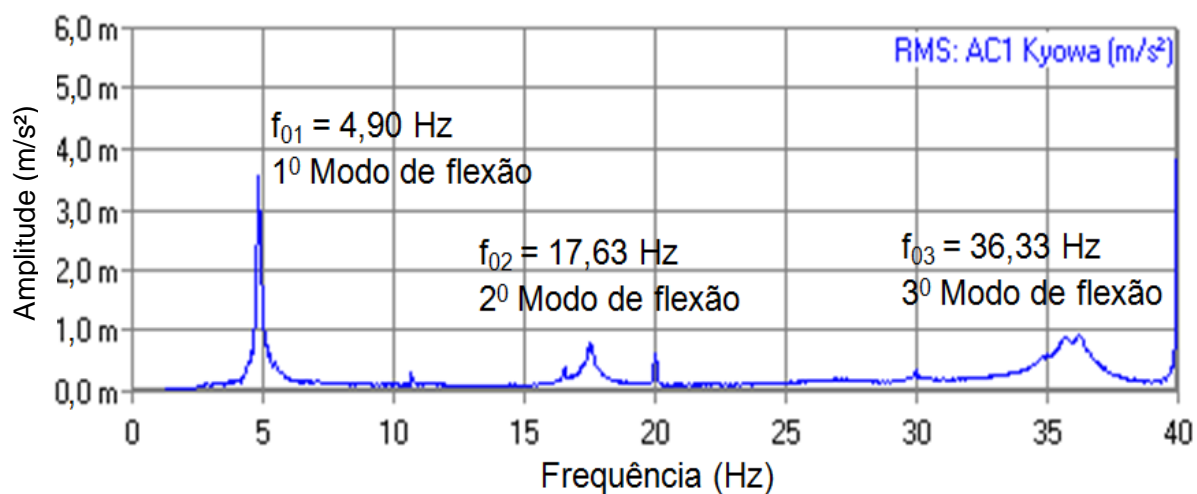


Figura 96 – Ensaio 1: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1 (1/4 do vão).

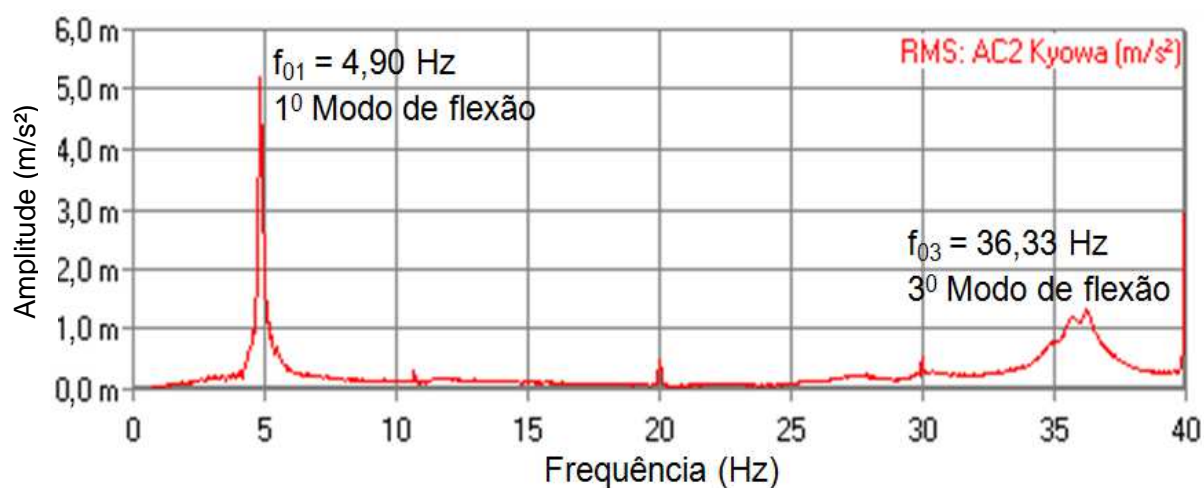


Figura 97 – Ensaio 1: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2 (1/2 do vão).

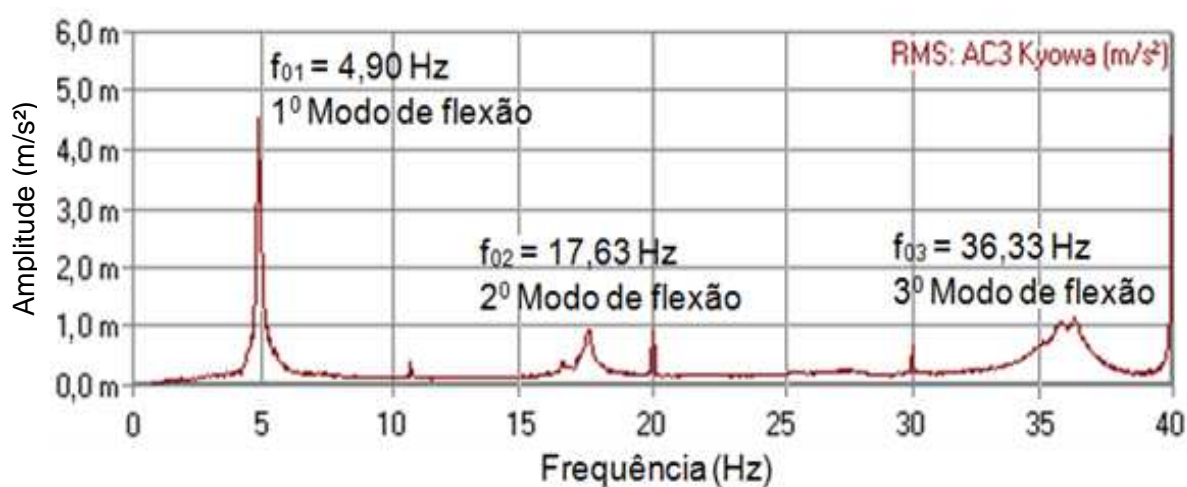


Figura 98 – Ensaio 1: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 3 (3/4 do vão).



Analisando-se os resultados apresentados nas Figuras 96 a 98, nota-se que é possível identificar três picos de frequência correspondentes a três modos verticais de vibração [ $f_{01} = 4,90$  Hz (Flexão);  $f_{02} = 17,63$  Hz (Flexão);  $f_{03} = 36,33$  Hz (Flexão)]. Observa-se que o segundo modo de vibração não é visualizado na Figura 97, devido ao espectro de resposta ter sido obtido na metade do vão, seção onde o valor da amplitude de oscilação do segundo modo de vibração é nulo. Entretanto, percebe-se que o valor da amplitude de oscilação do primeiro modo é máximo neste ponto, quando comparado aos demais gráficos (Figura 96 e Figura 98).

Cabe ressaltar, ainda, que um pico de frequência na faixa de 20 Hz ocorre em todos os gráficos (Figuras 96 a 98), correspondente a um modo de vibração local associado à torção das vigas do modelo estrutural analisado. Em seguida, são apresentados os três primeiros modos experimentais de vibração, gerados pela correlação entre as amplitudes obtidas nos gráficos de domínio da frequência apresentados anteriormente, representativos de cada acelerômetro utilizado na passarela (AC01, AC02 e AC03). De acordo com a Figura 99, as seções 0 e 4 correspondem aos apoios da passarela e as seções 1, 2 e 3 da referida figura estão associados aos acelerômetros AC01, AC02 e AC03 (Figura 88), respectivamente.

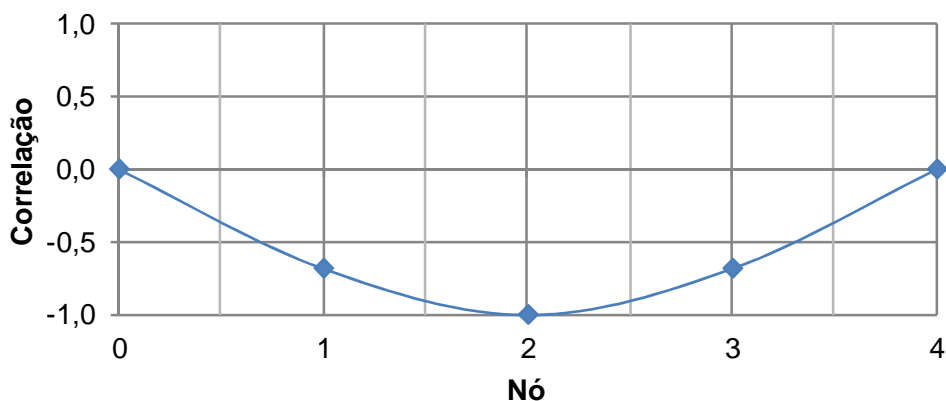


Figura 99 – Ensaio 1: 1º Modo de Vibração Experimental ( $\xi = 1,80\%$ ).

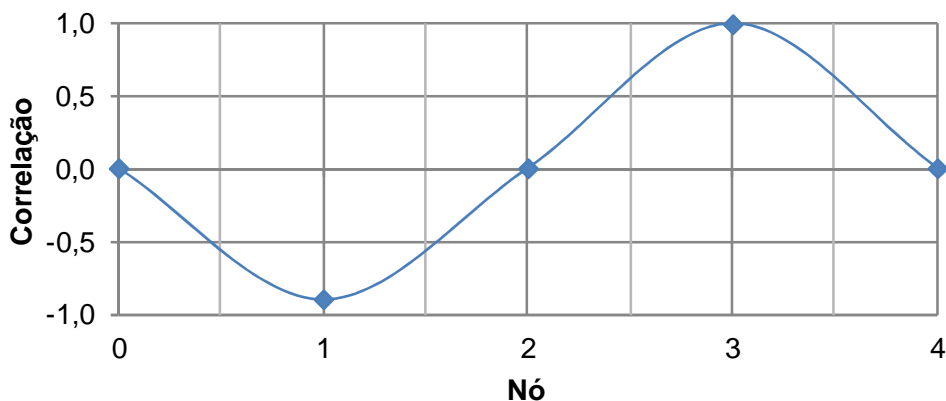


Figura 100 – Ensaio 1: 2º Modo de Vibração Experimental ( $\xi = 1,15\%$ ).

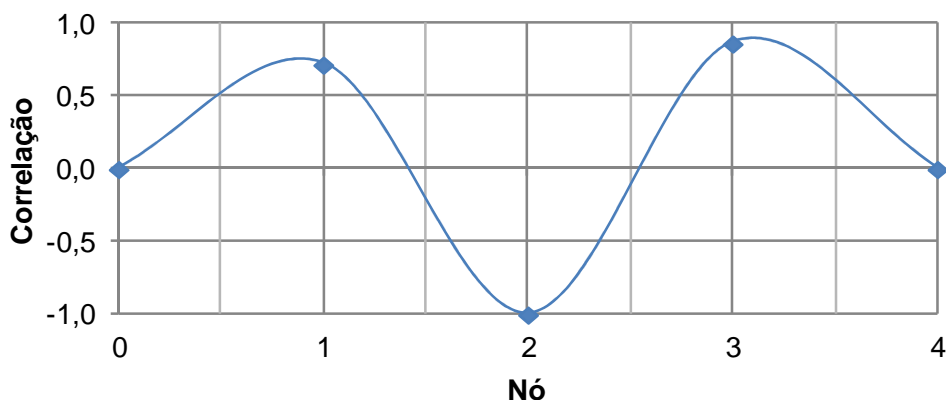


Figura 101 – Ensaio 1: 3º Modo de Vibração Experimental ( $\xi = 1,02\%$ ).

Nos ensaios realizados ao longo dessa tese foram obtidos diferentes valores da taxa de amortecimento do modo fundamental, desta forma conclui-se que o tipo de excitação (pessoa, martelo ou Shaker) pode alterar o amortecimento modal da estrutura, devido ao indivíduo, após executar o impacto, possuir propriedades de um sistema massa-mola-amortecedor, aumentando falsamente o amortecimento modal da estrutura. Este efeito só foi identificado porque a estrutura tem uma taxa de amortecimento do modo fundamental muito baixa.

Os coeficientes de amortecimentos modais da estrutura relativos aos três primeiros modos de vibração com predominância dos efeitos de flexão foram obtidos pelo método de decremento logaritmo, sendo, respectivamente, iguais a 1,80% (1º modo), 1,15% (2º modo) e 1,02% (3º modo).

#### 5.4 Ensaio 2: excitação com martelo de impacto Dytran (borracha vermelha) e aquisição de dados: PDV 100 (janelamento retangular)

Antes da realização do teste experimental modal, o produto modal numérico dos modos de vibração foi obtido, de modo a se ter o melhor ponto comum da estrutura onde o martelo de impacto possa excitar a maioria dos modos de vibração. Depois disso, seis pontos foram escolhidos nesta análise, como ilustrado na Figura 87, com o objetivo de obter as funções de resposta em frequência (FRF) da passarela investigada.

O ensaio de vibração livre foi realizado de tal forma que a estrutura fosse excitada através do impacto do Martelo *Dytran* no ponto 1A (Ponto na viga lateral a 1/4 do vão), utilizando-se a ponteira vermelha, e obtidos as acelerações nos Pontos

1, 1A, 2, 2A, 3 e 3A (pontos no centro e lateral do tabuleiro) utilizando-se do Sistema de Vibrometria à Laser *PDV 100 (Vibromêtro Digital Portátil)* da *Polytec*. Sendo assim, o ensaio foi realizado com a entrada de dados única e de saída única (SISO) combinando o *PDV-100* ao martelo de impacto *Dytran*, como mostrado nas Figuras 102 a 105.



Figura 102 – Ensaio 2: Vibrômetro a laser Polytec (Portable Digital Vibrometer: PDV-100):  
Vista Frontal.



Figura 103 – Ensaio 2: Vibrômetro a laser Polytec (Portable Digital Vibrometer: PDV-100):  
Vista Lateral.



Figura 104 – Ensaio 2: Martelo de impacto Dytran.



Figura 105 – Ensaio 2: Martelo de impacto Dytran conectado ao PDV 100.

As Figuras 106 a 123 apresentam as velocidades no domínio do tempo, as respostas FRF do sistema e a coerência do sinal, obtidos conforme vibrômetro a laser (*PDV 100*). Vale a pena lembrar que, neste caso, o valor da força de impacto introduzida pelo martelo é mensurado através de um sensor de força na cabeça do equipamento, portanto, sendo possível a obtenção das FRFs.

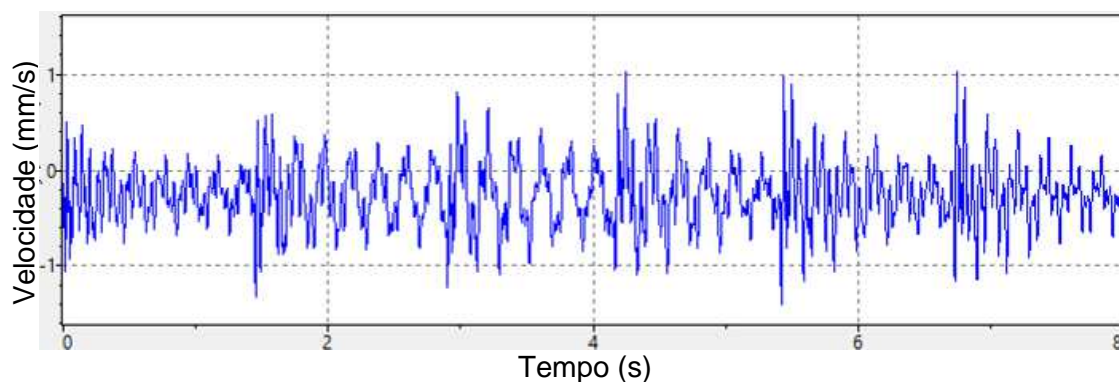


Figura 106 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1, excitação no ponto 1A.

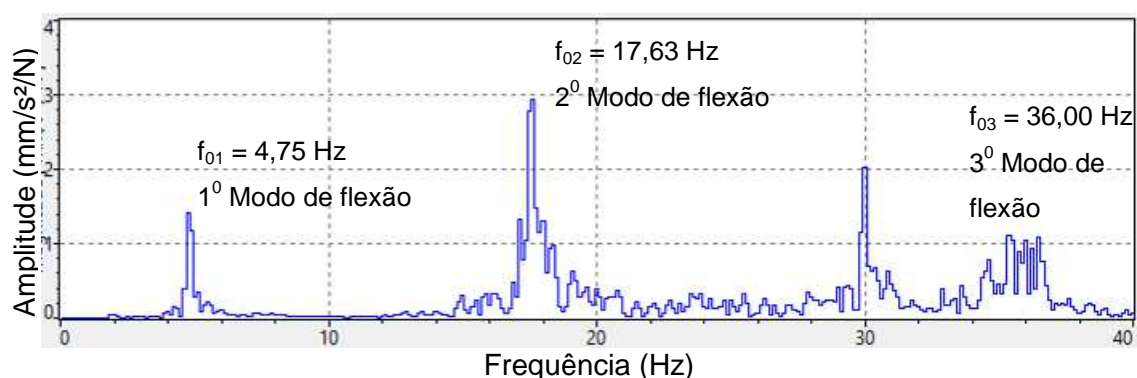


Figura 107 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1, excitação no ponto 1A.

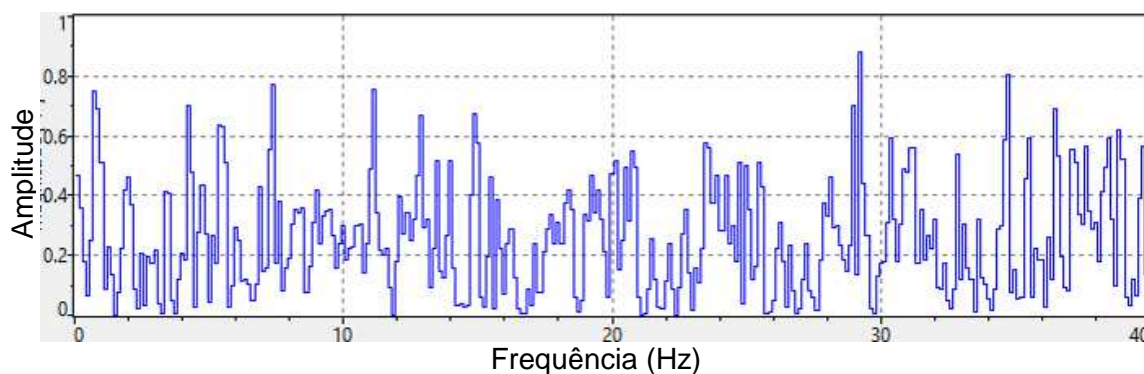


Figura 108 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 1 em relação à excitação no ponto 1A.

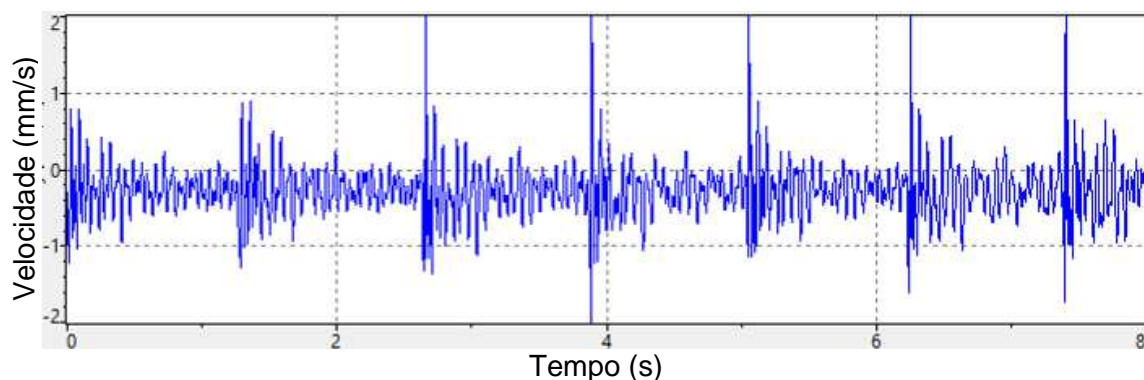


Figura 109 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1A, excitação no ponto 1A.



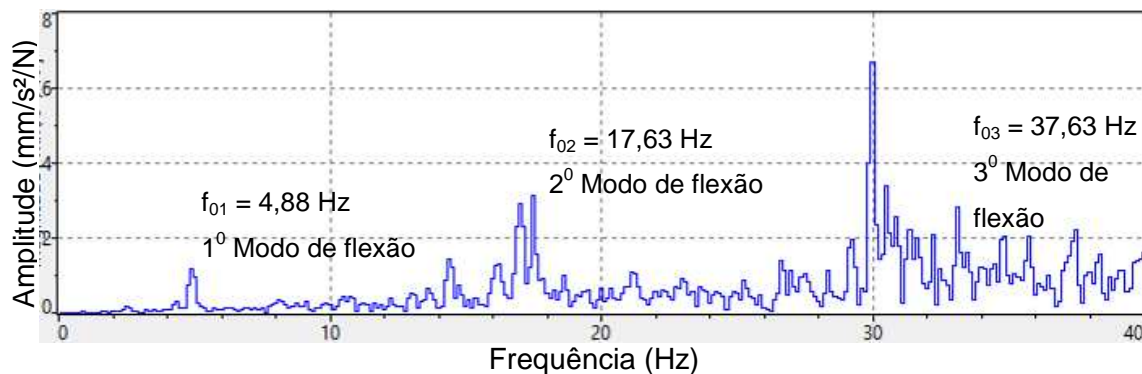


Figura 110 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1A, excitação no ponto 1A.

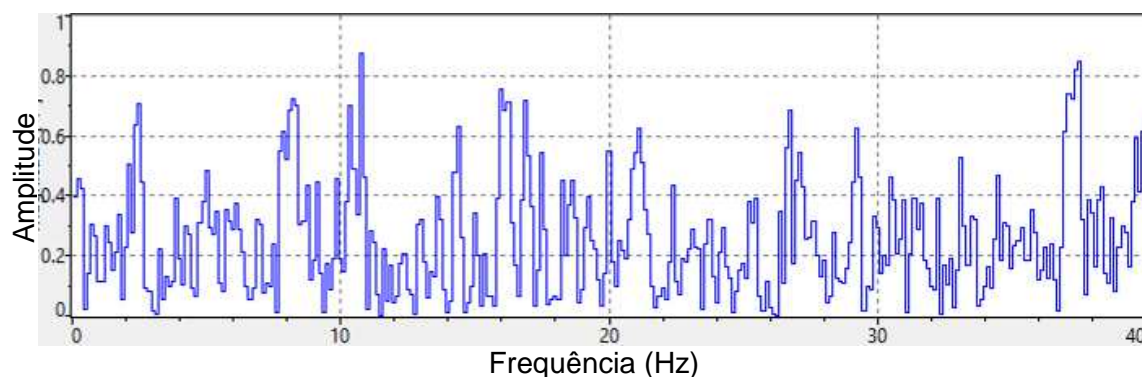


Figura 111 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 1A em relação à excitação no ponto 1A.

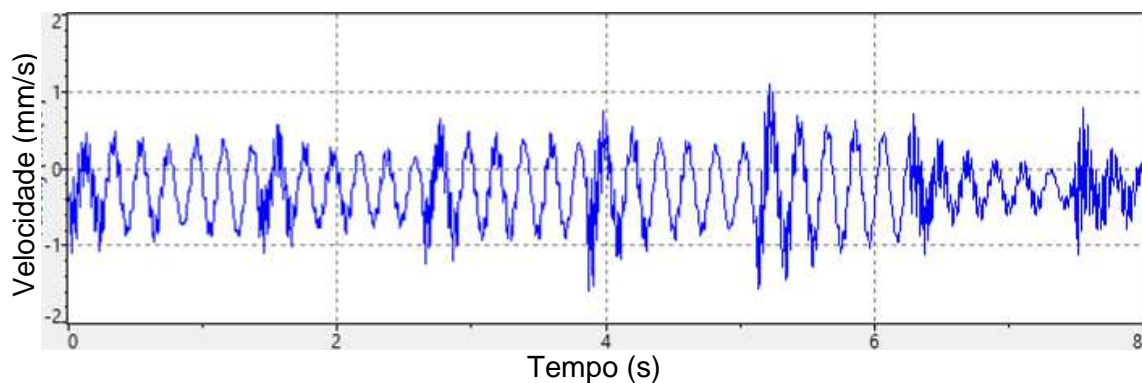


Figura 112 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2, excitação no ponto 1A.

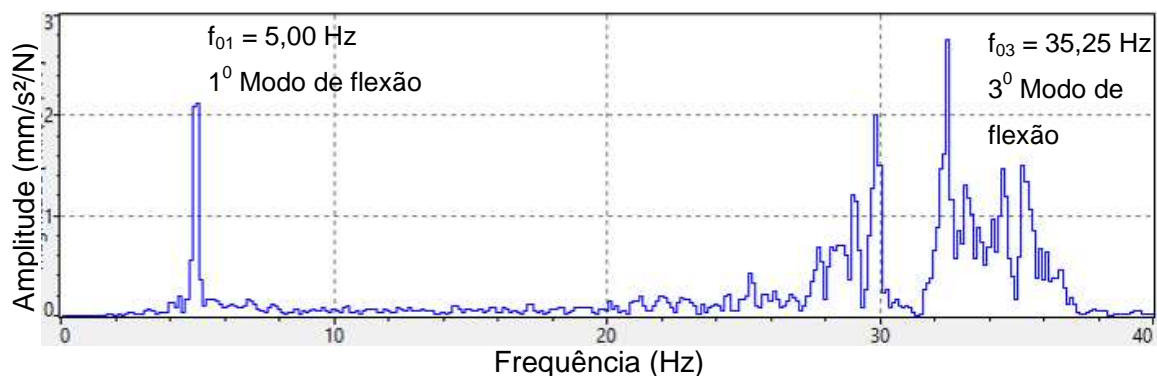


Figura 113 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2, excitação no ponto 1A.

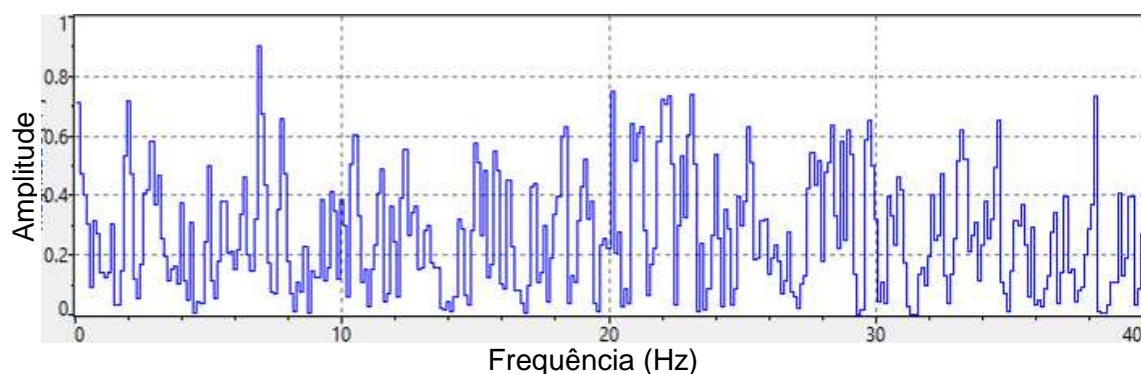


Figura 114 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 2 em relação à excitação no ponto 1A.

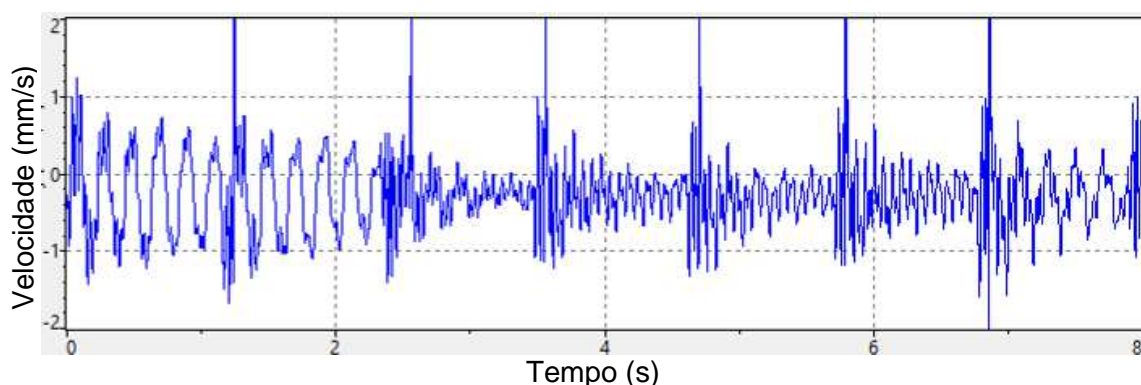


Figura 115 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2A, excitação no ponto 1A.

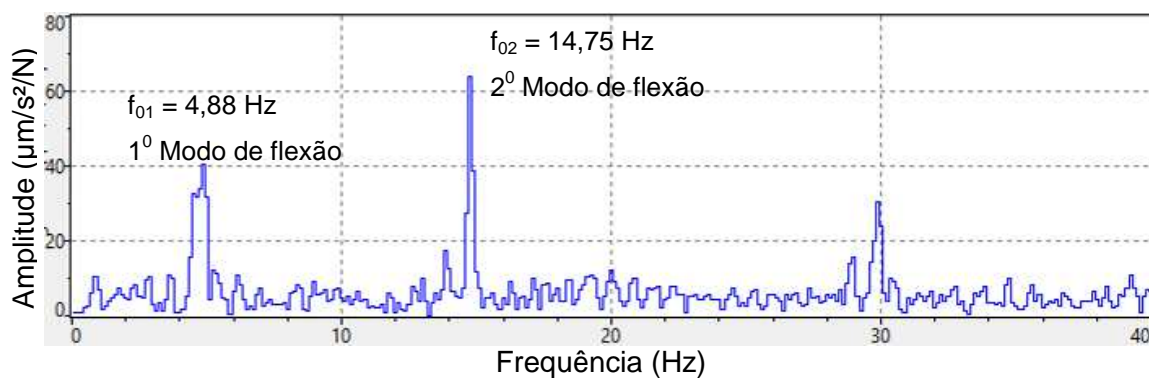


Figura 116 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2A, excitação no ponto 1A.

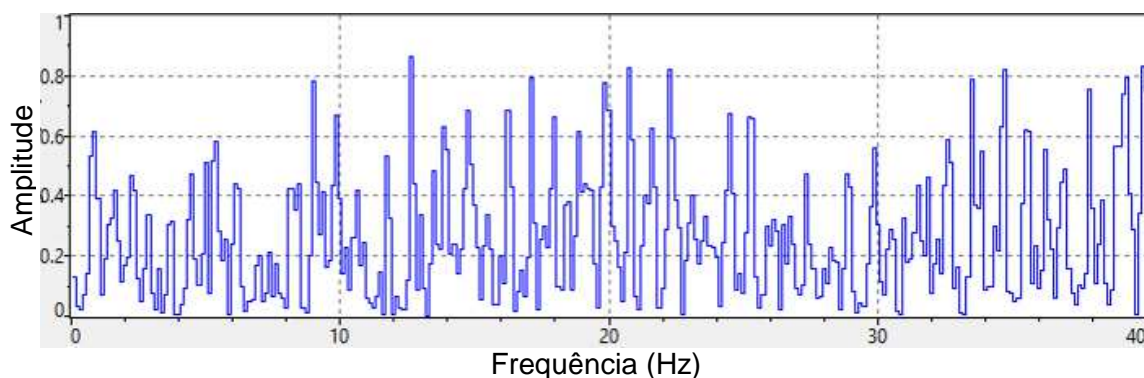


Figura 117 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 2A em relação à excitação no ponto 1A.



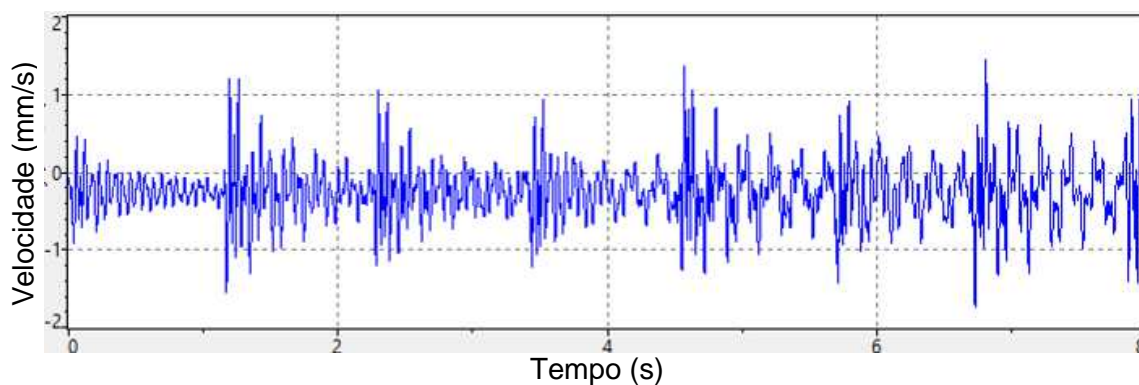


Figura 118 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 3, excitação no ponto 1A.

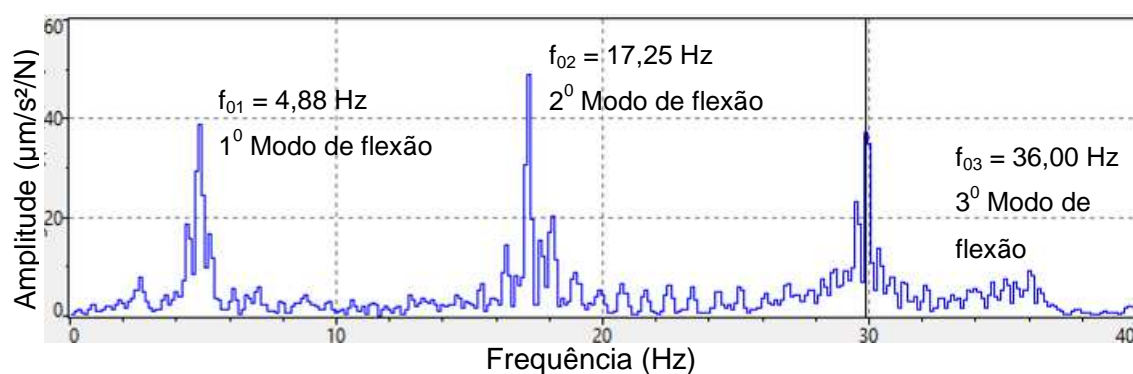


Figura 119 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 3, excitação no ponto 1A.

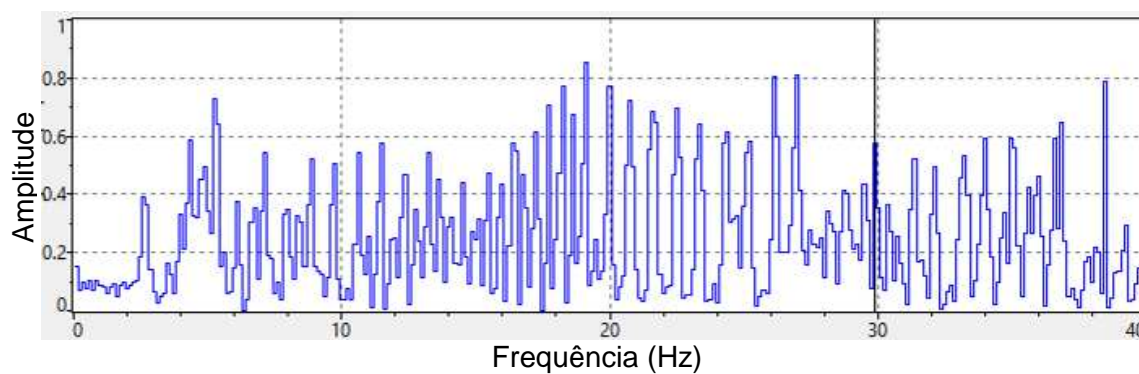


Figura 120 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 3 em relação à excitação no ponto 1A.

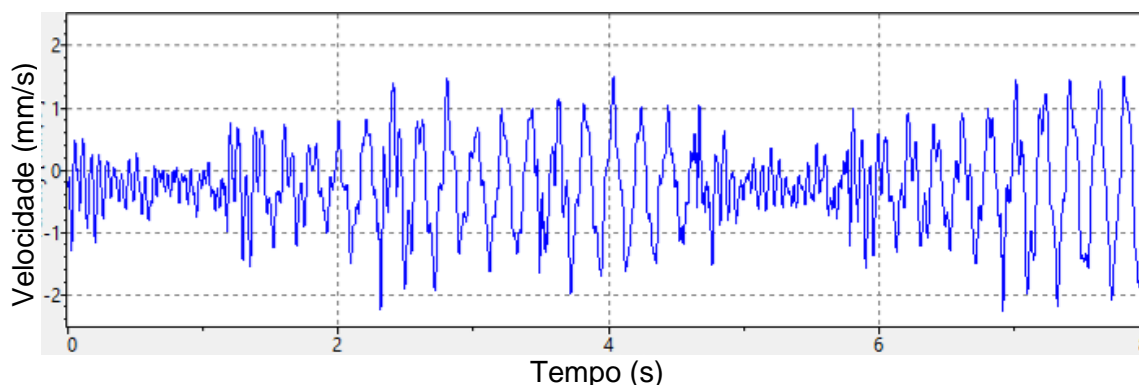


Figura 121 – Ensaio 2: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 3A, excitação no ponto 1A.

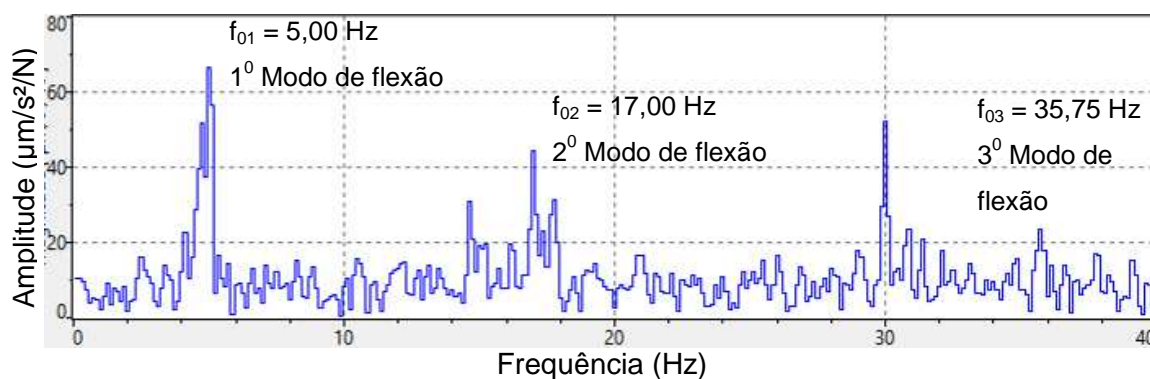


Figura 122 – Ensaio 2: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 3A, excitação no ponto 1A.

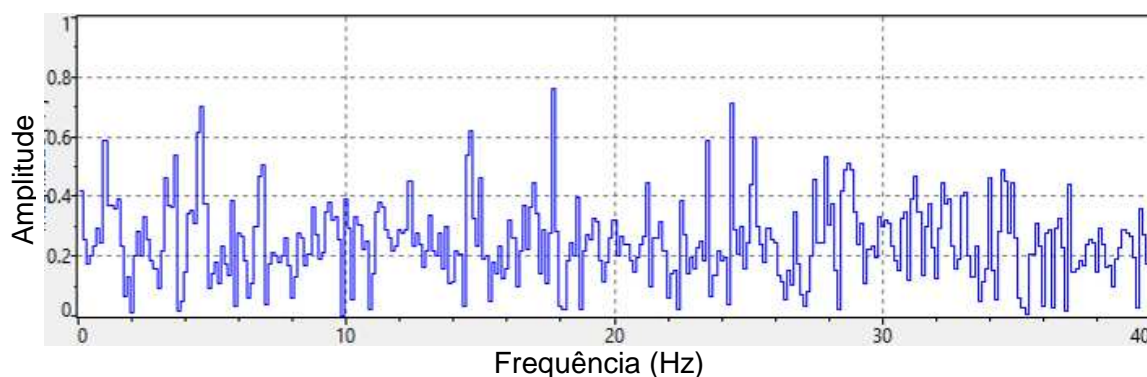


Figura 123 – Ensaio 2: Coerência da resposta de vibração no ponto 3A em relação à excitação no ponto 1A.

Analisando-se os resultados oriundos das Figuras 106 a 123, pode-se perceber que o valor da frequência fundamental foi obtido. Entretanto, os sinais apresentaram um valor de coerência muito baixo e também valores diferentes. A função de coerência é utilizada como uma ferramenta de avaliação da qualidade dos dados que identifica a quantidade do sinal de saída está relacionada com o sinal de entrada medido. Para se entender tal fato, deve-se enfatizar que a FRF (função de resposta de frequência) é obtida a partir da razão entre a resposta de saída (*aceleração*) devido à excitação de entrada (*força*) aplicada simultaneamente na estrutura e que neste processo de geração da Transformada Rápida de Fourier, é necessário que se tenha uma representação completa dos dados ou que contenha uma repetição periódica dos dados medidos. Quando esta é satisfeita, então a transformação de Fourier produz uma representação adequada dos dados no domínio da frequência. No entanto, em caso contrário, o “vazamento” irá produzir uma distorção dos dados obtidos no domínio da frequência. A fim de minimizar a distorção devido às “fugas”, as funções de ponderação chamadas de janelas (filtros) são utilizadas para fazer com que os dados tenham o requisito da FFT.

Neste ensaio, foi utilizado o janelamento retangular, que também é conhecido como janela uniforme ou sem janela, que é basicamente uma função de ponderação de ganho unitário que é aplicado a todos os pontos de dados digitalizados em uma amostra ou registro de dados. Esta janela é aplicada onde o sinal inteiro é capturado em uma amostra ou registro de dados ou quando os dados são garantidos para satisfazer a exigências de periodicidade do processo de FFT. Esta janela pode ser utilizada para testes de impacto, quando os sinais de entrada e de resposta são totalmente comparados em uma amostra de dados.

No entanto, devido à natureza deste sinal de excitação, o “vazamento” foi observado, sendo necessária a utilização da janela Hanning e de outro ponto de excitação. Este efeito de vazamento provoca uma distorção da função de resposta de frequência. A janela de Hanning é basicamente uma função de ponderação em forma de sino que força o início e o fim do intervalo da amostra a ser fortemente ponderada a zero, sendo útil para sinais que geralmente não satisfaçam os requisitos de periodicidade do processo da FFT. Devido aos resultados do ensaio dois não terem sido satisfatórios, o ensaio três irá utilizar o martelo de impacto (com ponteira vermelha) e o sistema de aquisição a laser PDV 100 com o janelamento de Hanning, com excitação em outros pontos.

### 5.5 Ensaio 3: excitação com martelo de impacto Dytran (borracha vermelha) e aquisição de dados: PDV 100 (janelamento hanning)

No ensaio 3 de vibração livre foi adotado um janelamento Hanning e novos pontos de excitação foram selecionados. Como estes dois fatores influenciam diretamente nos resultados, estas medidas corretivas foram adotadas para tentar minimizar a distorção dos resultados experimentais e aumentar a amplitude do impacto em relação aos pontos de medição na estrutura.

Os pontos de excitação com o martelo *Dytran* (com ponteira vermelha) foram os pontos 1, 2 e 3, sendo  $1/4$ ,  $1/2$  e  $3/4$  do vão da estrutura, respectivamente. As velocidades no domínio do tempo foram medidas nos pontos 1 e 2 ( $1/4$  e  $1/2$  do vão) utilizando-se do Sistema de Vibrometria à Laser *PDV 100 (Vibromêtro Digital Portátil) da Polytec*. As Figuras 124 a 141 apresentam as velocidades no domínio do tempo, as respostas FRF do sistema e a coerência do sinal, obtidos pelo vibrômetro a laser (*PDV-100*).

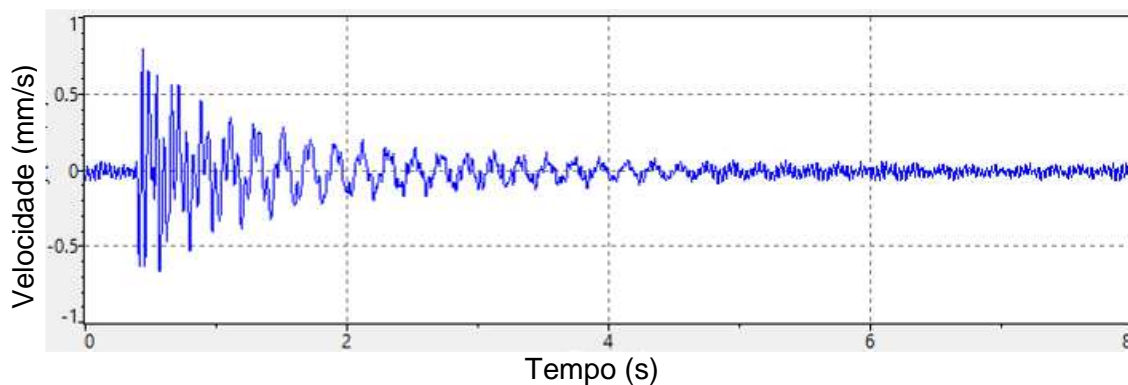


Figura 124 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1, excitação no ponto 1.

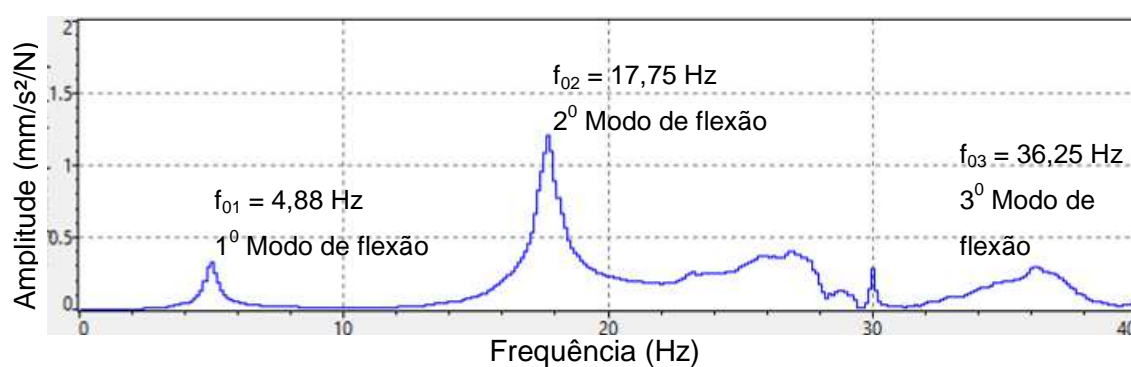


Figura 125 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1, excitação no ponto 1.

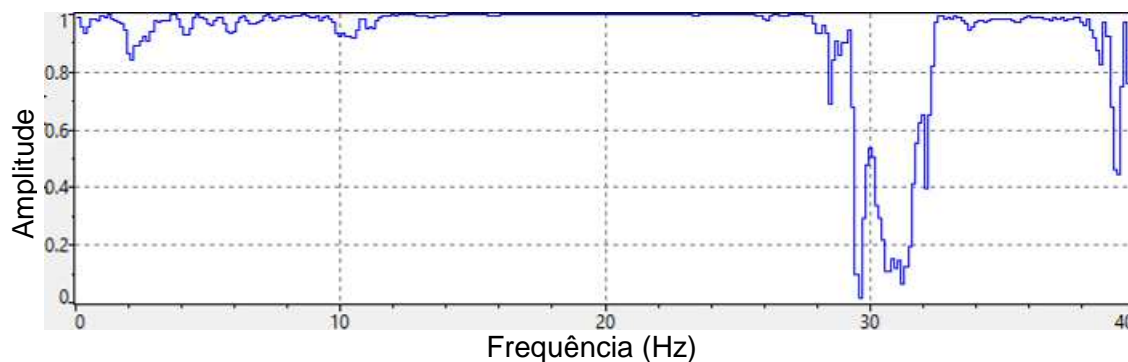


Figura 126 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 1 em relação à excitação no ponto 1.

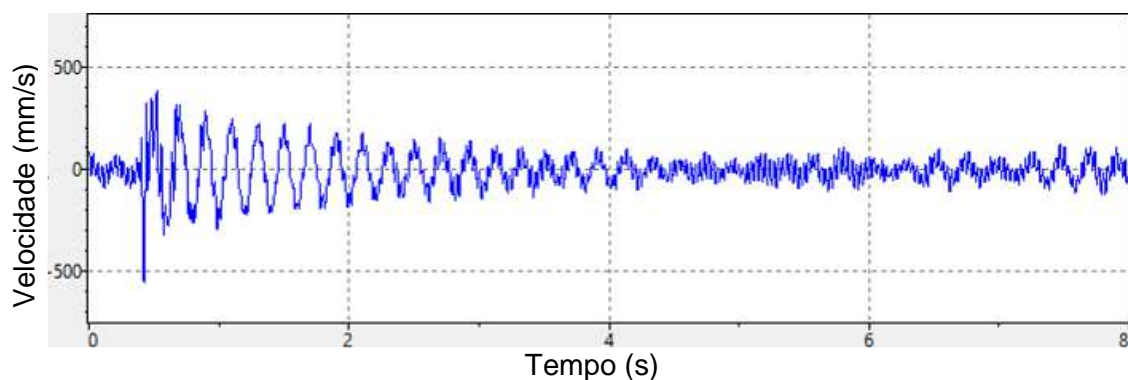


Figura 127 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1, excitação no ponto 2.

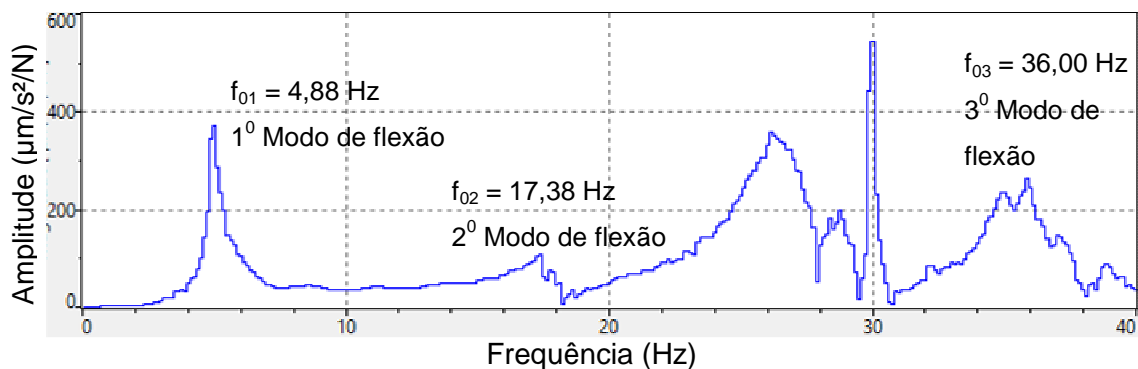


Figura 128 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1, excitação no ponto 2.

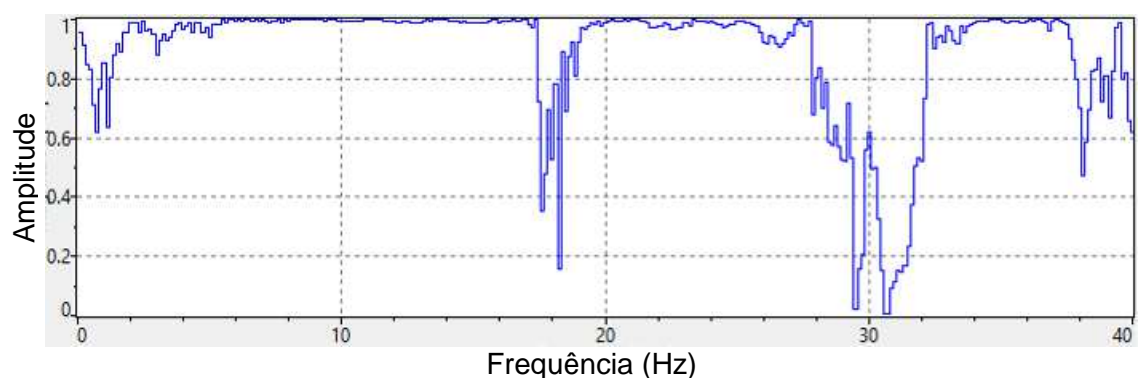


Figura 129 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 1 em relação à excitação no ponto 2.

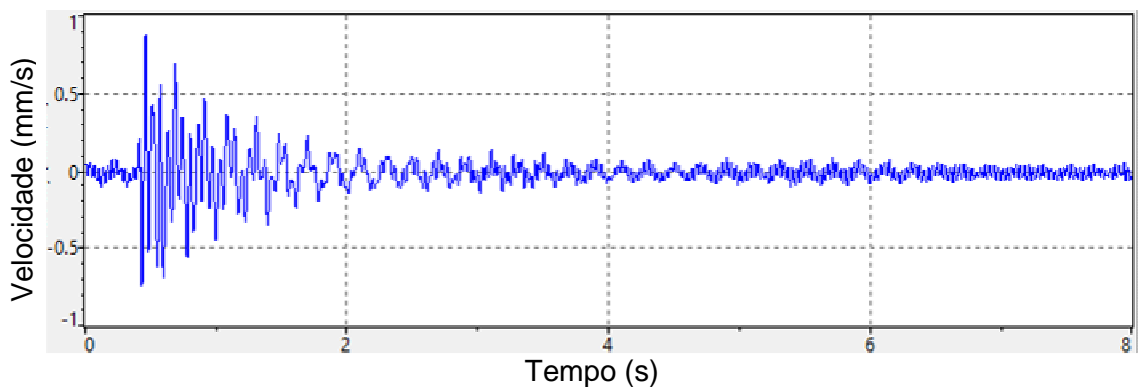


Figura 130 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1, excitação no ponto 3.

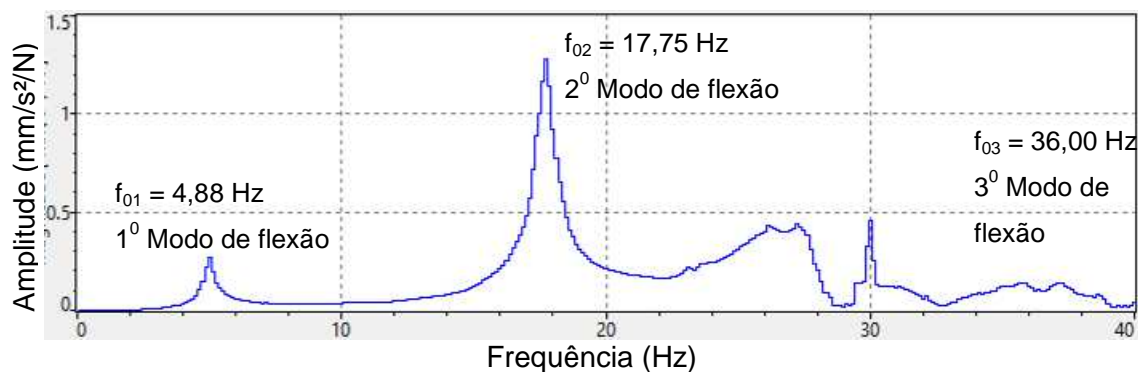


Figura 131 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1, excitação no ponto 3.



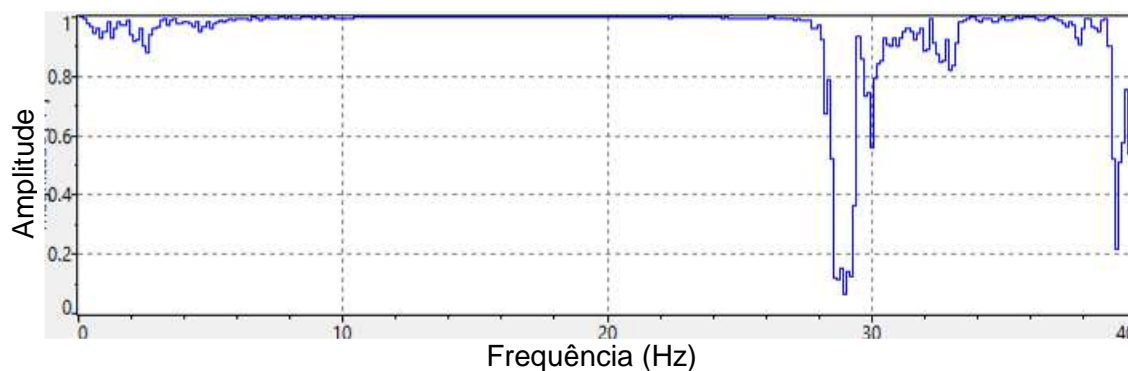


Figura 132 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 1 em relação à excitação no ponto 3.

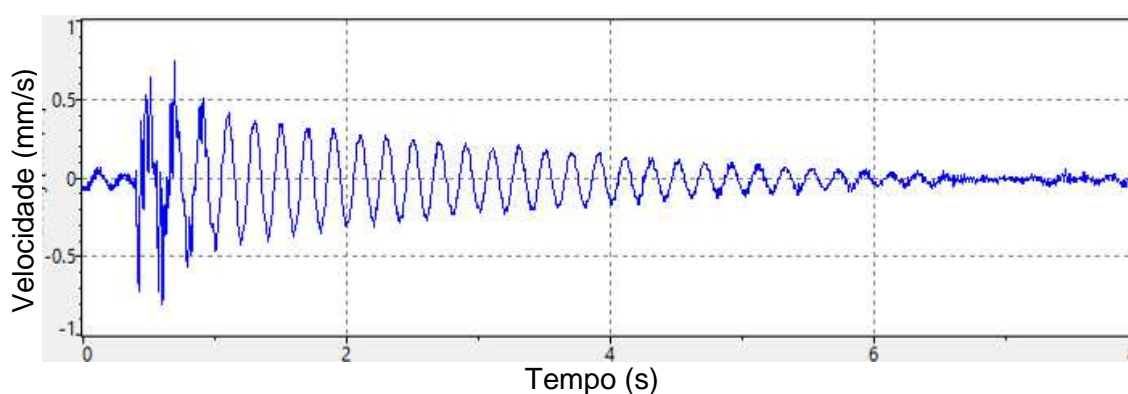


Figura 133 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2, excitação no ponto 1.

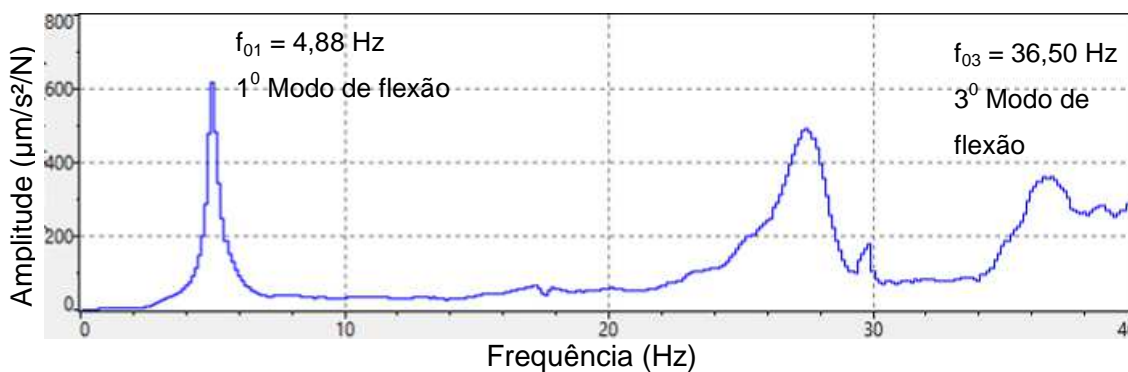


Figura 134 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2, excitação no ponto 1.

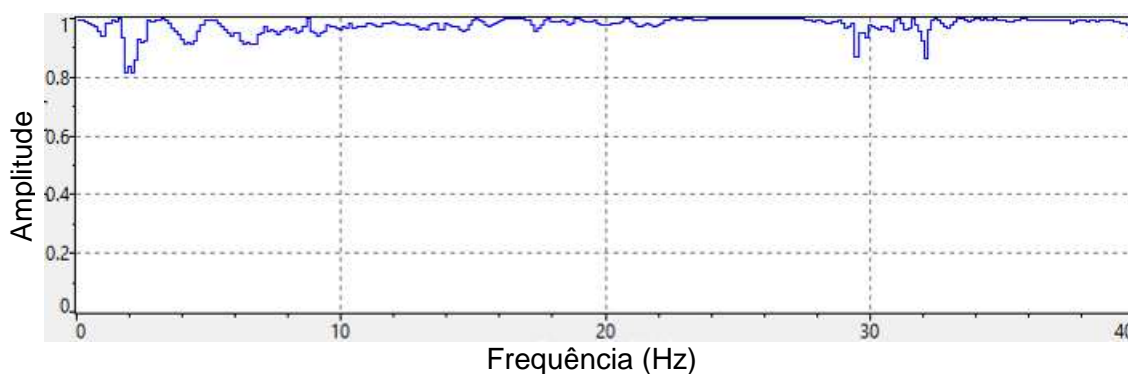


Figura 135 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 2 em relação à excitação no ponto 1.

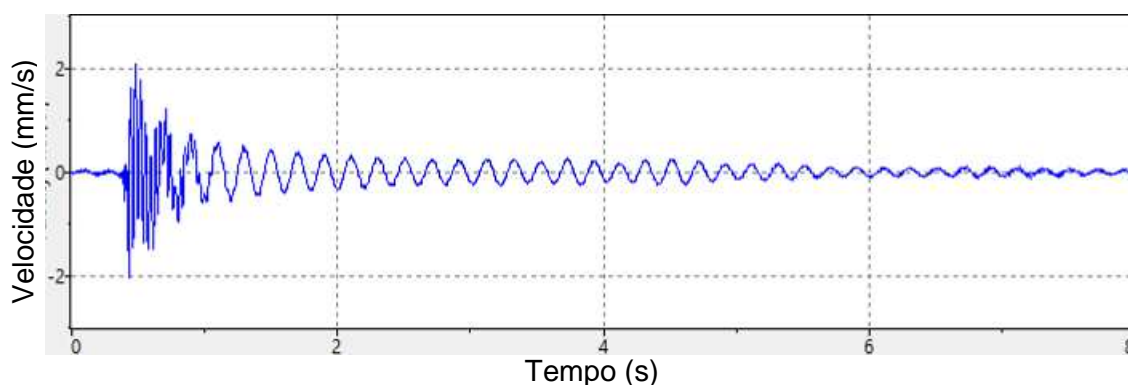


Figura 136 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2, excitação no ponto 2.

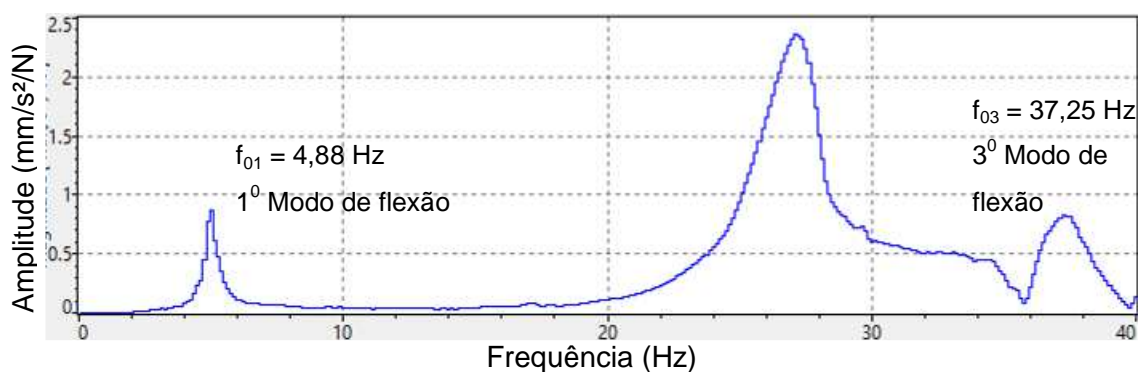


Figura 137 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2, excitação no ponto 2.

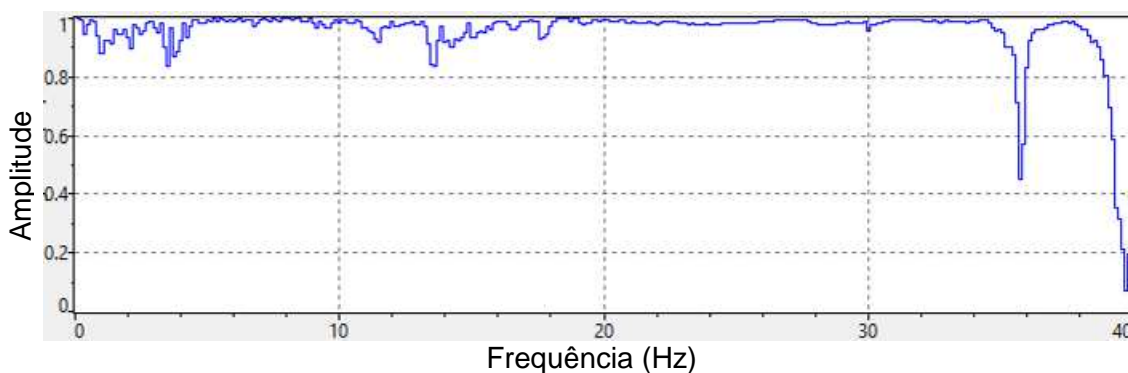


Figura 138 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 2 em relação à excitação no ponto 2.

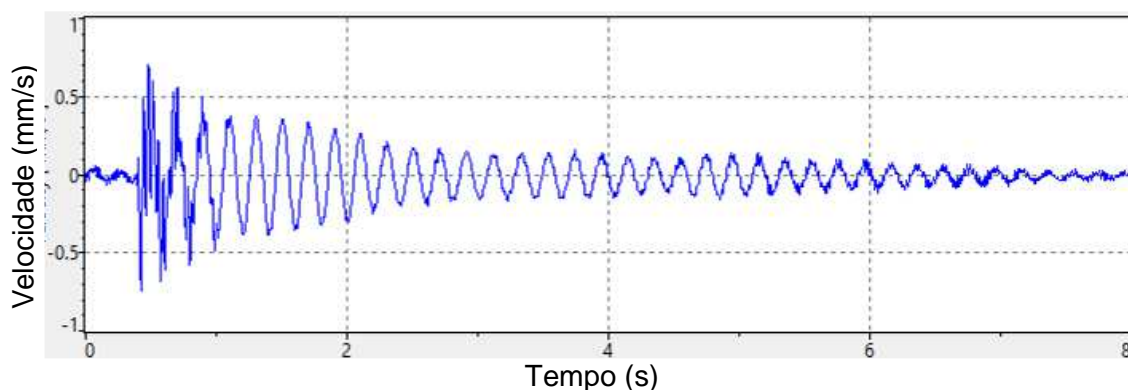


Figura 139 – Ensaio 3: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2, excitação no ponto 3.



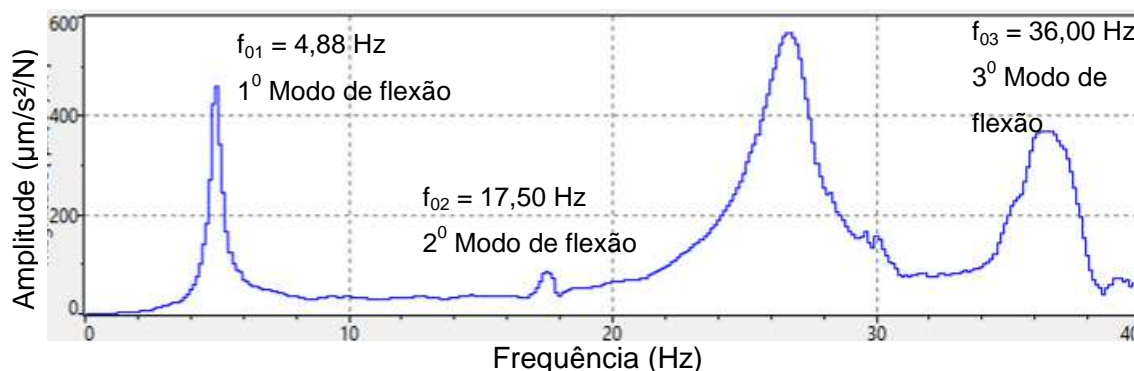


Figura 140 – Ensaio 3: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2, excitação no ponto 3.

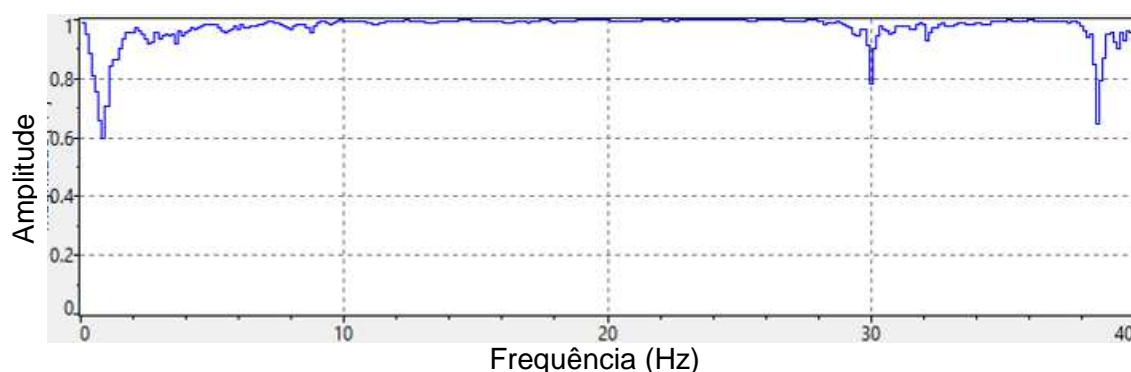


Figura 141 – Ensaio 3: Coerência da resposta de vibração no ponto 2 em relação à excitação no ponto 3.

Nas Figuras 124 a 141, podem ser observados com clareza três picos de frequência correspondentes a três modos verticais de vibração [ $f_{01} = 4,88 \text{ Hz}$  (Flexão);  $f_{02} = 17,50 \text{ Hz}$  (Flexão);  $f_{03} = 36,00 \text{ Hz}$  (Flexão)]. Novamente, verifica-se que o segundo modo de vibração não é visualizado na Figura 97, pois o espectro de resposta foi obtido na metade do vão, seção onde o valor da amplitude de oscilação do segundo modo é nula. Entretanto, percebe-se que o valor da amplitude de oscilação do primeiro modo é máximo neste ponto, quando comparado aos demais gráficos (Figura 96).

Neste caso, a função de coerência obtida foi satisfatória com valores superiores a 90 % nas principais frequências e praticamente em todo o sinal, considerando-se todos os pontos de excitação e de leitura. Vale ressaltar que a escolha da ponteira do martelo *Dytran* também influencia nos resultados (ver Anexo A), podendo ter um efeito significativo sobre a medição adquirida, pois a faixa de frequência de entrada da excitação é controlada principalmente pela dureza da ponta selecionada. O mais difícil na escolha da ponteira está relacionada com faixa de frequência que se quer animar com a força de excitação.

A ponta do martelo tem que ser selecionada de tal forma que todos os modos de interesse sejam excitados por uma força de impacto sobre a faixa de frequências a ser considerada. Se for selecionada uma ponteira muito macia, os modos não vão ser animados de forma adequada, para se obter uma boa medição.

O segundo aspecto importante dos testes de impacto se refere ao uso das janelas ou filtros da resposta. Esta janela é utilizada para forçar os dados para melhor satisfazer as necessidades de periodicidade do processo de transformação da Fourier, minimizando assim os efeitos de distorção e vazamentos. Neste ensaio a utilização da janela *Hanning* foi bem empregada, pois os vazamentos de sinais foram quase nulos na grande maioria dos sinais analisados, ao contrário do ocorrido no Ensaio 2.

O janelamento *Hanning*, como foi dito anteriormente, é basicamente uma função de ponderação em forma de sino que força o início e o fim do intervalo da amostra a ser fortemente ponderada a zero. Entretanto para a obtenção dos coeficientes de amortecimento o janelamento *Hanning* acarretará uma perda da intensidade do sinal, após o filtro, nos retornando valores de amortecimentos equivocados, sendo assim os coeficientes de amortecimentos modais da estrutura relativos aos três primeiros modos de flexão foram obtidos pelo software *Polytec Vibrometer* com ensaios sem janelamento (ou janelamento retangular), mas com valores de coerências bem melhores do que encontrados no Ensaio 2 (considerando valores acima de 90% de coerência).

Assim sendo, os coeficientes de amortecimento estrutural obtidos neste ensaio experimental foram obtidos com base no emprego *Polytec Vibrometer Software* foram iguais a 1,55% (1º modo), 1,04% (2º modo) e 1,24% (3º modo) para os três primeiros modos de flexão. As Figuras 142 a 144 mostram a obtenção típica dos três modos de vibração da passarela.

A massa modal experimental dos modos de vibração foi obtida utilizando se do método de obtenção dos picos (*Peak-picking method*) que funciona adequadamente para estruturas nas quais seus modos de vibração são bem separados, com base na hipótese de que a resposta dinâmica de cada modo é comandada por um grau de liberdade (S1GL), de maneira que a contribuição de outros modos seja negligenciada. Nota-se que a aplicabilidade deste método é limitada para modos próximos entre si. Por outro lado, pode ser útil em casos mais difíceis para a obtenção de estimativas iniciais para os parâmetros necessários,

acelerando assim os procedimentos mais gerais de ajuste das curvas que exigem estimativas iniciais. Este método é também utilizado na identificação de formas de deflexão operacionais.

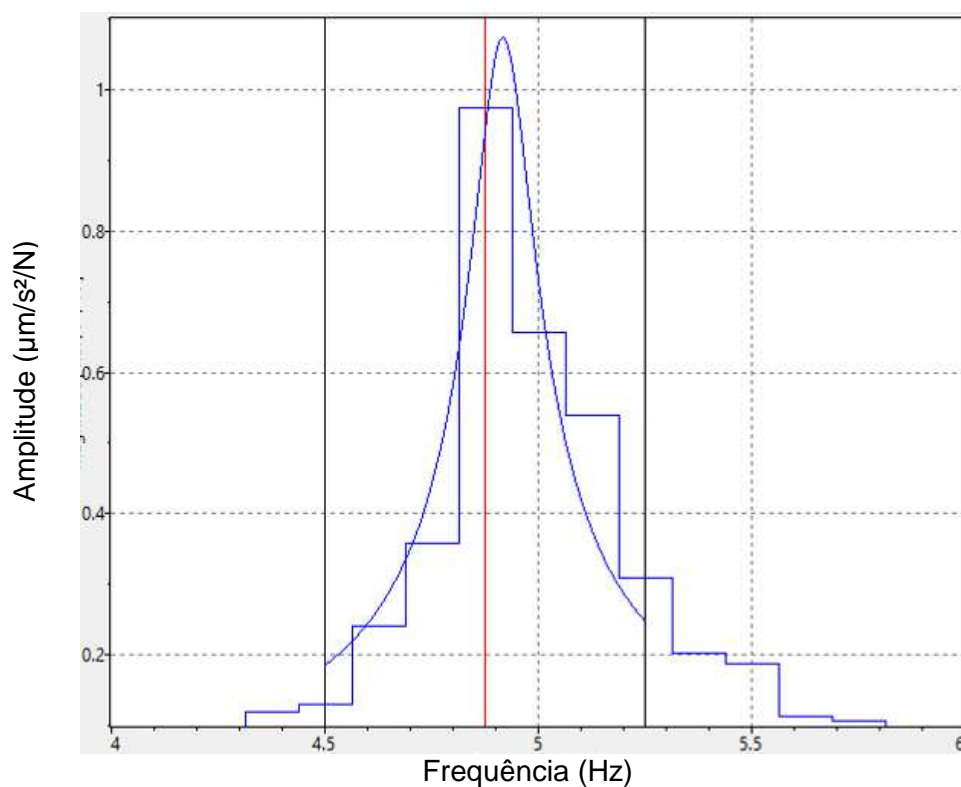


Figura 142 – Ensaio 3: Amortecimento do 1º modo de vibração vertical ( $\xi = 1,55\%$ ).

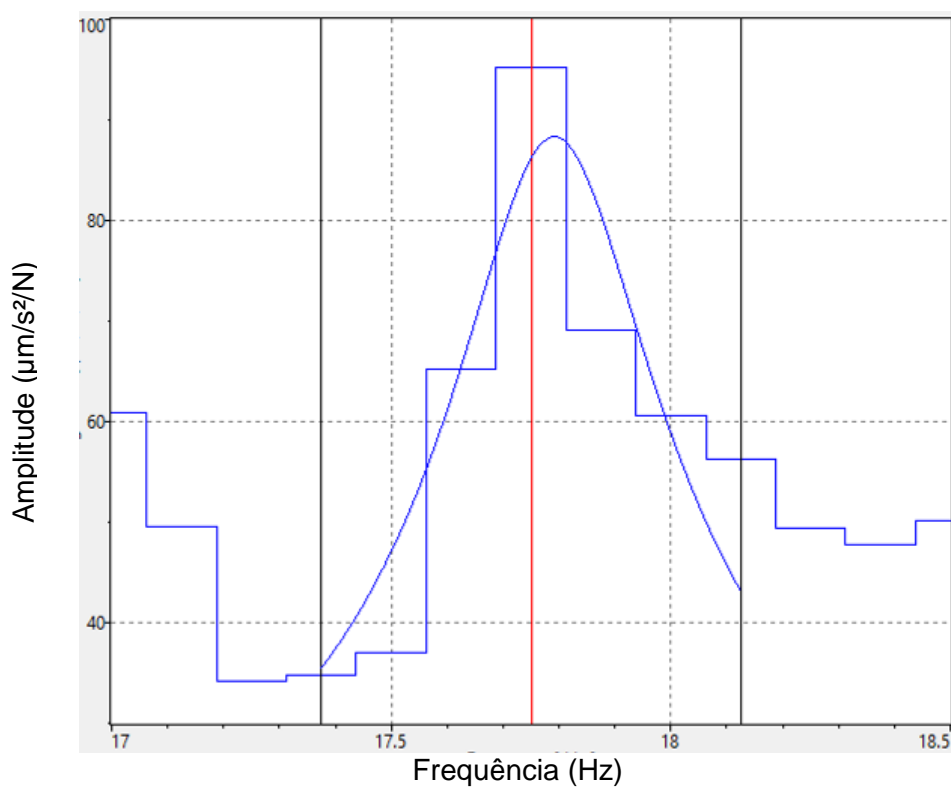


Figura 143 – Ensaio 3: Amortecimento do 2º modo de vibração vertical ( $\xi = 1,04\%$ ).

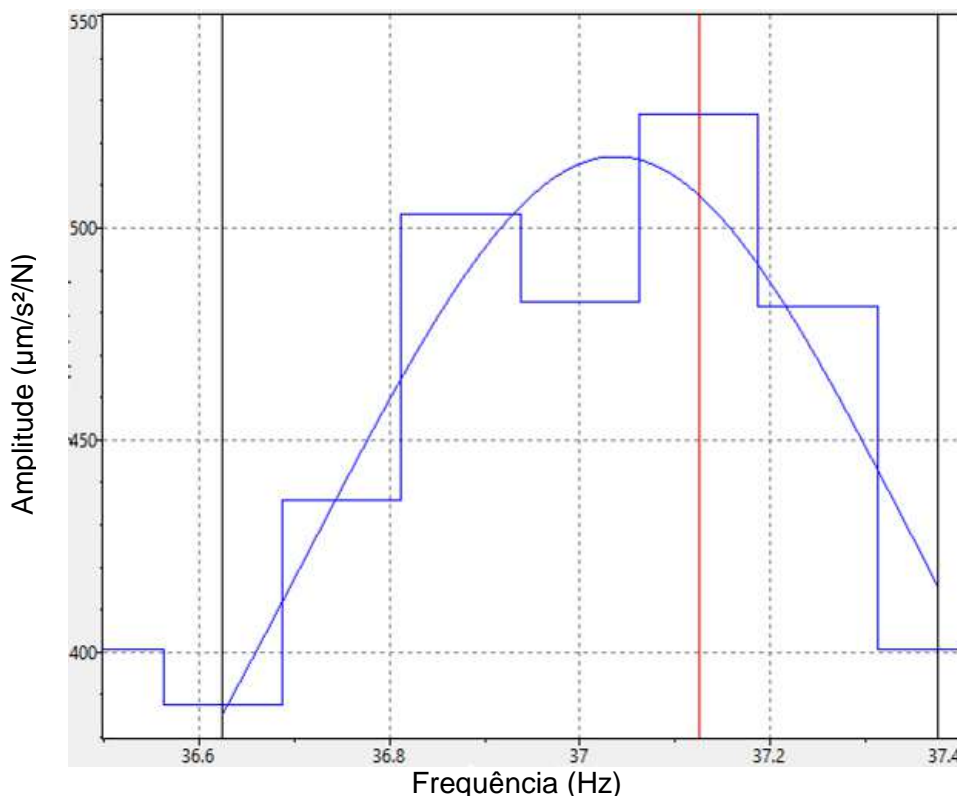


Figura 144 – Ensaio 3: Amortecimento do 3º modo de vibração vertical ( $\xi = 1,24\%$ ).

Para a obtenção da massa modal, alguns parâmetros devem ser obtidos a partir dos resultados experimentais, tais como a identificação dos picos de ressonância, valor máximo do pico da frequência, e amortecimento do modo de vibração (obtido pela largura da banda de 3 dB [124]). Com os valores destes parâmetros e a partir das Equações 5 e 6 [17] [124], a massa modal pode ser calculada como o inverso da constante modal no ponto de amplitude modal máxima. As massas modais obtidas para os ensaios experimentais para o primeiro e segundo modo de vibrações verticais são 33402 kg e 29529 kg, respectivamente. A massa modal do terceiro modo de vibração não foi obtida pelo fato de que este modo apresenta um pico de ressonância muito próximo a outros modos de vibração, caindo na restrição do método adotado para a obtenção das massas modais.

$$A_r = |H| \cdot \Omega_r^2 \cdot 2 \cdot \xi_r \quad (5)$$

$$m_r = \frac{1}{A_r} \quad (6)$$

Onde:

$A_r$  = Constante modal para o modo  $r$ ;

$|H|$  = Magnitude do modo (deslocamento/força);

$\Omega_r$  = frequência natural em rad/s do modo  $r$ ;

$\xi_r$  = amortecimento do modo  $r$ ;

$m_r$  = massa modal do modo  $r$ .

#### 5.6 Ensaio 4: excitação com Shaker e aquisição de dados: PDV 100 (janelamento hanning)

O Ensaio 4 foi executado no ponto 1 (1/4 do vão), utilizando o excitador *Shaker S 51140-M* (Figura 145) e o amplificador de potência *BAA 1000* (Figura 146). As velocidades no domínio do tempo foram medidas nos pontos 1 e 2 (1/4 e 1/2 do vão) utilizando-se do Sistema de Vibrometria à Laser *PDV 100 (Vibromêtro Digital Portátil)* da *Polytec*, veja Figura 147. Na Figura 148 é apresentado no que tange ao Ensaio 4, o esquema de ligação entre o *Shaker*, o amplificador de potência e o sistema de aquisição de dados com vibrometria a laser (*PDV 100*).



Figura 145 – Ensaio 4: Shaker (excitador de vibração do tipo TIRAvib – S 51140-M).



Figura 146 – Ensaio 4: Amplificador de Potência BAA 1000.



Figura 147 – Ensaio 4: PDV 100 (Vibromêtro Digital Portátil) da Polytec.



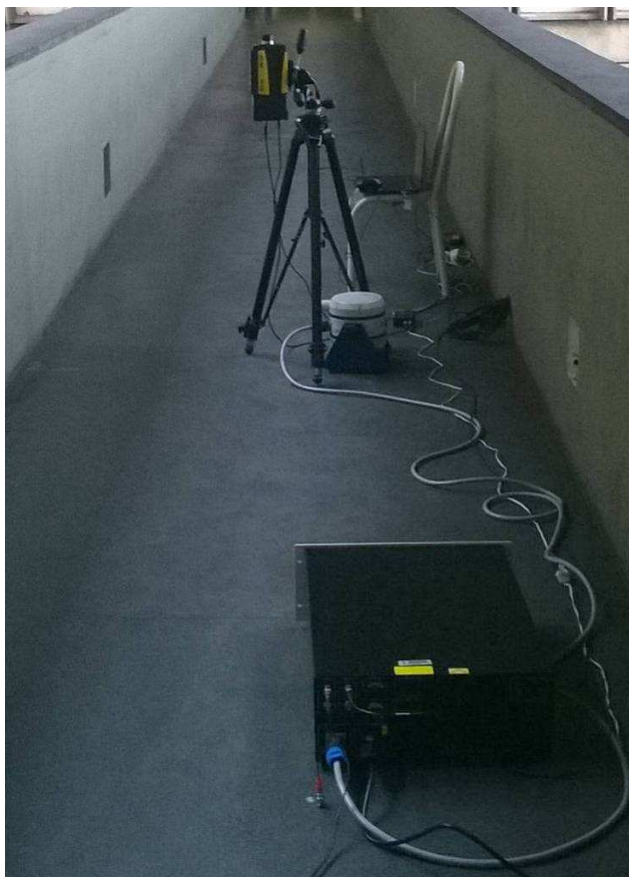


Figura 148 – Ensaio 4: Shaker, Amplificador e PDV 100.

O aplicativo *SGenerator*, conforme descrito no item 4.7.1, instalado no *iPad A1459* (veja Figura 149) foi utilizado para gerar ondas de sinais quadradas e acoplado ao amplificador de potência (*BAA 1000*) e ao excitador de vibração (*Shaker*) para o ensaio de vibração livre. As Figuras 150 a 153 apresentam as velocidades no domínio do tempo e as respostas FFT do sistema, obtidos pelo vibrômetro a laser (*PDV-100*).

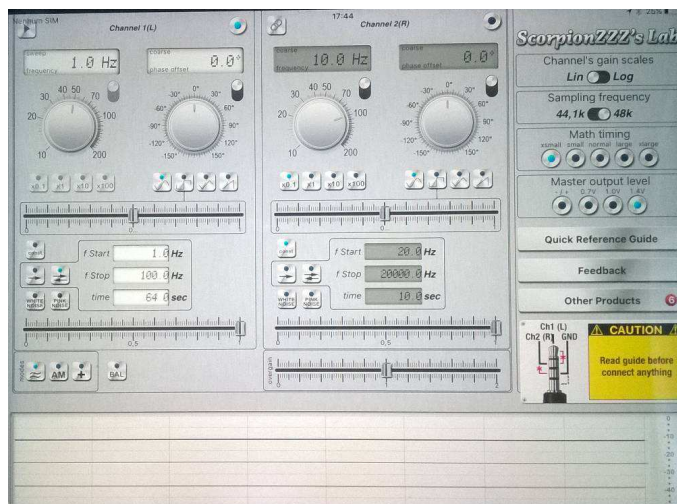


Figura 149 – Ensaio 4: aplicativo SGenerator, instalado no iPad A1459.



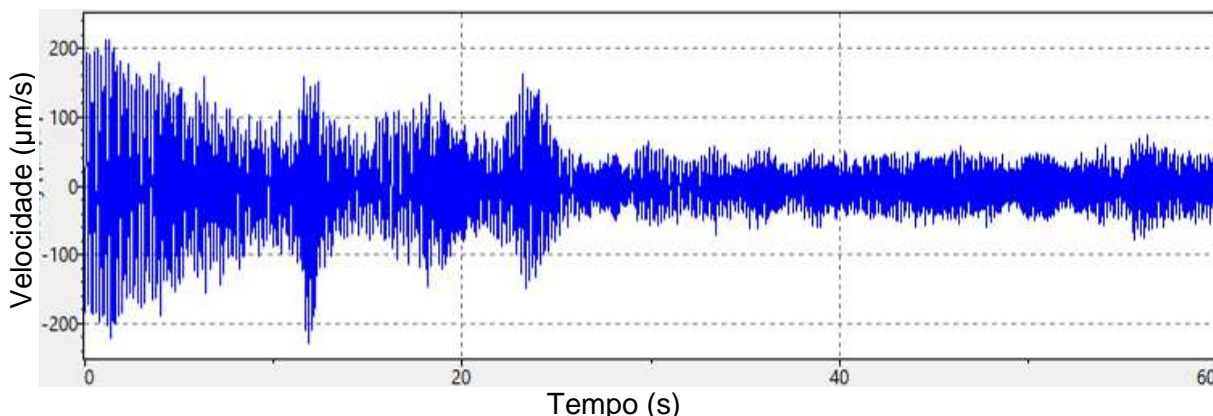


Figura 150 – Ensaio 4: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 1, excitação no ponto 1.

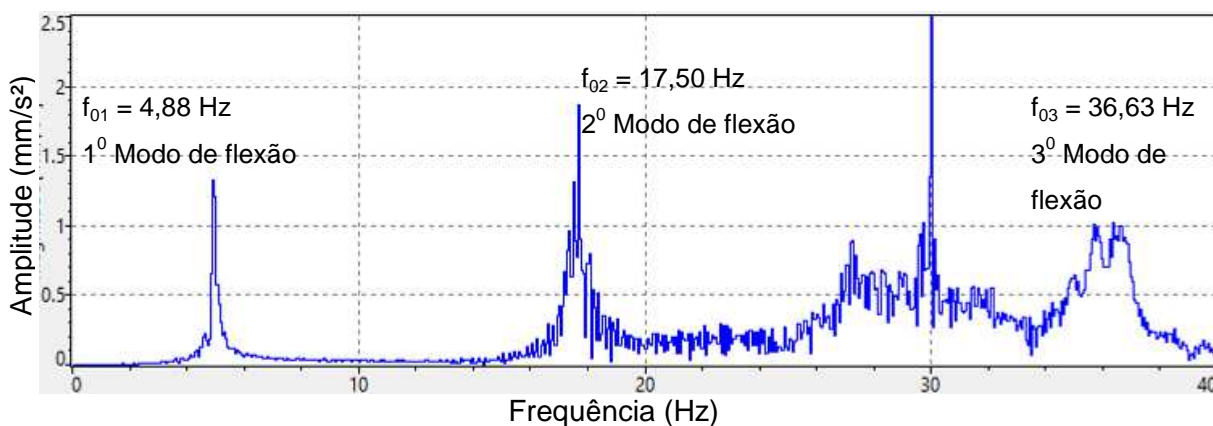


Figura 151 – Ensaio 4: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 1, excitação no ponto 1.

A partir da obtenção dos picos de frequências observados na Figura 151, os picos do primeiro e segundo modo de vibração obtiveram uma boa discretização, entretanto o terceiro modo de vibração vertical ainda não estava bem definido, sendo assim outro ensaio foi executado a fim de se observar melhor o terceiro modo de vibração.

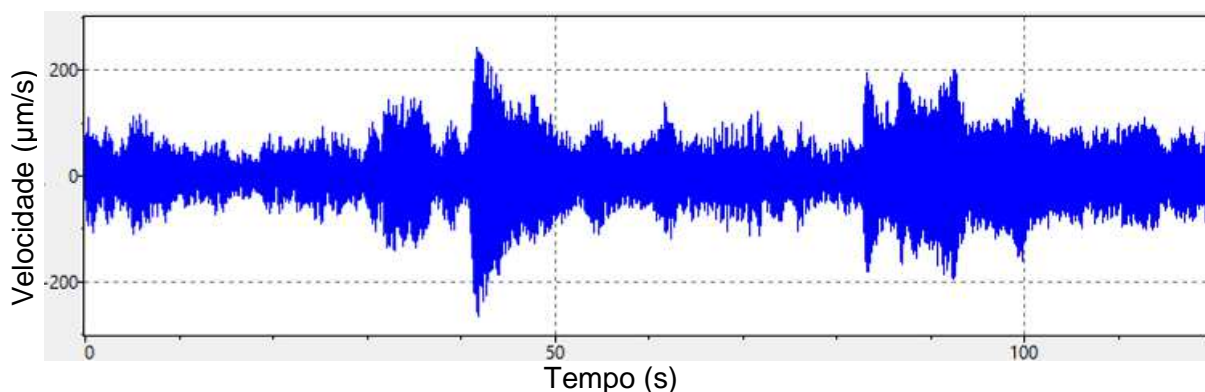


Figura 152 – Ensaio 4: Velocidade vertical da estrutura no domínio do tempo no ponto 2, excitação no ponto 1.

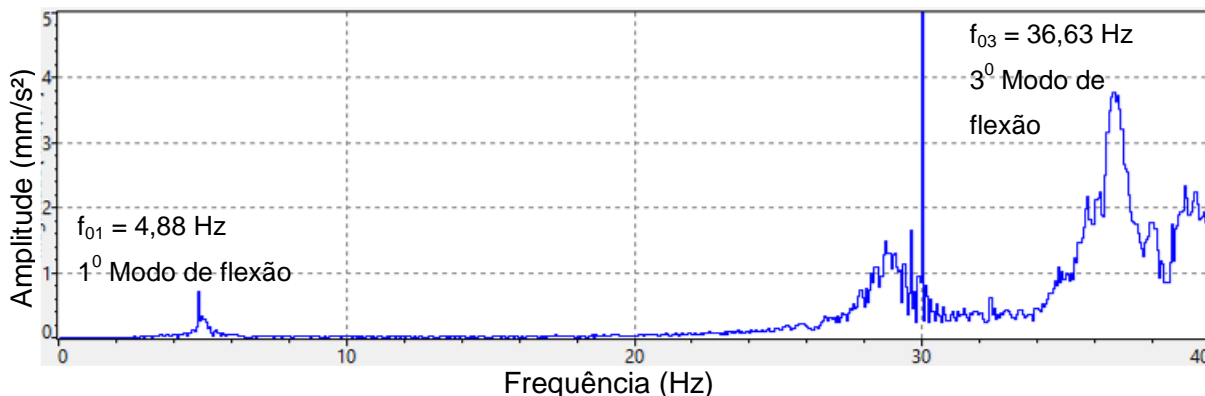


Figura 153 – Ensaio 4: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2, excitação no ponto 1.

Com base na análise dos resultados apresentados nas Figuras 151 e 153, podem ser verificados com nitidez três picos de frequência correspondentes a três modos verticais de vibração [ $f_{01} = 4,88$  Hz (Flexão);  $f_{02} = 17,50$  Hz (Flexão);  $f_{03} = 36,63$  Hz (Flexão)]. Observa-se que o segundo modo de vibração não fica evidenciado nas leituras observadas na Figura 153, devido ao espectro de resposta ser na metade do vão da estrutura, onde o valor da amplitude de oscilação do segundo modo de vibração é nulo. Todavia, percebe-se que o valor da amplitude de oscilação do primeiro modo é máximo neste ponto (Figura 96).

Os coeficientes de amortecimentos modais da estrutura relativos aos três primeiros modos de flexão foram obtidos pelo *software Polytec Vibrometer* com ensaios sem janelamento (ou janelamento retangular), com valores iguais a 1,80% (1º modo), 1,12% (2º modo) e 0,86% (3º modo) para os três primeiros modos de flexão. Em seguida, as Figuras 154 a 156 mostram a obtenção típica dos três modos de vibração.

#### 5.7 Ensaio 5: excitação com martelo de impacto Dytran e aquisição de dados: iPad A1459 (aplicativo Vibration)

Este ensaio de vibração livre foi realizado para demonstrar que mesmo utilizando acelerômetros de “baixa qualidade” (instalados em celulares e tablets) e um aplicativo de obtenção de sinais de vibração, podem-se obter as frequências principais de estruturas de interesse. A passarela estudada foi excitada através do impacto do martelo *Dytran* no ponto 2 (1/2 do vão) e obtido as acelerações no ponto 2 utilizando-se de um aplicativo *Vibration* instalado em um *iPad A1459*. As Figuras 157 a 159 apresentam as acelerações no domínio do tempo na direção x, y e z.

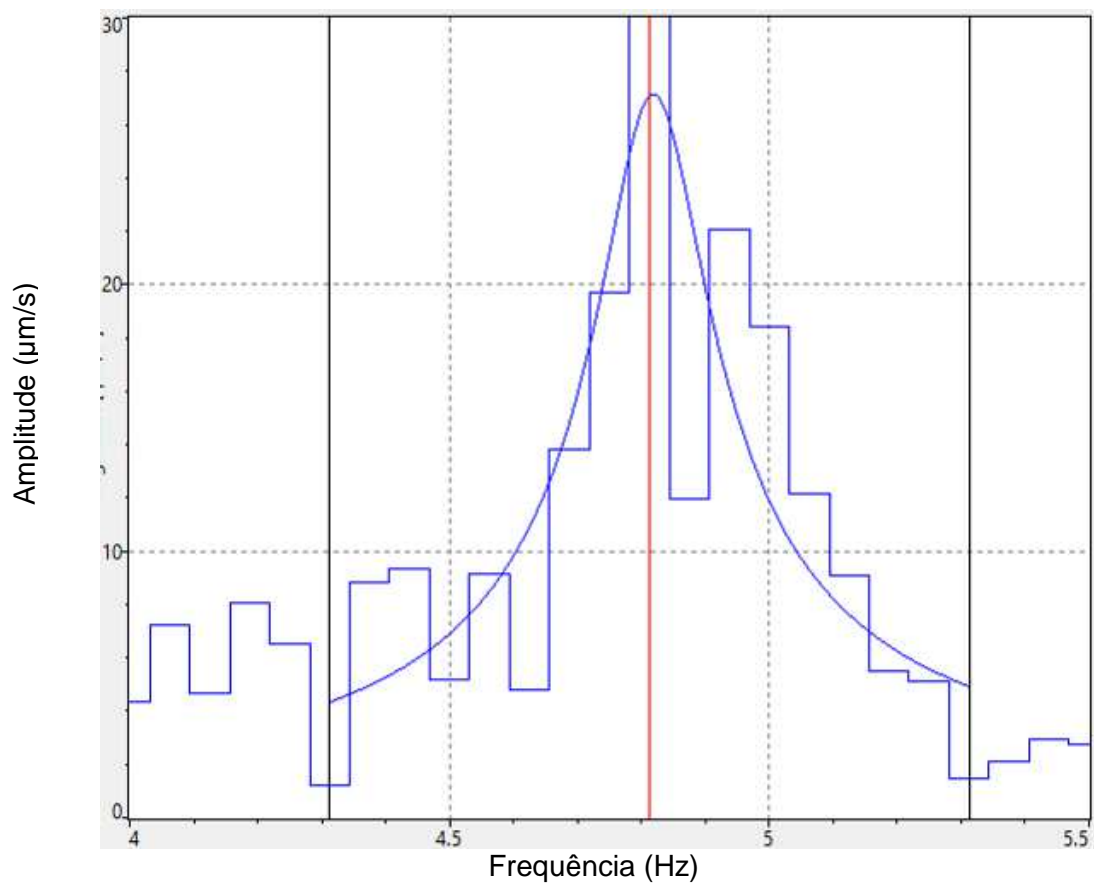


Figura 154 – Ensaio 4: Amortecimento do 1º modo de vibração vertical ( $\xi = 1,80\%$ ).

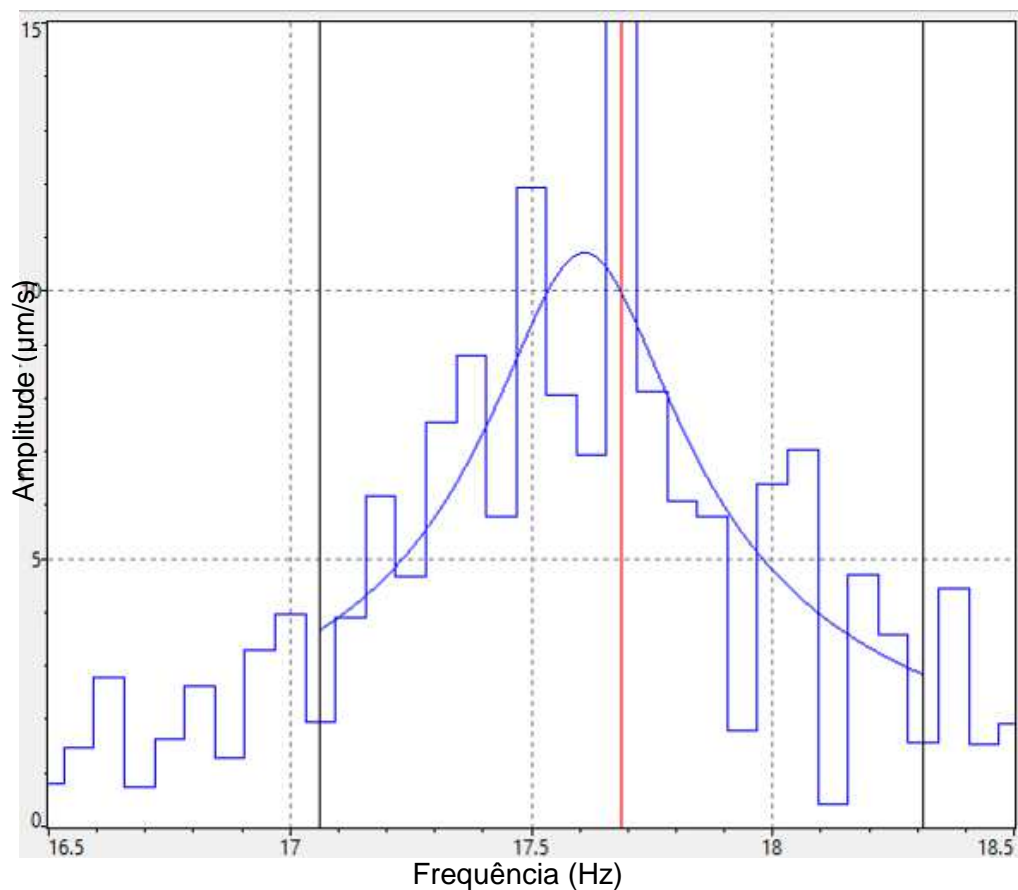


Figura 155 – Ensaio 4: Amortecimento do 2º modo de vibração vertical ( $\xi = 1,12\%$ ).

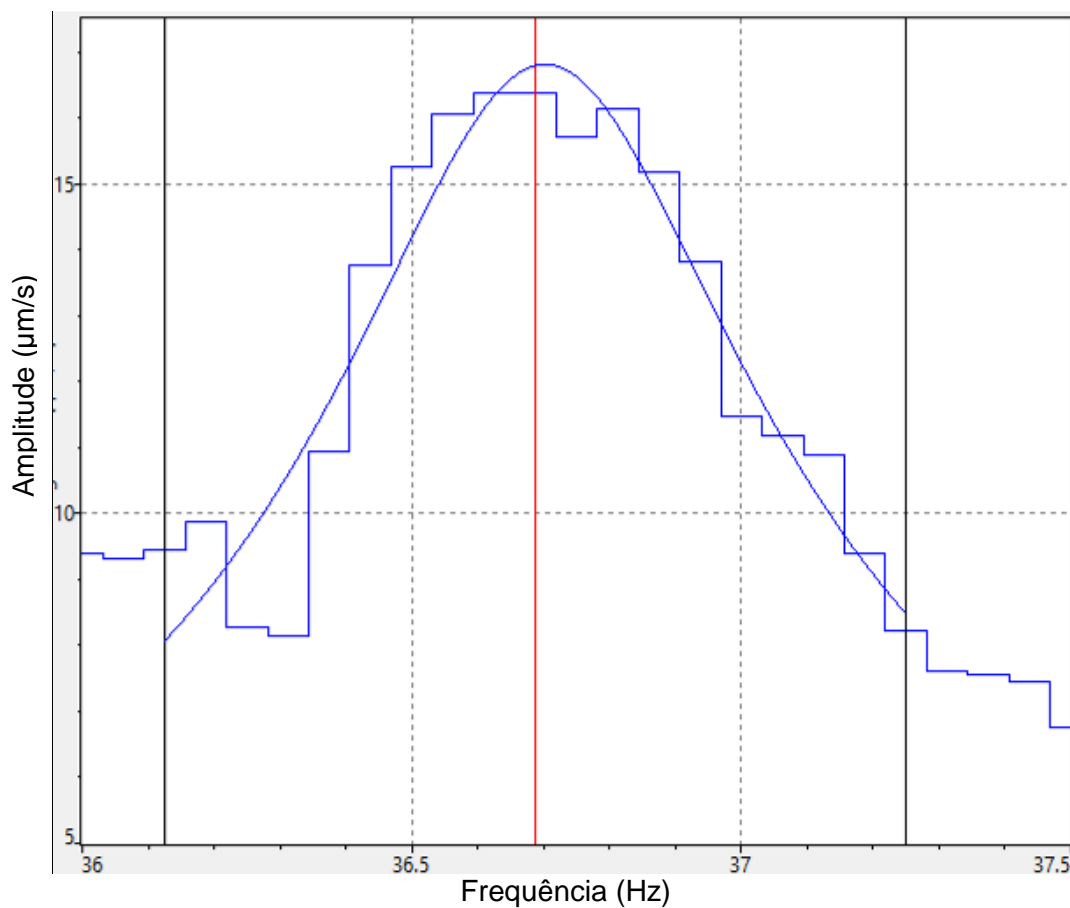


Figura 156 – Ensaio 4: Amortecimento do 3º modo de vibração vertical ( $\xi = 0,86\%$ ).

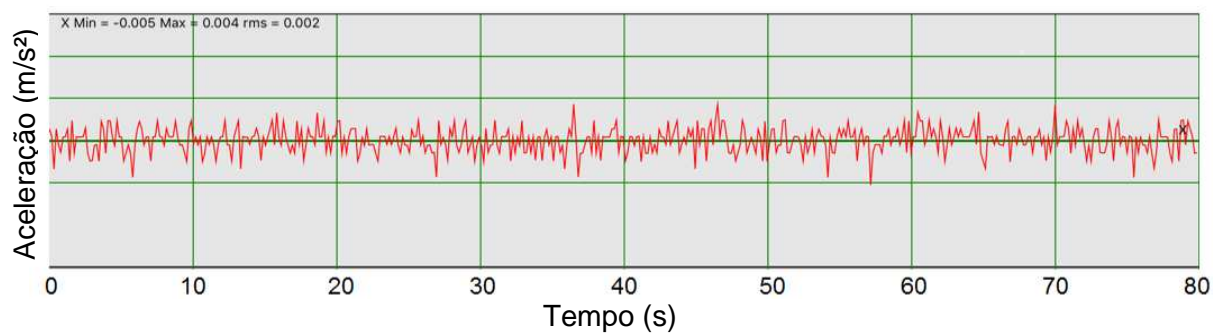


Figura 157 – Ensaio 5: Aceleração da estrutura no domínio do tempo no ponto 2 (direção x).

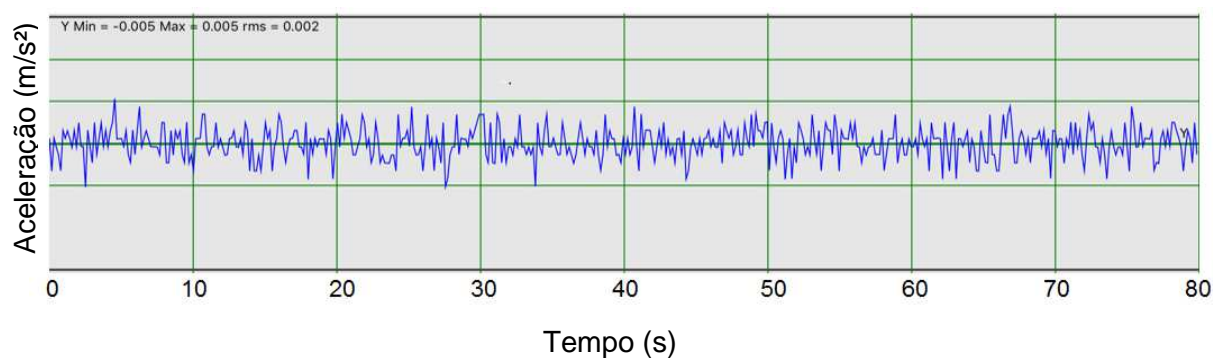


Figura 158 – Ensaio 5: Aceleração da estrutura no domínio do tempo no ponto 2 (direção y).

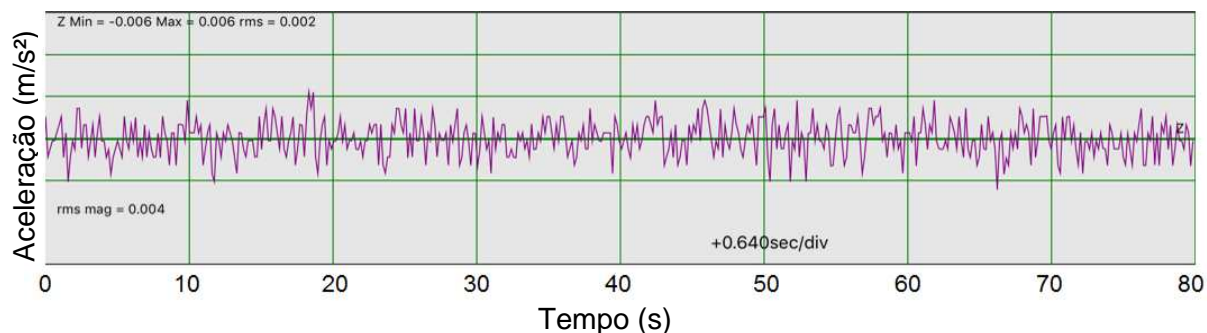


Figura 159 – Ensaio 5: Aceleração da estrutura no domínio do tempo no ponto 2 (direção z).

A partir das acelerações nas três direções (x, y e z) da estrutura estudada no domínio do tempo, o aplicativo *Vibration* calcula a Transformada Rápida de Fourier (FFT) apresentada pela Figura 160.

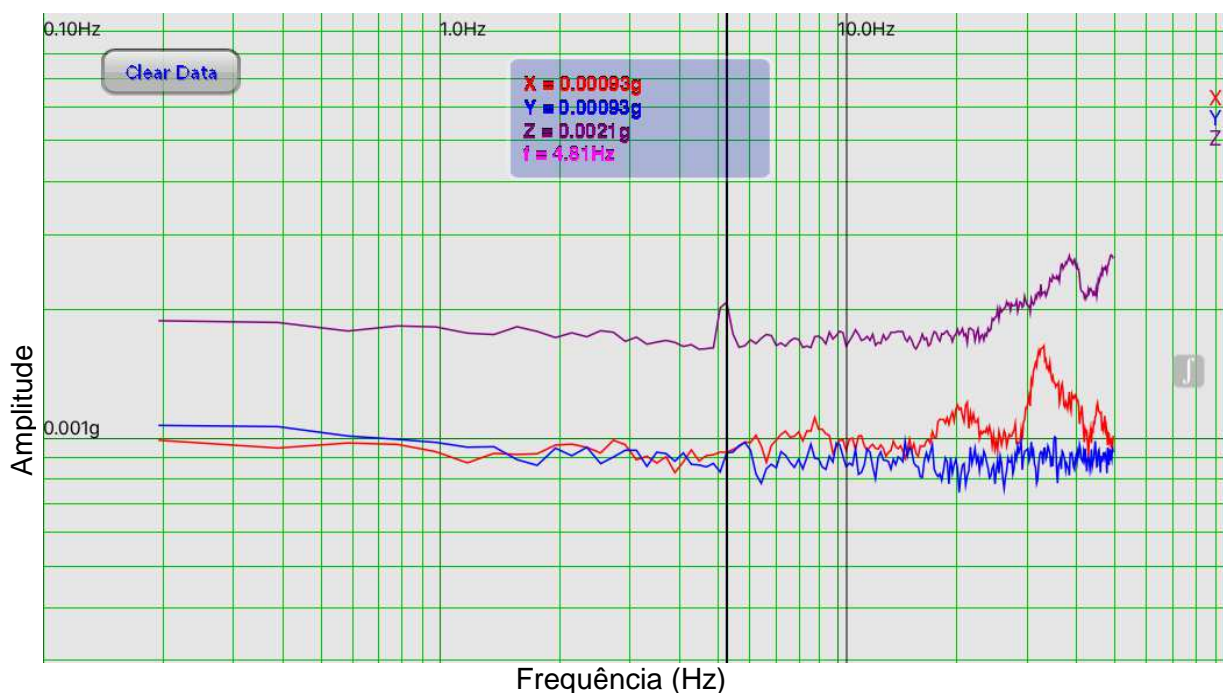


Figura 160 – Ensaio 5: Espectro de resposta da vibração da estrutura no ponto 2.

Os resultados apresentados na Figura 160, demonstram que mesmo com acelerômetros de “baixa qualidade”, o primeiro pico de vibração vertical está bem apresentado com valor de frequência de 4,81 Hz [ $f_{01} = 4,81$  Hz (Flexão)], bem próximo dos valores demonstrados anteriormente com equipamentos mais sofisticados, mostrando que estes equipamentos podem ser utilizados como uma boa alternativa para ensaios sem muita precisão de valores de pico de frequência.

## 5.8 Resultados Modais Obtidos Experimentalmente

O resumo das frequências naturais de vibração da passarela de pedestres, obtidas via monitoração experimental dinâmica dos ensaios demonstrados anteriormente, encontram-se resumidos e apresentados na Tabela 9.

Tabela 9: Valores das frequências naturais obtidas experimentalmente.

Ensaio		Modo de Vibração	Frequências Naturais (Hz)	Características do Modo de Vibração
1	Excitação Humana e Aquisição de dados: ADS2002	$f_{01}$	4,90	1 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
		$f_{02}$	17,63	2 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
		$f_{03}$	36,33	3 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
2	Excitação com Martelo de Impacto Dytran (borracha vermelha) e Aquisição de dados: PDV 100 (Janelamento Retangular)	$f_{01}$	4,75 a 5,00	1 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
		$f_{02}$	14,75 a 17,63	2 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
		$f_{03}$	35,25 a 37,63	3 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
3	Excitação com Martelo de Impacto Dytran (borracha vermelha) e Aquisição de dados: PDV 100 (Janelamento Hanning)	$f_{01}$	4,88	1 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
		$f_{02}$	17,75	2 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
		$f_{03}$	36,25	3 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
4	Excitação com Shaker e Aquisição de dados: PDV 100 (Janelamento Hanning)	$f_{01}$	4,88	1 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
		$f_{02}$	17,50	2 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
		$f_{03}$	36,63	3 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
5	Excitação com Martelo de Impacto Dytran e Aquisição de dados: iPad A1459 (aplicativo Vibration)	$f_{01}$	4,81	1 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
		$f_{02}$	Não obtido	2 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical
		$f_{03}$	Não obtido	3 <sup>o</sup> Modo de vibração com flexão vertical

As frequências naturais obtidas experimentalmente para os cinco casos estudados foram apresentados pela tabela acima. Podemos observar que quantitativamente os valores das frequências para os modos verticais da estrutura estão muito próximos quando comparados entre si, com valores diferentes na primeira e segunda casa decimal em todos os modos de vibração, mostrando a validação dos testes experimentais com a realidade da estrutura estudada.

Os coeficientes de amortecimento foram obtidos via monitoração experimental dinâmica dos ensaios demonstrados anteriormente e encontram-se resumidos e apresentados na Tabela 10. Ressalta-se que os amortecimentos dos ensaios experimentais 2 e 5 não foram obtidos, pois o Ensaio 2 não apresentou valores adequados de coerência nas FRFs e o Ensaio 5 foi realizado, de forma simplista, mediante o emprego de um tablet, com base em um acelerômetro de baixa qualidade. O amortecimento crítico pode ser calculado no domínio do tempo, através do método do decremento logarítmico (Ensaio 1), filtrando-se os respectivos modos de vibração, e no domínio da frequência através do método “*3db Bandwidth*” [125] (Ensaio 3 e 4), de acordo com a Equação (7). Esta equação é válida para  $\xi < 0,1$  [125]. A frequência superior ( $f_s$ ) e inferior ( $f_i$ ) é definida onde a metade do valor máximo do pico ao quadrado ocorre (ou 3db), “ $f_d$ ” corresponde à frequência natural amortecida. Nos Ensaios 3 e 4, o amortecimento crítico correspondente aos modos de vibração foram obtidos através da ferramenta “*Band Cursor*” (parâmetro “zeta”) disponível no software (*Polytec Vibrometer Software*), de modo que uma curva seja ajustada aos picos dos modos de vibração.

$$\xi = \frac{f_s - f_i}{2 f_d} \quad (7)$$

Observa-se com base nos resultados fornecidos pela Tabela 10 que os coeficientes de amortecimento da estrutura foram obtidos experimentalmente com valores muito próximos, em todos os ensaios, entretanto, deve-se ressaltar que os valores dos coeficientes de amortecimento estrutural obtidos com base do sistema *ADS 2002* devem ser considerados mais confiáveis do que aqueles obtidos a partir do uso do sistema *PDV 100*. Tal fato se explica devido à forma de obtenção das velocidades do movimento do sistema estrutural, via sistema *PDV 100*, através do efeito Doppler (ver item 5.3), pois se torna difícil para o autor garantir que a estrutura de referência estava em total repouso no momento exato da medição.



Tabela 10: Taxas de amortecimento obtidas experimentalmente.

Ensaio		Coeficiente de Amortecimento (%)		Características do Modo de Vibração (flexão vertical)
1	Excitação Humana e Aquisição de dados: ADS2002	$\xi_{01}$	1,80	1 <sup>o</sup> Modo
		$\xi_{02}$	1,15	2 <sup>o</sup> Modo
		$\xi_{03}$	1,02	3 <sup>o</sup> Modo
3	Excitação com Martelo de Impacto Dytran (borracha vermelha) e Aquisição de dados: PDV 100	$\xi_{01}$	1,55	1 <sup>o</sup> Modo
		$\xi_{02}$	1,04	2 <sup>o</sup> Modo
		$\xi_{03}$	1,24	3 <sup>o</sup> Modo
4	Excitação com Shaker e Aquisição de dados: PDV 100	$\xi_{01}$	1,80	1 <sup>o</sup> Modo
		$\xi_{02}$	1,12	2 <sup>o</sup> Modo
		$\xi_{03}$	0,86	3 <sup>o</sup> Modo

### 5.9 Considerações do capítulo

A partir das duas estratégias empregadas para a monitoração experimental dinâmica de estruturas: SIMO e SISO foram identificados às três frequências naturais da passarela, correspondentes aos modos de vibração verticais, obtidos dos testes experimentais realizados para as cinco situações investigadas, e comparados entre si com diferenças apenas na primeira e segunda casa decimal. Cabe ressaltar, a concordância entre os valores das frequências naturais obtidos experimentalmente indicando uma boa validação dos testes experimentais.

Os coeficientes de amortecimento foram obtidos experimentalmente, utilizando-se o decremento logaritmo e o método “*3db Bandwidth*” [125], apresentando valores muito próximos, em todos os ensaios realizados. Ressalta-se que os valores obtidos com base do sistema *ADS 2002* devem ser considerados mais confiáveis do que aqueles obtidos a partir do uso do sistema *PDV 100*. Tal fato se explica devido à forma de obtenção das velocidades do movimento via sistema *PDV 100* (efeito Doppler) pois se torna difícil para o autor garantir que a estrutura de referência estava em total repouso no momento exato da medição. Os valores das massas modais experimentais da estrutura foram obtidos utilizando se o método de obtenção dos picos (*Peak-picking method*), no que tange ao primeiro e o segundo modos de vibração do sistema.

## 6 CALIBRAÇÃO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS E MODOS DE VIBRAÇÃO

### 6.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é feita a calibração numérica dos autovalores (frequências naturais) e dos autovetores (modos de vibração), referentes ao modelo estrutural investigado no presente trabalho, com os resultados experimentais obtidos no capítulo anterior. O problema de autovalor, associado a uma análise de vibração livre, é resolvido a partir do programa computacional ANSYS [118]. O objetivo consiste em identificar as frequências naturais do modelo computacional e seus respectivos modos de vibração com as propriedades reais da estrutura. Após a análise de autovalores e autovetores do modelo numérico em elementos finitos (MEF), será descrito qual a diferença do modelo calibrado com os resultados experimentais obtidos.

### 6.2 Análise das frequências naturais do modelo em elementos finitos (Autovalores)

Através das análises de vibração livre do modelo calibrado, utilizando-se o programa computacional ANSYS [118], foram obtidos os valores das frequências naturais (autovalores) e os respectivos modos de vibração (autovetores). A Tabela 11 apresenta os valores das dez primeiras frequências naturais da estrutura, incluindo as três primeiras frequências com predominância da flexão vertical do tabuleiro que serão comparadas aos ensaios experimentais no decorrer deste capítulo. As frequências naturais são de extrema importância para este estudo, uma vez que se objetiva analisar a questão do conforto humano e da resposta da estrutura quando aplicamos um carregamento dinâmico devido à caminhada de pedestres, pois a frequência natural fundamental da passarela encontra-se na faixa de frequência do caminhar humano.

A partir dos resultados do modelo numérico apresentados pela Tabela 11, observa-se que as principais frequências naturais deste modelo, para o devido estudo, foram à primeira com valor de 4,90 Hz associado ao primeiro modo de vibração vertical do tabuleiro, a quarta com valor de 15,92 Hz associado ao segundo modo de vibração vertical do tabuleiro e a sétima com valor de 32,15 Hz associado ao terceiro modo de vibração vertical do tabuleiro.

Tabela 11: Frequências naturais do modelo em elementos finitos.

Frequências Naturais (Hz)		Modos de Vibração	
$f_{01}$	4,90	Modo 1	1º Modo de flexão vertical do tabuleiro
$f_{02}$	8,43	Modo 2	1º Modo de torção das vigas
$f_{03}$	13,93	Modo 3	1º Modo de torção do tabuleiro
$f_{04}$	15,92	Modo 4	2º Modo de flexão vertical do tabuleiro
$f_{05}$	18,91	Modo 5	2º Modo de torção das vigas
$f_{06}$	31,08	Modo 6	3º Modo de torção das vigas
$f_{07}$	32,15	Modo 7	3º Modo de flexão vertical do tabuleiro
$f_{08}$	32,42	Modo 8	2º Modo de torção do tabuleiro
$f_{09}$	42,32	Modo 9	4º Modo de torção das vigas
$f_{10}$	49,24	Modo 10	4º Modo de flexão vertical do tabuleiro

Comparando os resultados obtidos a partir do modelo calibrado com as recomendações de projeto pela norma Eurocode 5 [127], observou-se que, com relação à vibração vertical, seria necessária uma análise das acelerações da estrutura, pois a primeira frequência natural vertical está abaixo de 5,0 Hz. Em nível de vibração transversal horizontal a norma [127] recomenda que não seja necessária uma análise das acelerações, devido os valores das primeiras frequências transversais horizontais estarem acima de 2,5 Hz. Em nível de vibração longitudinal a norma não faz recomendações.

### 6.3 Análise dos modos de vibração do modelo numérico (Autovetores)

Nas Figuras 161 a 170 são apresentadas as dez primeiras formas modais referentes ao Modelo calibrado, correspondentes às dez primeiras frequências naturais da estrutura descritas quantitativamente e qualitativamente pela Tabela 11.

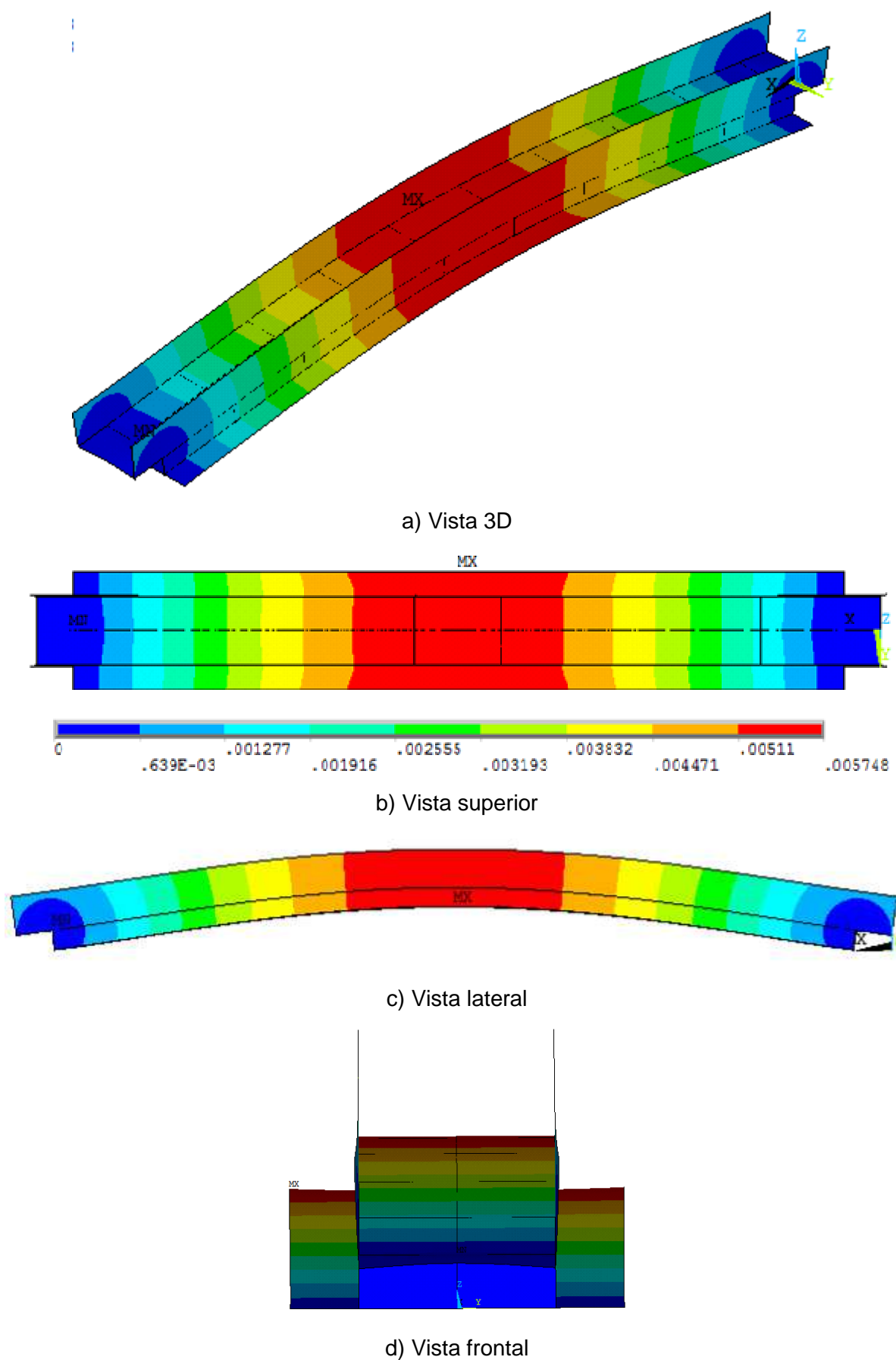


Figura 161 – Modos de vibração do modelo relativo à 1ª frequência natural  $f_{01}$ : 4,90 Hz.

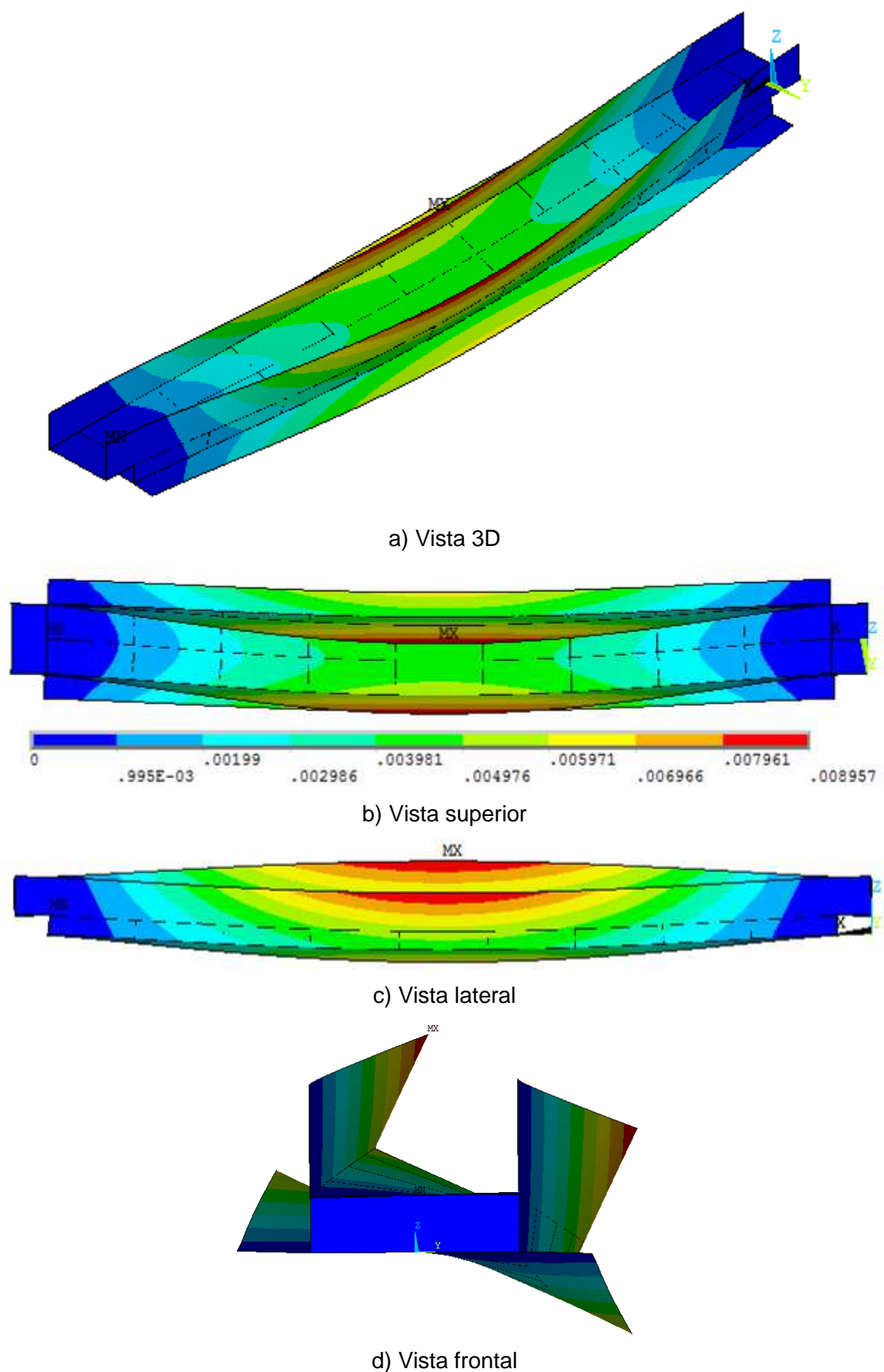


Figura 162 – Modos de vibração do modelo relativo à 2ª frequência natural  $f_{02}$ : 8,43 Hz.

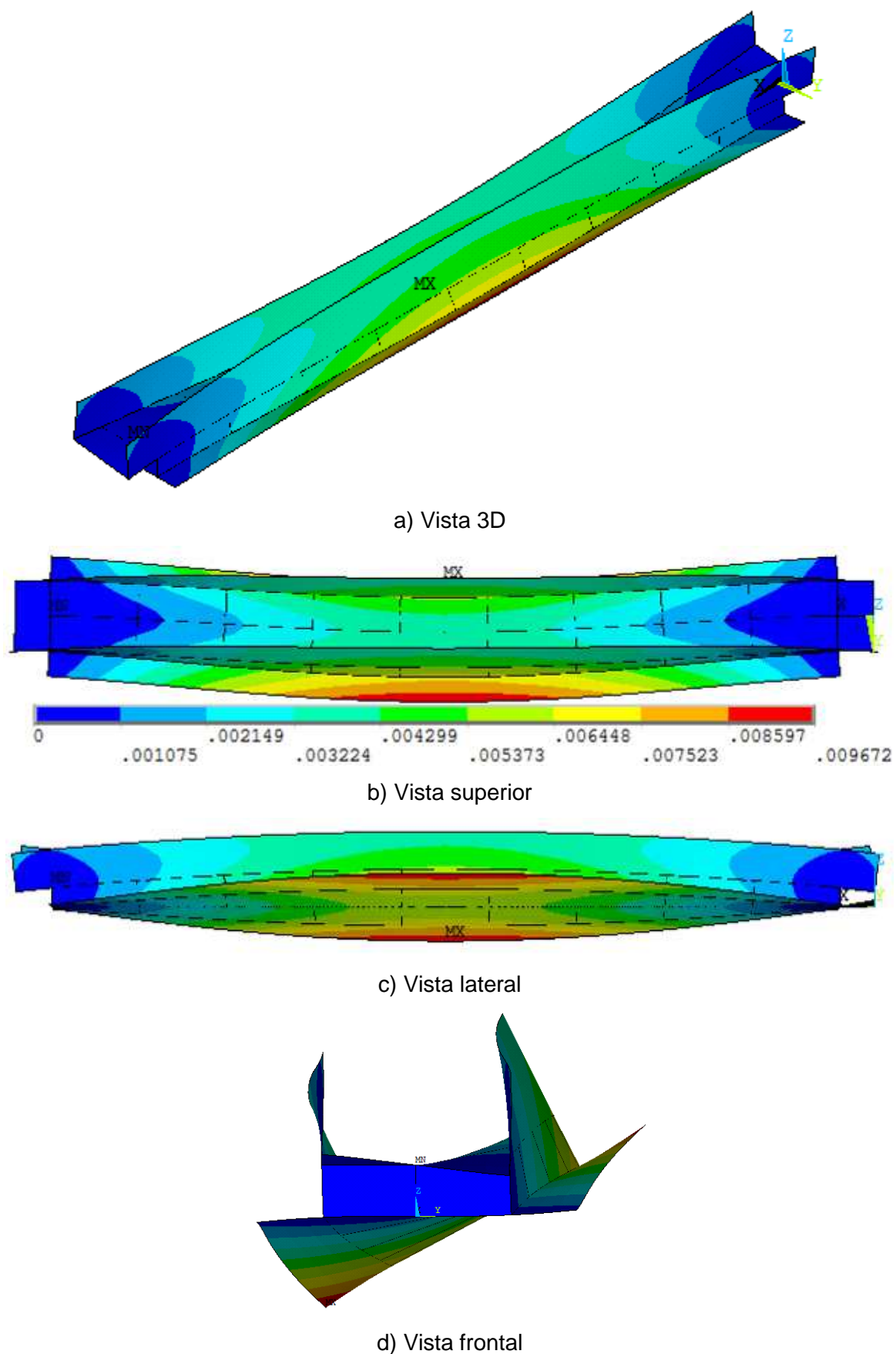


Figura 163 – Modos de vibração do modelo relativo à 3ª frequência natural  $f_{03}$ : 13,93 Hz.

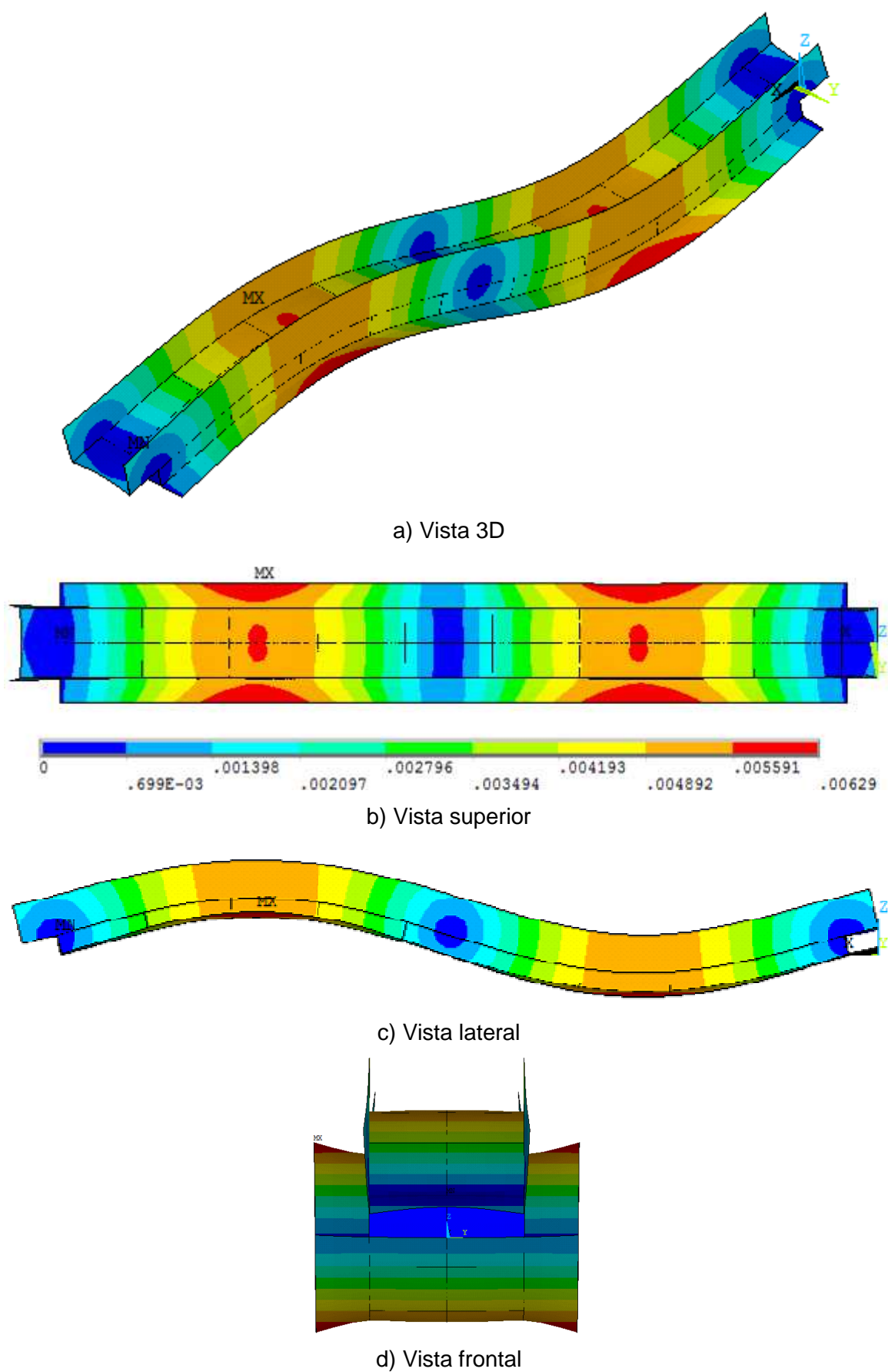


Figura 164 – Modos de vibração do modelo relativo à 4ª frequência natural  $f_{04}$ : 15,92 Hz.



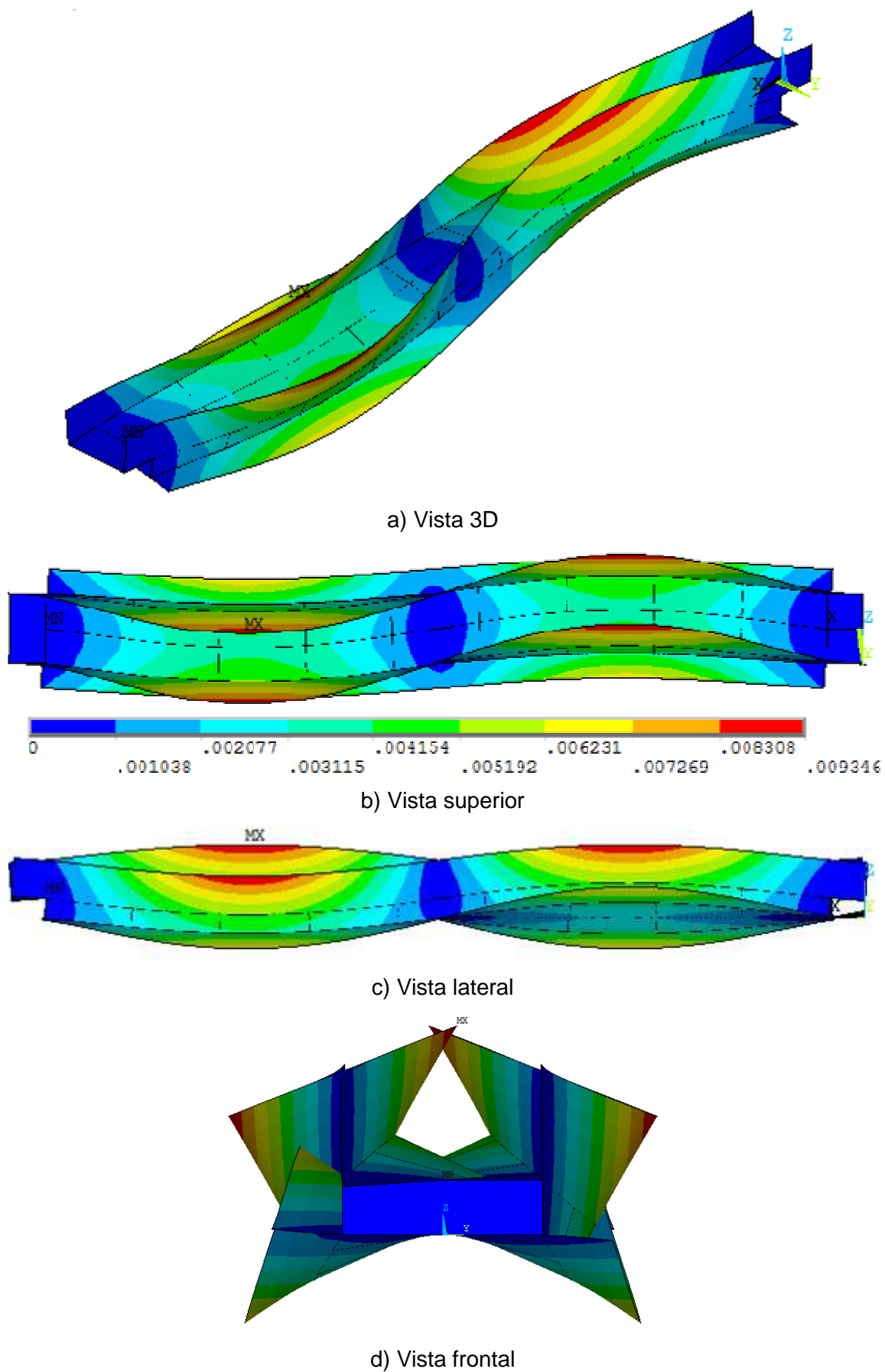


Figura 165 – Modos de vibração do modelo relativo à 5ª frequência natural  $f_{05}$ : 18,91 Hz.

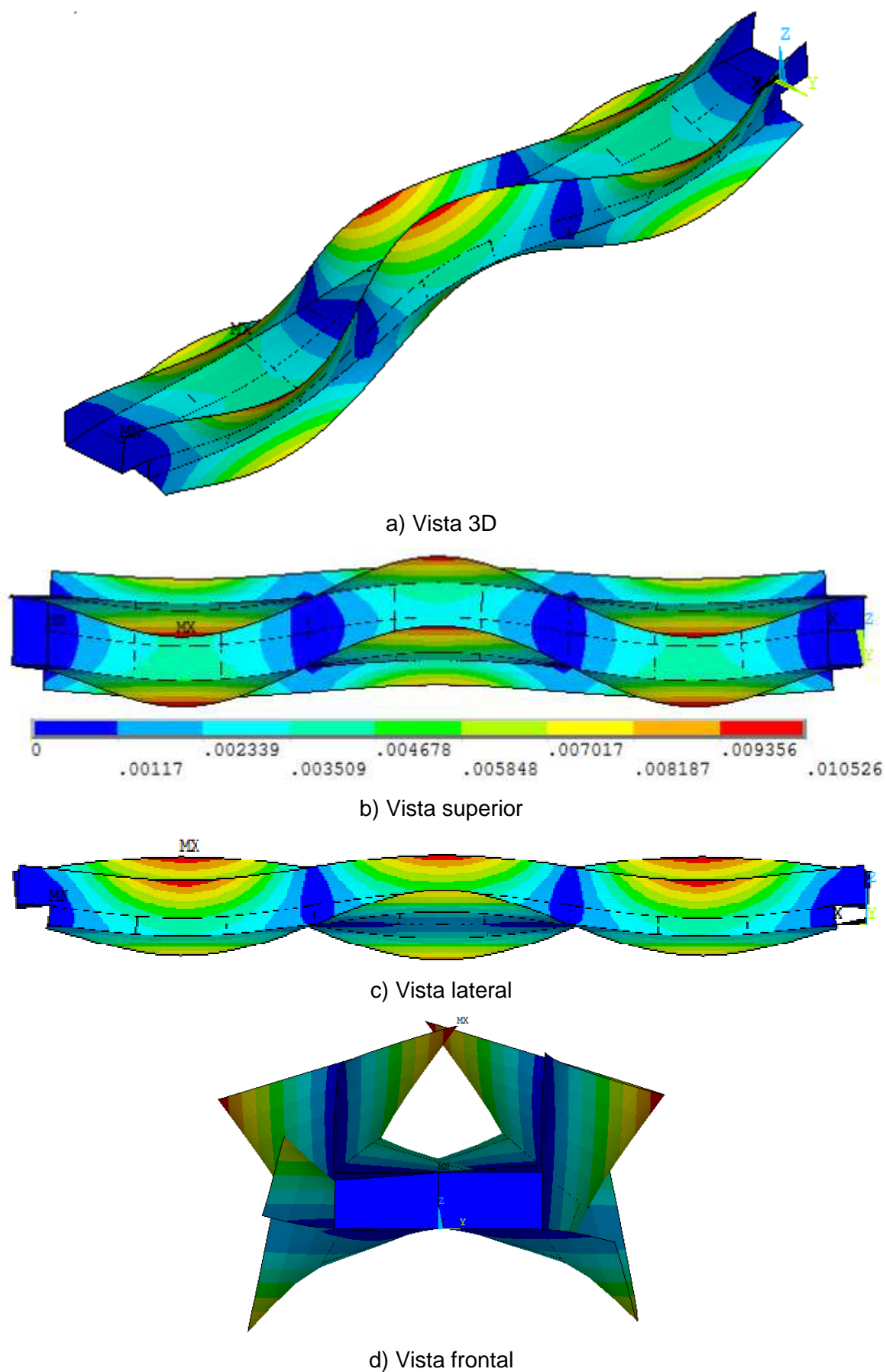


Figura 166 – Modos de vibração do modelo relativo à 6ª frequência natural  $f_{06}$ : 31,08 Hz.

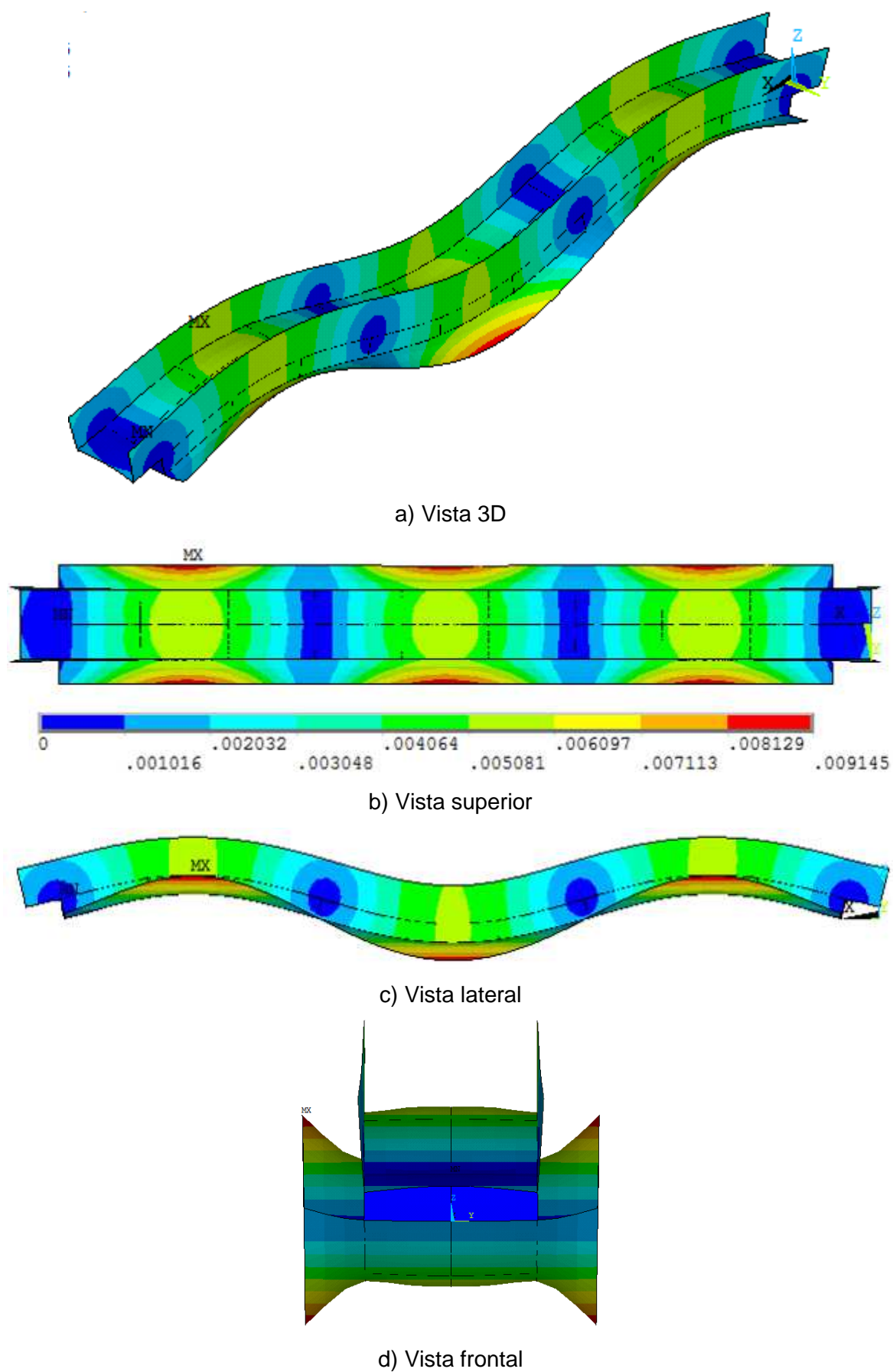
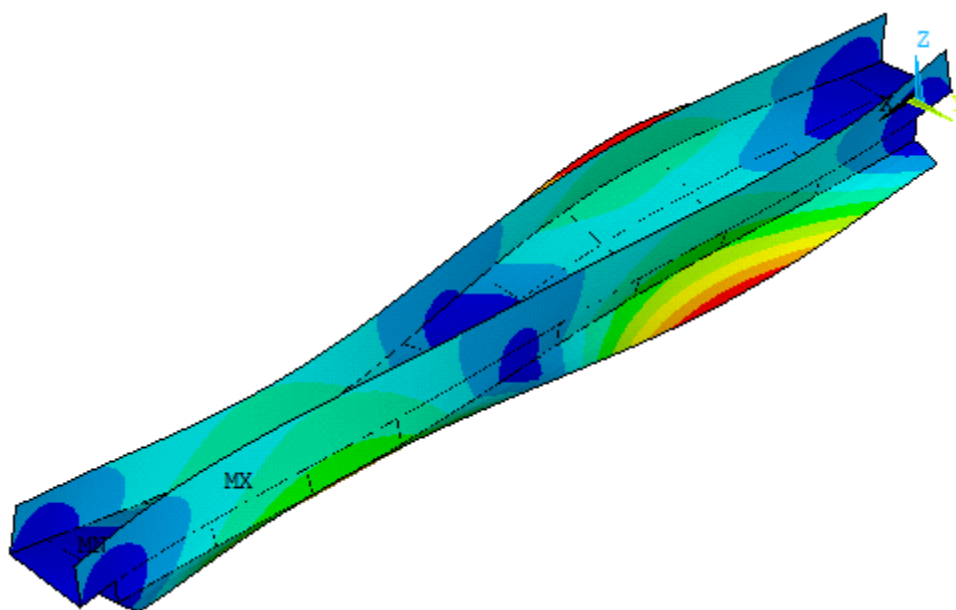
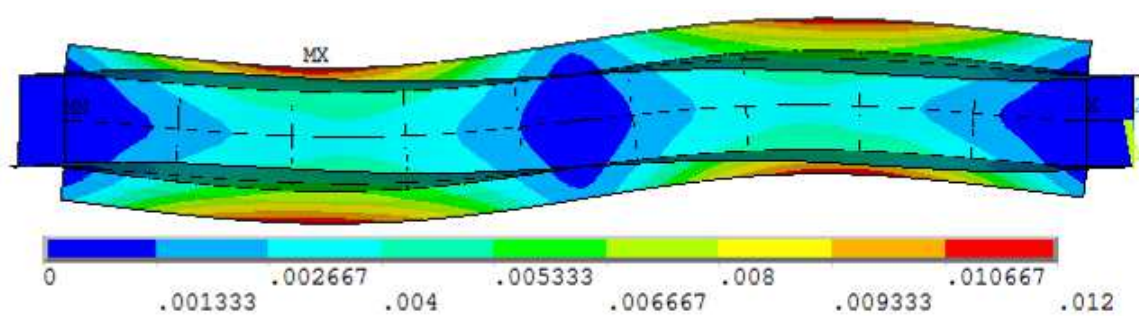


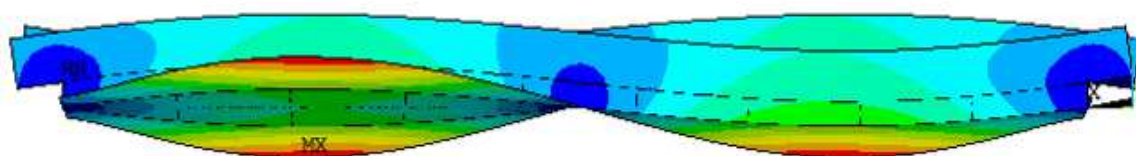
Figura 167 – Modos de vibração do modelo relativo à 7ª frequência natural  $f_{07}$ : 32,15 Hz.



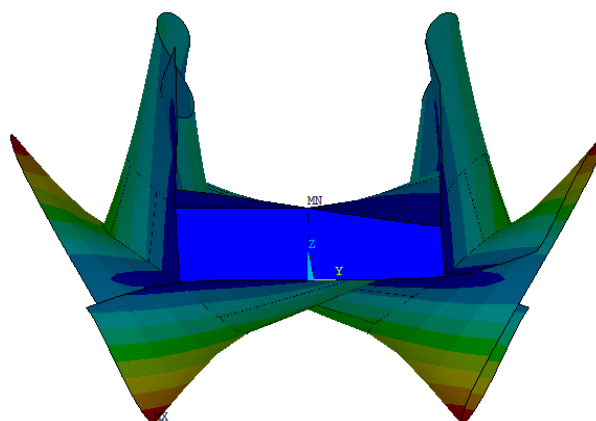
a) Vista 3D



b) Vista superior



c) Vista lateral



d) Vista frontal

Figura 168 – Modos de vibração do modelo relativo à 8ª frequência natural  $f_{08}$ : 32,42 Hz.

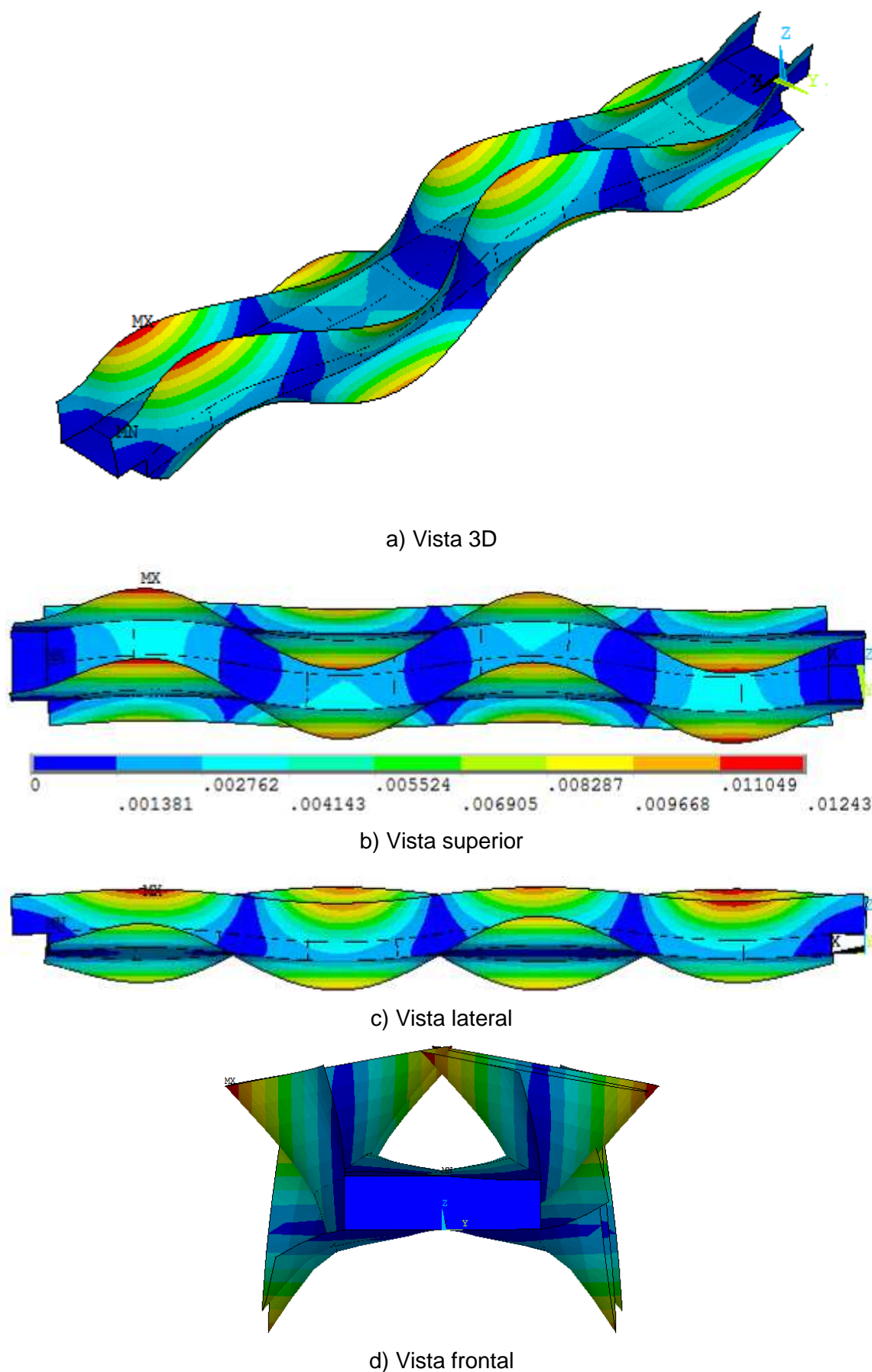


Figura 169 – Modos de vibração do modelo relativo à 9ª frequência natural  $f_{09}$ : 42,32 Hz.



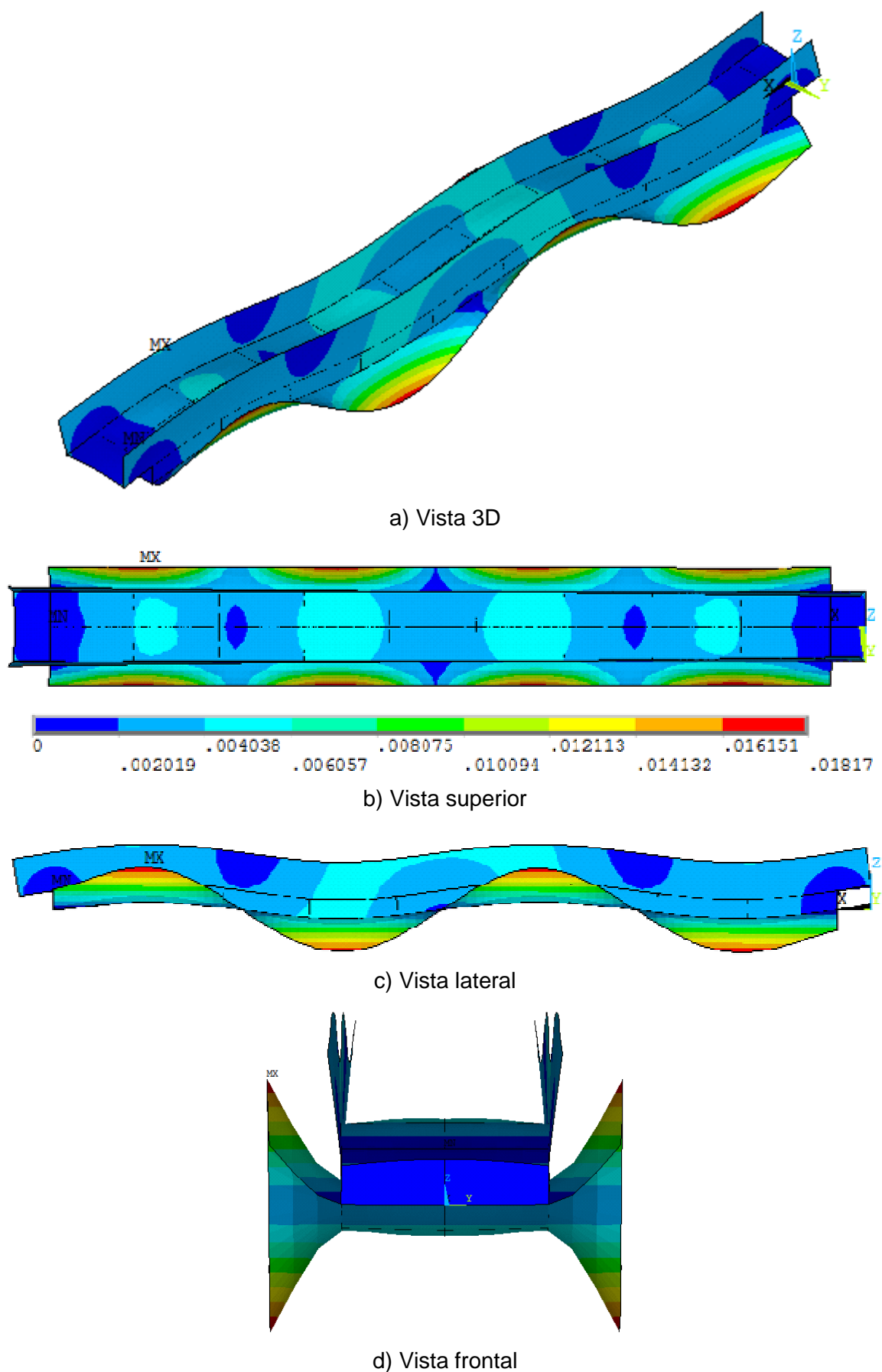


Figura 170 – Modos de vibração do modelo relativo à 10ª frequência natural  $f_{10}$ : 49,24 Hz.

Observa-se a partir das Figuras 161 a 170 que entre os dez primeiros modos de vibração da estrutura, ocorre uma predominância dos modos de flexão e torção do tabuleiro e de torção das vigas laterais. O primeiro modo apresenta predominância do primeiro modo de vibração vertical da passarela com intensidade no meio do vão, na direção do eixo z. No segundo modo, percebe-se predominância de primeiro modo de torção das vigas laterais da passarela com intensidade no topo e no meio do vão das vigas, na direção do eixo y. O terceiro modo de vibração apresenta predominância do primeiro modo de torção do tabuleiro da passarela com intensidade no meio do vão, na direção do eixo y. O quarto modo de vibração apresenta predominância do segundo modo de vibração vertical da passarela com intensidade máximo no 1/4 e 3/4 do vão da estrutura, na direção do eixo z. O quinto modo de vibração apresenta predominância do segundo modo de torção das vigas laterais da passarela com intensidade no topo e no 1/4 e 3/4 do vão das vigas, na direção do eixo y. O sexto modo de vibração apresenta predominância do terceiro modo de torção das vigas laterais da passarela com intensidade no topo e no 1/6, 1/2 e 5/6 do vão das vigas, na direção do eixo y. O sétimo modo de vibração apresenta predominância do terceiro modo de vibração vertical da passarela com intensidade máximo no 1/6, 1/2 e 5/6 do vão da estrutura, na direção do eixo z. O oitavo modo de vibração apresenta predominância do segundo modo de torção do tabuleiro da passarela com intensidade no 1/4 e 3/4 do vão, na direção do eixo y. O nono modo de vibração apresenta predominância do quarto modo de torção das vigas laterais da passarela com intensidade no topo e no 1/8, 3/8, 5/8 e 7/8 do vão das vigas, na direção do eixo y. O décimo modo de vibração apresenta predominância do quarto modo de vibração vertical da passarela com intensidade máximo no 1/8, 3/8, 5/8 e 7/8 do vão da estrutura, na direção do eixo z.

#### 6.4 Calibração do modelo numérico-computacional desenvolvido

A Tabela 12 apresenta os valores das frequências naturais de vibração do modelo numérico, obtidas via emprego do programa computacional ANSYS [118], descrito anteriormente neste capítulo, em comparação com os valores destas frequências obtidas mediante testes experimentais realizados sobre a passarela de pedestres, conforme descrito no capítulo cinco. Ressalta-se que os ensaios experimentais 2 e 5 foram retirados da presente comparação de resultados, por não



terem apresentado resultados satisfatórios. O Ensaio 2 não apresentou valores adequados de coerência nas FRFs e o Ensaio 5 foi realizado, de forma simplista, mediante o emprego de um *Tablet*, com base em um acelerômetro de baixa qualidade. Os Ensaios 2 e 5 foram realizados apenas para demonstrar as limitações e as inúmeras opções para uma monitoração experimental dinâmica de estruturas.

Tabela 12: Comparação dos valores das frequências naturais obtidas.

Testes Experimentais			Modelagem Numérica		Diferença (%)
Ensaios	Frequências Naturais (Hz)		Frequências Naturais (Hz)		
1	$f_{01}$	4,90	$f_{01}$	4,90	0,00
	$f_{02}$	17,63	$f_{02}$	15,92	10,74
	$f_{03}$	36,33	$f_{03}$	32,15	13,00
3	$f_{01}$	4,88	$f_{01}$	4,90	0,41
	$f_{02}$	17,75	$f_{02}$	15,92	11,49
	$f_{03}$	36,25	$f_{03}$	32,15	12,75
4	$f_{01}$	4,88	$f_{01}$	4,90	0,41
	$f_{02}$	17,50	$f_{02}$	15,92	9,92
	$f_{03}$	36,63	$f_{03}$	32,15	13,93

Comparando-se os valores das frequências naturais da passarela pode-se perceber que o modelo estrutural em estudo encontra-se bem representado numericamente pelo modelo computacional desenvolvido, via método dos elementos finitos (ANSYS [118]). As características dinâmicas do sistema, no que diz respeito às frequências naturais (massa e rigidez) estão bem representadas, pois a diferença existente entre os valores numéricos e experimentais são pequenos, com valores máximos da ordem de 0,41%, 11,49% e 13,93% em relação ao primeiro, segundo e terceiro modos de vibração verticais da estrutura, respectivamente.

As Figuras 171 a 173 apresentam a comparação dos três primeiros modos experimentais de vibração (obtidos via monitoração experimental do Ensaio 1) com os três modos correspondentes obtidos via modelo em elementos finitos, gerados pela correlação das amplitudes obtidas nos gráficos de domínio da frequência e pela

amplitudes dos modos de vibração do modelo. A estrutura foi dividida em 4 partes iguais, sendo os nós 0 e 4 os apoios da passarela. Cabe ressaltar, também, que as formas modais obtidas experimentalmente, mediante o emprego dos acelerômetros, coincidiram com boa precisão com aquelas geradas via análise modal numérica.

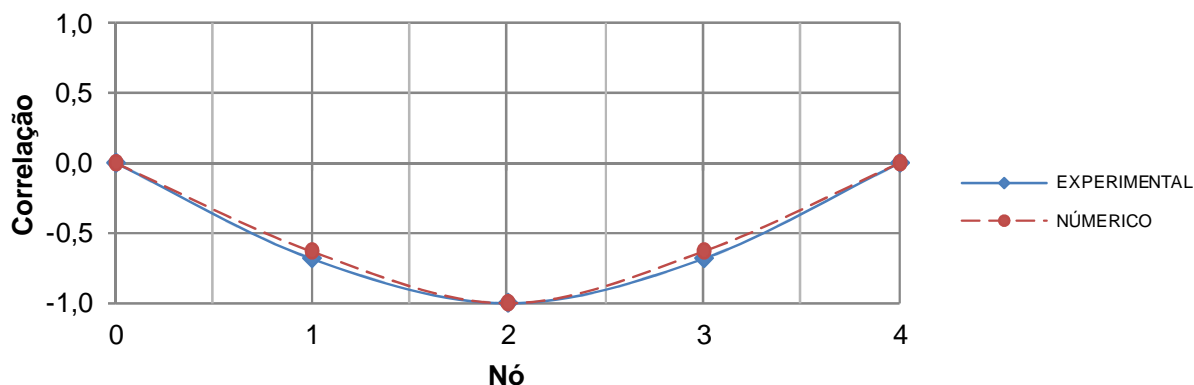


Figura 171 – Comparação dos modos de vibração da estrutura: 1º Modo.

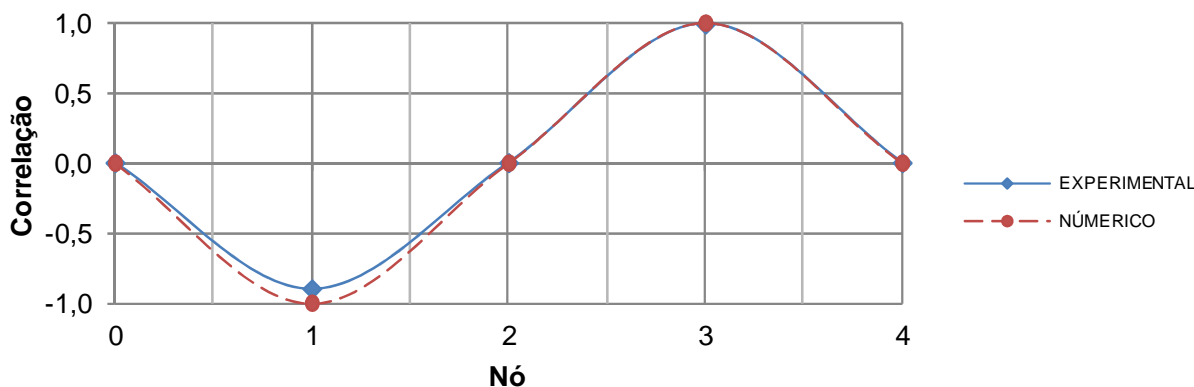


Figura 172 – Comparação dos modos de vibração da estrutura: 2º Modo.

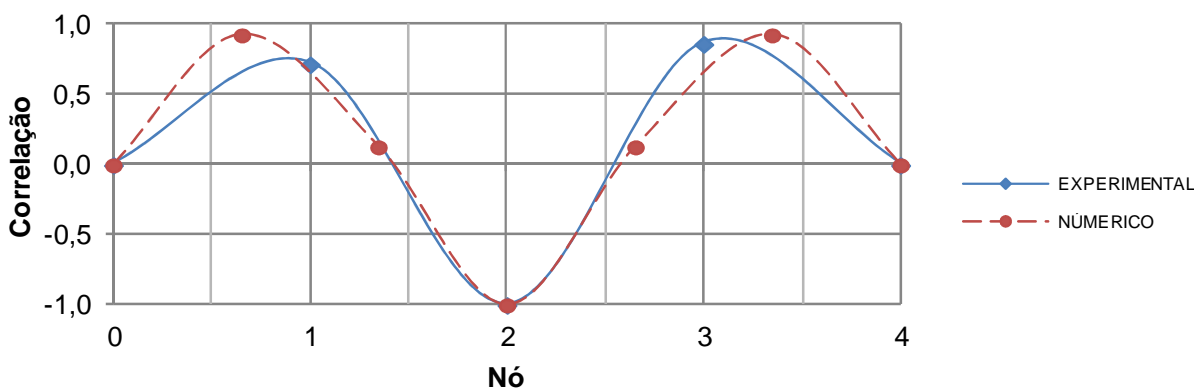


Figura 173 – Comparação dos modos de vibração da estrutura: 3º Modo.

As massas modais do modelo em elementos finitos foram obtidas e comparadas com os valores dos modos de vibração experimentais (primeiro e segundo modo de vibração), obtido via método de obtenção dos picos (*Peak-picking method*). A Tabela 13 apresenta esta comparação entre os valores do modelo numérico e dos resultados experimentais.

Tabela 13: Comparação dos valores das massas modais dos modos de vibração.

Massa Modal (kg)				Diferença (%)
Testes Experimentais		Modelagem Numérica		
$f_{01}$	33402	$f_{01}$	30265	10,36
$f_{02}$	29529	$f_{02}$	25787	14,51
$f_{03}$	***	$f_{03}$	11961	***
*** Valor não obtido devido à limitação do método de obtenção				

Com base nos resultados apresentados pela Tabela 13, pode-se perceber, a partir da comparação entre os valores das massas modais do modelo numérico, que este foi calibrado de forma satisfatória, com diferenças existentes da ordem de 10% a 15% para o primeiro e segundo modos de vibração, respectivamente.

## 6.5 Considerações do capítulo

Os resultados das análises de vibração livre do modelo em elementos finitos (FEM) foram apresentados e calibrado a partir de medições experimentais, inicialmente, no que diz respeito aos valores das frequências naturais. Estes resultados permitiram a avaliação da resposta dinâmica do modelo de forma a conhecer o seu comportamento quando da aplicação dos carregamentos dinâmicos, mostrando que os resultados apresentados foram coerentes e confiáveis, com diferenças menores que 1%, 12% e 14% para o primeiro, segundo e terceiro modo de vibração, respectivamente. Deve-se ressaltar que ocorreu uma diminuição da rigidez no modelo numérico-computacional, quando observado o segundo e terceiro modo de vibração, comparado aos resultados do modelo experimental, tal fato pode ser explicado devido a passarela possuir um acabamento de alta resistência sobre a estrutura, que não foi considerado no modelo em elementos finitos (FEM). Cabe ressaltar, também, que as formas modais obtidas experimentalmente, mediante o emprego dos acelerômetros, coincidiram com boa precisão com aquelas geradas via análise modal numérica, exceto pelo terceiro modo de vibração, entretanto a curva é gerada por aproximação de pontos e estes coincidem em ambos os casos, mostrando que uma aproximação entre os modos (experimental e numérico) pode ser obtido se aumentar os números de pontos de referência.

## 7 ANÁLISE DINÂMICA DA ESTRUTURA (VIBRAÇÃO FORÇADA)

### 7.1 Considerações iniciais

Este capítulo apresenta os resultados obtidos a partir das análises dinâmicas obtidas via monitoração experimental da passarela de pedestres. As análises procuraram avaliar o comportamento dinâmico da passarela, para tanto, são realizadas análises de vibração forçada sobre a estrutura, devido ao caminhar humano, mediante monitoração dinâmica, “in loco”, por meio da instalação de acelerômetros na estrutura ligados a um sistema de aquisição de dados *ADS-2002*. Os softwares *AqDados* e *AqDAnalysis* foram utilizados no tratamento dos sinais.

Durante a caminhada em uma estrutura os pedestres introduzem forças dinâmicas que variam com o tempo. As forças têm componentes na direção vertical, transversal e longitudinal que provocam respostas em deslocamento e aceleração que dependem, por um lado, de parâmetros que caracterizam o caminhar tais como, a frequência de passo, velocidade de caminhada e comprimento de passo e por outro dos parâmetros modais da estrutura. As análises dos resultados obtidos nos ensaios experimentais permitem avaliar a adequação da passarela a sua finalidade, através da comparação destes valores com os limites fixados pelos principais códigos e normas e ainda fazer a análise da estrutura para o Conforto Humano devido a vibrações excessivas. Conforme comentado no item 6 e Anexo B, as recomendações de projeto pela norma Eurocode 5 [127], ressalta que, devido às frequências obtidas da estrutura, seria necessária uma avaliação das acelerações, pois a primeira frequência natural vertical está abaixo de 5,0 Hz e desconsiderar as acelerações transversal horizontal e longitudinal, sendo assim este capítulo se dedica exclusivamente a análise das vibrações verticais da passarela de pedestres estudada, com ênfase no primeiro modo de vibração com intensidade máxima no meio do vão da estrutura.

### 7.2 Descrição dos Ensaios Executados

A excitação do caminhar humano na passarela de pedestres investigada foi realizada com base em dois grupos de controle do caminhar humano e dois grupos de controle das acelerações dos pedestres. Em relação aos dois grupos de controle

do caminhar humano: o primeiro destina-se a excitar a estrutura para causar um movimento com uma frequência de ressonância ou do caminhar humano, controlando o passo de cada pedestre; o segundo está relacionado com as pessoas andando livremente sobre a estrutura da passarela de forma aleatória, como ocorre normalmente durante a sua vida útil. A aceleração dos pedestres também foi medida, durante a caminhada, separando-se em dois grupos: o primeiro sem a obtenção das acelerações de cada pedestre e o segundo com a obtenção das acelerações, utilizando-se acelerômetros no centro de massa de cada pedestre. Para o acoplamento do acelerômetro nas pessoas foram fabricadas placas, com 150 mm x 100 mm, em alumínio com espessura de 5 mm e blocos cúbicos em alumínio com aresta de 20 mm com furos M2. Os blocos foram colados nas placas de alumínio e os acelerômetros parafusados na base cúbica. A fixação do conjunto (placa, base e acelerômetro) nos pedestres foi feito com a utilização de “velcros” dos tipos “loop” e “hook” com 25 mm de largura. As Figuras 174 e 175 mostram o esquema típico do conjunto descrito anteriormente.



Figura 174 – Conjunto (placa, base, acelerômetro e velcro) de acoplamento nos pedestres.



Figura 175 – Detalhe típico do conjunto acoplamento ao pedestre.

Para controlar o passo de cada pedestre e manter-se a sincronização do ritmo do grupo de pessoas que se movimentava sobre a estrutura utilizou-se um metrônomo. Esse dispositivo foi conectado a uma caixa acústica (Figura 176) de modo que foi possível produzir pulsos sonoros de duração regular. A unidade representativa do metrônomo é o “bpm” (batidas por minuto). Portanto, cada “batida” sonora corresponde ao contato de cada passo do pedestre sobre a estrutura.



Figura 176 – Aplicativo metrônomo conectado a uma caixa acústica.

Inicialmente, o valor no metrônomo foi fixado em 96 bpm ( $f_p = 1,60$  Hz, caminhada lenta) e em 147 bpm ( $f_p = 2,45$  Hz, caminhada rápida), de modo que o terceiro harmônico ( $3 \times 1,60$  Hz = 4,80 Hz) e o segundo harmônico ( $2 \times 2,45$  Hz = 4,90 Hz) do caminhar humano dos pedestres que atravessavam de forma sincronizada a passarela pudesse forçar um movimento ressonante com o primeiro modo de vibração vertical ( $f_{01} = 4,90$  Hz, ver Tabela 9). Depois disso, a fim de realizar ensaios adicionais, o valor do metrônomo foi alterado: 102 bpm ( $f_p = 1,7$  Hz) de forma a induzir os pedestres a atravessar a estrutura em caminhada lenta; 120 bpm ( $f_p = 2$  Hz) induzindo os pedestres a atravessar a estrutura em caminhada normal e 138 bpm ( $f_p = 2,3$  Hz) de forma a induzir os pedestres a atravessar a estrutura em caminhada rápida. Após, estes ensaios experimentais, foram realizados testes com pedestres caminhando livremente de forma aleatória sobre a estrutura.



Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais foram registrados utilizando-se um sistema de aquisição de dados ADS 2002 (Figura 177), com um acelerômetro resistivo *Kyowa* (Figura 179) instalado no meio da passarela investigada (Ponto 2: 1/2 do vão, ver Figura 178) e por acelerômetros resistivos *Kyowa* e capacitivo *Dytran* acoplados no centro de massa de cada pedestre (Figura 175). A Tabela 14 e a Tabela 15 descrevem os resumos dos ensaios de vibração forçada, registrando ou não a aceleração do centro de massa dos pedestres.

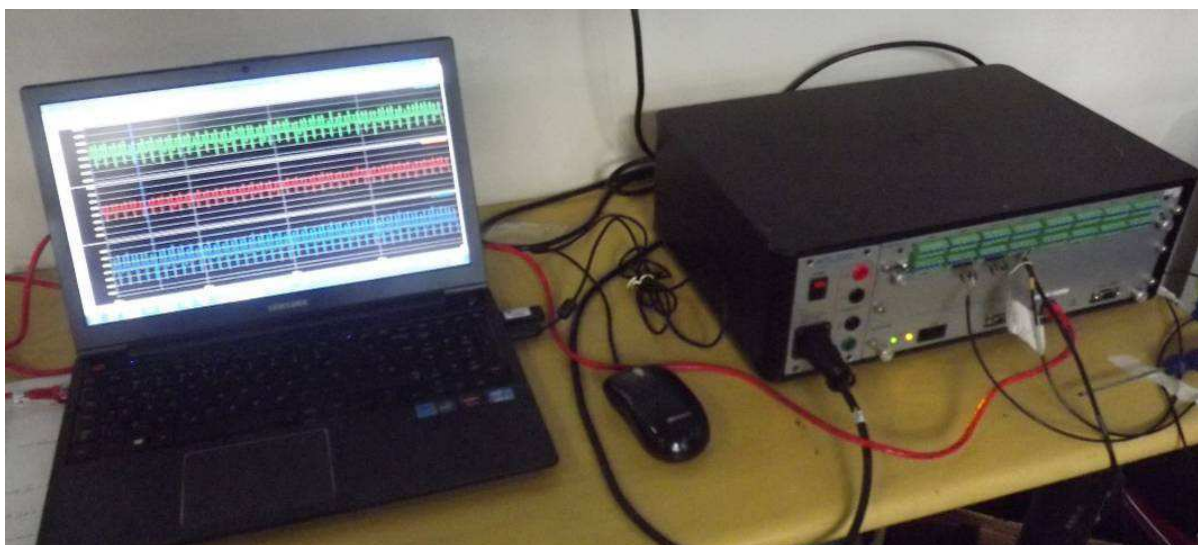


Figura 177 – Sistema de aquisição de dados ADS-2002.

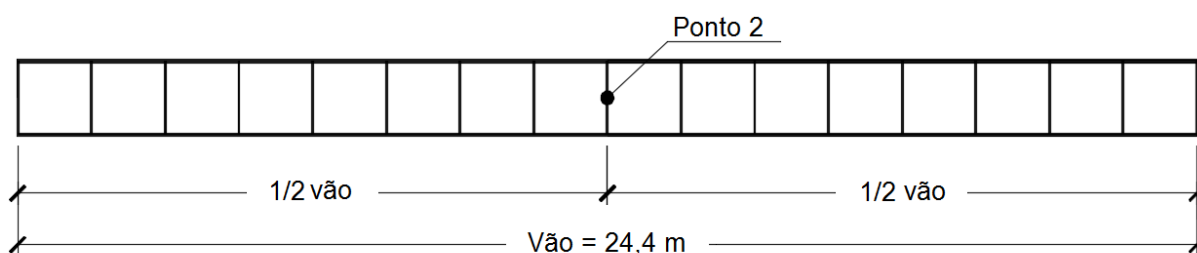


Figura 178 – Localização do Ponto 2.



Figura 179 – Acelerômetro AC-02 localizado no Ponto 2.



Tabela 14: Ensaios de vibração forçada sem registro da aceleração dos pedestres.

Ensaio	Descrição dos Ensaios	
	Frequência do Passo ( $f_p$ )	Número de Pessoas
1	1,60 Hz	12 (andando em duplas)
2	1,70 Hz	12 (andando em duplas)
3	2,00 Hz	12 (andando em duplas)
4	2,30 Hz	12 (andando em duplas)
5	2,45 Hz	12 (andando em duplas)
6	Aleatório (no mesmo sentido)	14
7	Aleatório (se cruzando)	14 (7 em cada sentido)

Tabela 15: Ensaios de vibração forçada com registro da aceleração dos pedestres.

Ensaio	Descrição dos Ensaios	
	Frequência do Passo ( $f_p$ )	Número de Pessoas
8	1,60 Hz	8 (andando em fila)
9	1,70 Hz	8 (andando em fila)
10	2,00 Hz	8 (andando em fila)
11	2,30 Hz	8 (andando em fila)
12	2,45 Hz	8 (andando em fila)
13	1,60 Hz	1
14	1,70 Hz	1
15	2,00 Hz	1
16	2,30 Hz	1
17	2,45 Hz	1

### 7.3 Ensaio 1: 12 pessoas em caminhada lenta ( $f_p=1,60\text{Hz}$ : duplas)

O primeiro ensaio de vibração forçada foi realizado de tal forma que a estrutura fosse excitada através do caminhar humano realizado por 12 (doze) pessoas em caminhada lenta com frequência do passo de  $f_p = 1,60 \text{ Hz}$  (96 bpm medida no metrônomo). A caminhada das doze pessoas foi distribuída em duplas, com espaçamentos iguais entre si, Figura 180, medidos por um cronômetro com tempo igual a quatro segundos entre os indivíduos. Neste ensaio, as acelerações da massa efetiva do corpo humano, em cada passo, não foram registradas. Na Tabela 16 apresenta-se o resumo das características dos pedestres utilizados neste ensaio experimental. Ressalta-se que nos testes (exceto na caminhada aleatória), a ordem de entrada dos pedestres na passarela foi de P1 a P12 na ida e P12 a P1 na volta.

Tabela 16: Ensaio 1: características dos pedestres utilizados.

Pedestre	Descrição dos Pedestres				
	Sexo	Idade	Altura (m)	Massa (kg)	Calçado
P1	Masculino	24	1,80	91,7	Macio (tênis)
P2	Masculino	33	1,83	114,6	Duro (sapatênis)
P3	Masculino	32	1,70	70,0	Duro (sapatênis)
P4	Masculino	32	1,71	80,8	Macio (tênis)
P5	Masculino	20	1,76	68,0	Duro (sapatênis)
P6	Masculino	23	1,81	76,1	Duro (sapatênis)
P7	Masculino	27	1,77	89,8	Macio (tênis)
P8	Masculino	23	1,74	82,6	Duro (sapatênis)
P9	Masculino	29	1,70	79,3	Macio (tênis)
P10	Masculino	28	1,68	68,8	Duro (bota)
P11	Feminino	25	1,60	91,2	Duro (sapatilha)
P12	Feminino	26	1,62	76,2	Duro (sapatilha)

Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais, da ida e da volta do caminhar dos pedestres sobre a passarela, são mostrados nas Figuras 181 e 182, descritos no domínio do tempo e da frequência, respectivamente. Estes resultados correspondem ao acelerômetro (resistivos *Kyowa*) instalado no meio da passarela

investigada (Ponto 2: 1/2 do vão, ver Figura 178). Os resultados foram tratados mediante o emprego de filtros passa faixa (passa baixa e passa alta) para melhor apresentação do sinal no tempo sem “ruído”. Deve ser enfatizado que o índice “m” no eixo vertical da Figura 181, no domínio do tempo, corresponde ao prefixo “mili” ( $10^{-3}$ ). Por outro lado, os eixos horizontais apresentam o tempo em “hora:minuto:segundo” e frequência em Hz, respectivamente, de acordo com cada análise, como ilustrado pelas Figuras 181 e 182.



Figura 180 – Ensaio 1: pedestres em caminhada lenta ( $f_p=1,6$  Hz).

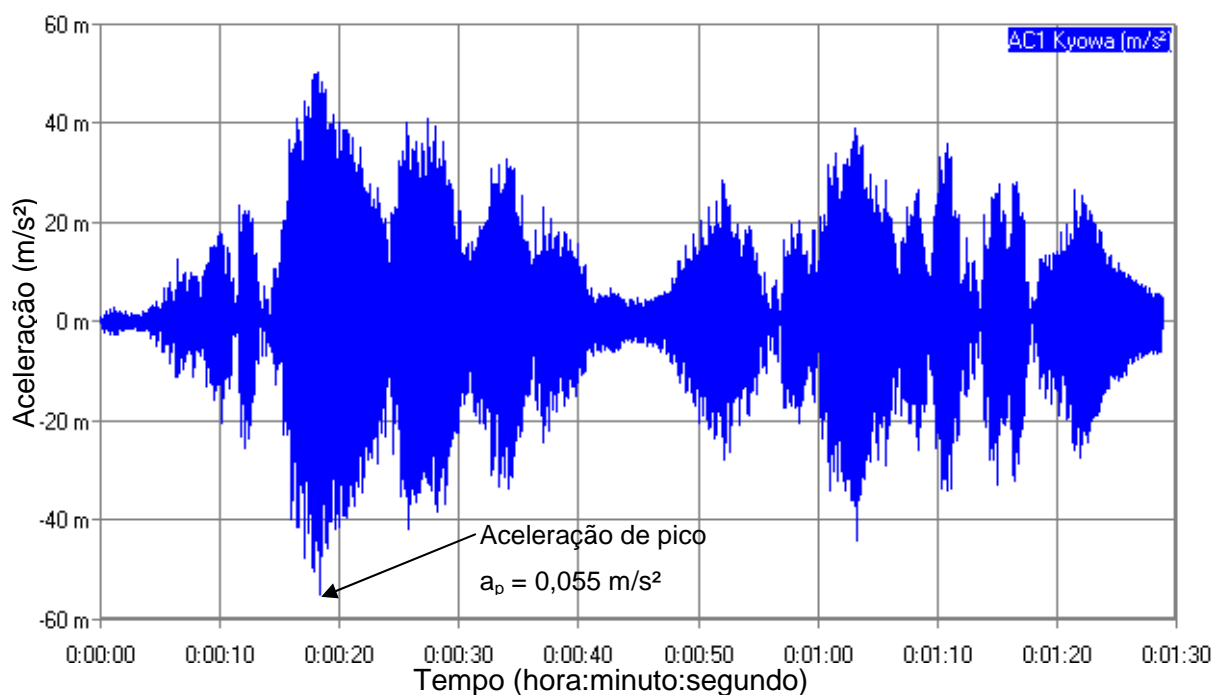


Figura 181 – Ensaio 1: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,6$  Hz).

O espectro de resposta de vibração da estrutura investigada no ponto 2 é apresentado pela FFT (*Fast Fourier Transform* - Transformada Rápida de Fourier), correspondente à resposta de saída associada ao acelerômetro *Kyowa* utilizado na análise, extraída do software *AqDAnalysis* do sistema de aquisição de dados *ADS 2002*, de acordo com a Figura 182.

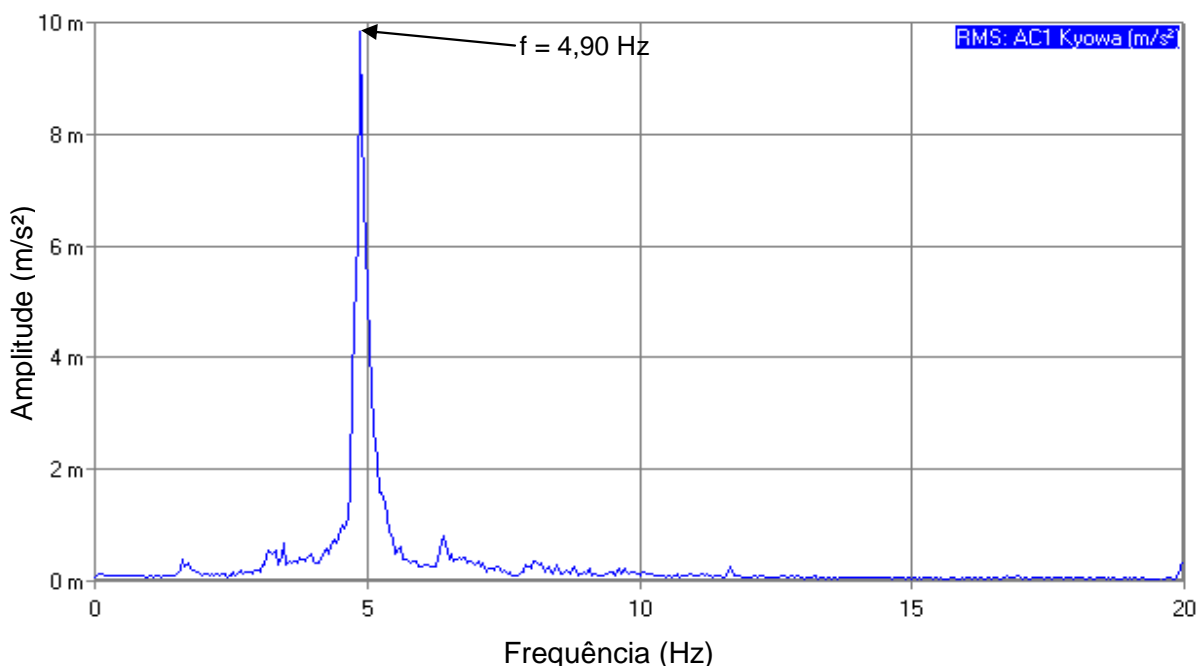


Figura 182 – Ensaio 1: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,6$  Hz).

Na Figura 181, foi observado, para caminhada em ritmo lento ( $f_p=1,6$  Hz: 12 pessoas) no domínio do tempo, que a aceleração máxima ocorreu no tempo igual a 18,36 s ( $t = 18,36$  s), com valor máximo de aceleração da ordem de 0,055 m/s<sup>2</sup>. Cabe ressaltar a predominância da frequência de 4,90 Hz, no domínio da frequência, correspondente a ressonância do modelo estrutural com a frequência do terceiro harmônico da excitação ( $f = 3 \times 1,6$  Hz  $\approx$  4,90 Hz), quando da FFT do sinal do tempo da resposta estrutural dinâmica da passarela, como mostrado na Figura 182.

#### 7.4 Ensaio 2: 12 pessoas em caminhada lenta ( $f_p=1,70\text{Hz}$ : duplas)

De forma a realização do segundo ensaio de vibração forçada, os 12 (doze) pedestres, descrito anteriormente, porém dispostos em ordem diferentes, foram sincronizados a caminhar em duplas com frequência do passo de  $f_p = 1,70 \text{ Hz}$  (102 bpm medidos no metrônomo), simulando o caminhar lento. As características dos pedestres e sua disposição de entrada na estrutura estão demonstradas na Tabela 17. Os pedestres foram distribuídos sobre a passarela de modo a preencher toda a sua extensão, com espaçamentos iguais, medidos por um cronômetro com tempo igual a quatro segundos. Lembra-se que neste ensaio as acelerações do centro de massa dos pedestres não foram registradas durante os testes experimentais. As respostas dinâmicas dos ensaios experimentais, da ida e da volta do caminhar dos pedestres na passarela, são mostradas nas Figuras 184 e 185, descritas no domínio do tempo e da frequência, respectivamente.

Tabela 17: Ensaio 2: características dos pedestres utilizados.

Pedestre	Descrição dos Pedestres				
	Sexo	Idade	Altura (m)	Massa (kg)	Calçado
P1	Feminino	26	1,62	76,2	Duro (sapatilha)
P2	Masculino	33	1,83	114,6	Duro (sapatênis)
P3	Masculino	32	1,70	70,0	Duro (sapatênis)
P4	Masculino	32	1,71	80,8	Macio (tênis)
P5	Masculino	20	1,76	68,0	Duro (sapatênis)
P6	Masculino	23	1,81	76,1	Duro (sapatênis)
P7	Masculino	29	1,70	79,3	Macio (tênis)
P8	Masculino	28	1,68	68,8	Duro (bota)
P9	Masculino	27	1,77	89,8	Macio (tênis)
P10	Masculino	23	1,74	82,6	Duro (sapatênis)
P11	Feminino	25	1,60	91,2	Duro (sapatilha)
P12	Masculino	24	1,80	91,7	Macio (tênis)



Figura 183 – Ensaio 2: pedestres em caminhada lenta ( $f_p=1,7$  Hz).

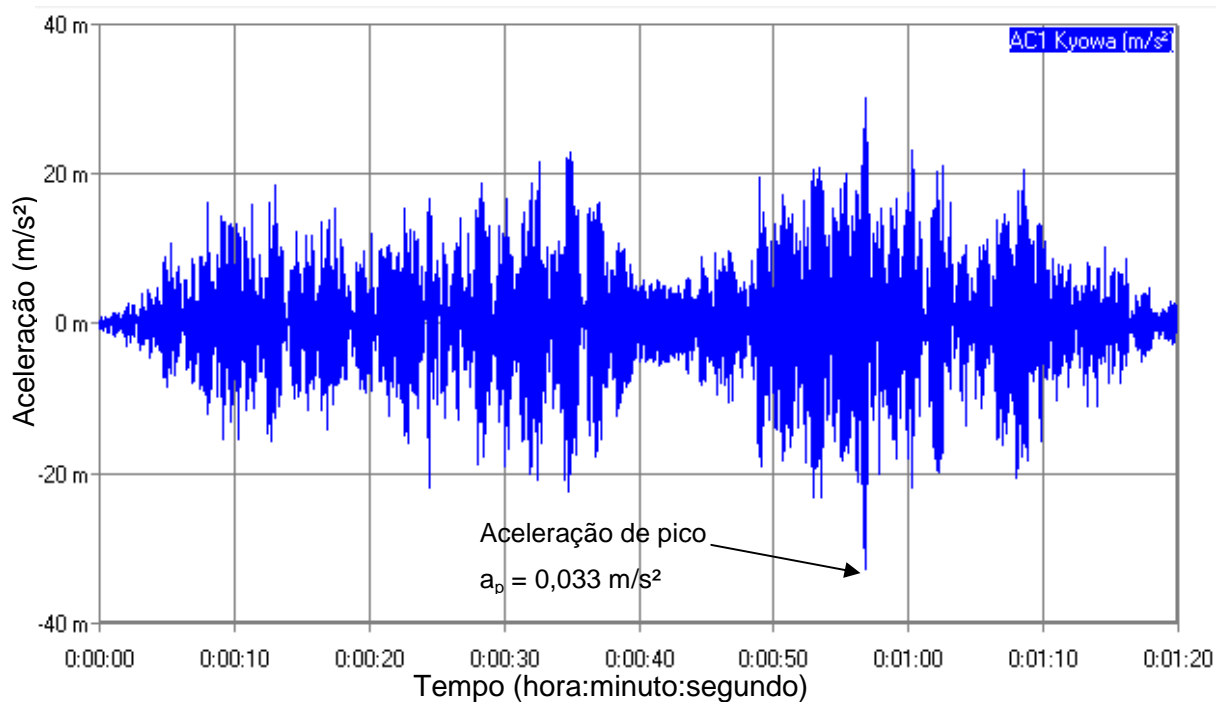


Figura 184 – Ensaio 2: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,7$  Hz).

A Transformada Rápida de Fourier (FFT) da estrutura, obtida pelo gráfico de aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 correspondente à resposta de saída associada ao acelerômetro *Kyowa* utilizado na análise, é apresentado pela Figura 185.

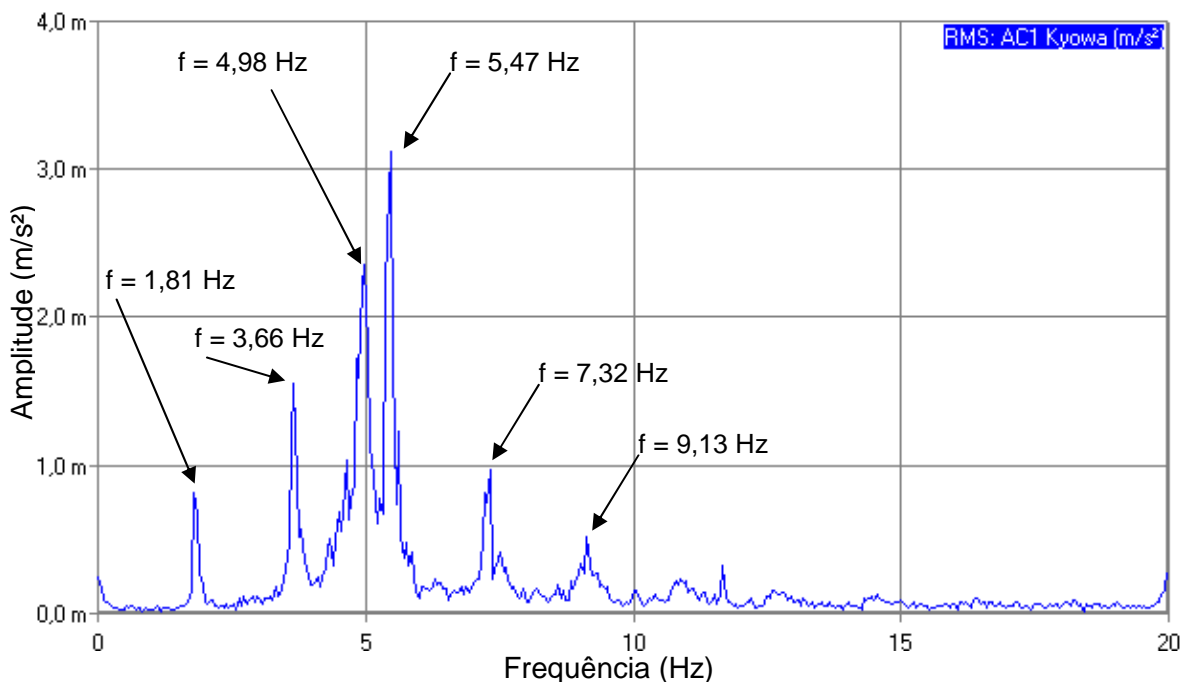


Figura 185 – Ensaio 2: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,7$  Hz).

Devido à caminhada de 12 (doze) pessoas sobre a estrutura em ritmo lento ( $f_p=1,7$  Hz), a aceleração máxima apresentada foi da ordem de  $0,033$   $m/s^2$  (Figura 184) e ocorreu no tempo ( $t$ ) igual a  $56,76$  s ( $t = 56,76$  s). Percebe-se que a caminhada do Ensaio 1 se mostrou com valores maiores de aceleração de pico ( $0,055$   $m/s^2$ ) devido ao terceiro harmônico do caminhar com frequência do passo de  $f_p=1,6$  Hz ( $f = 3 \times 1,6$  Hz =  $4,80$  Hz) estar mais próximo da frequência natural da estrutura ( $f_1 = 4,90$  Hz), do que o terceiro harmônico do Ensaio 2 ( $f = 3 \times 1,7$  Hz =  $5,10$  Hz), gerando uma possível ressonância que pode ser observada pela amplitude da resposta do domínio da frequência do Ensaio 1 comparada com o Ensaio 2, no qual a frequência natural da estrutura não foi excitada corretamente (Figura 185).

### 7.5 Ensaio 3: 12 pessoas em caminhada normal ( $f_p=2,00$ Hz: duplas)

Simulando o caminhar humano em ritmo normal, com frequência do passo de  $f_p = 2,00$  Hz (120 bpm medidos no metrônomo), o terceiro ensaio de vibração forçada utilizou-se 12 (doze) pessoas caminhando sobre a estrutura, dispostas em duplas, com características e ordem de entrada na passarela conforme descrito pela Tabela 17. A distribuição dos pedestres sobre a passarela durante a caminhada foi controlada por um cronômetro com tempo igual a três segundos entre indivíduos, mantendo-se um espaçamento constante. Assim como nos ensaios experimentais



anteriores, as acelerações da massa efetiva do corpo humano, em cada passo, não foram obtidas. Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais, da ida e da volta do caminhar dos pedestres na passarela, são mostrados nas Figuras 187 e 188, descritos no domínio do tempo e da frequência, respectivamente. A aceleração vertical no domínio da frequência é apresentada pela Figura 188.



Figura 186 – Ensaio 3: pedestres em caminhada normal ( $f_p=2,0$  Hz).

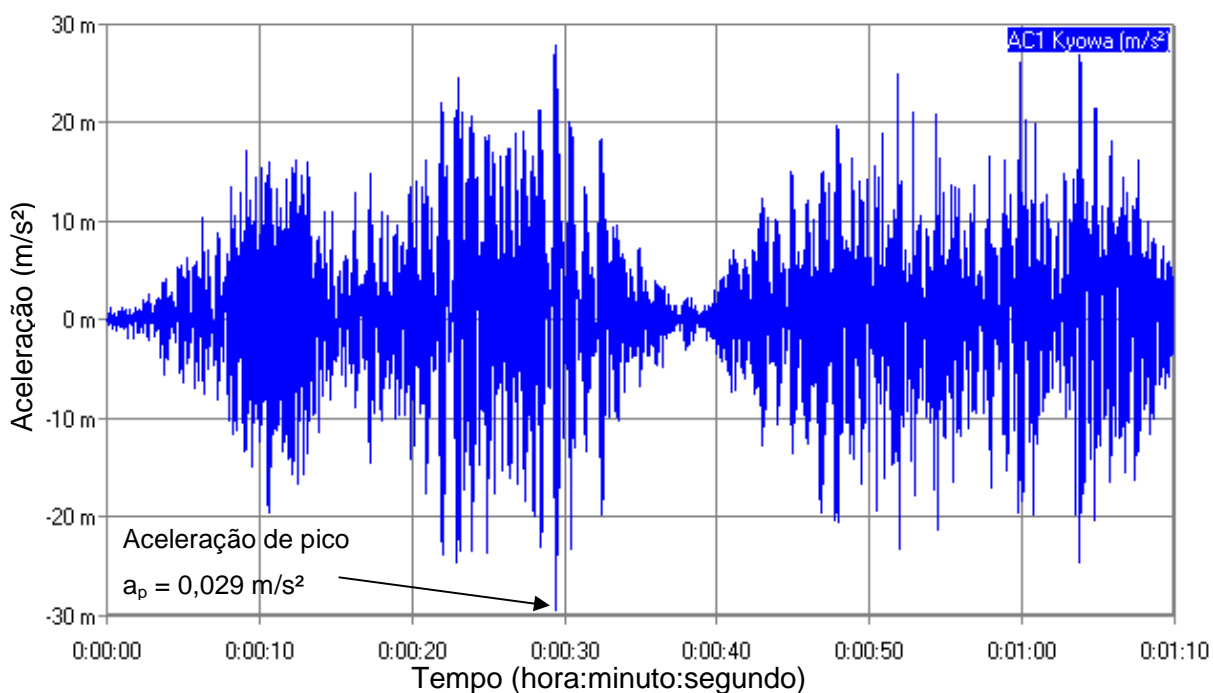


Figura 187 – Ensaio 3: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,0$  Hz).

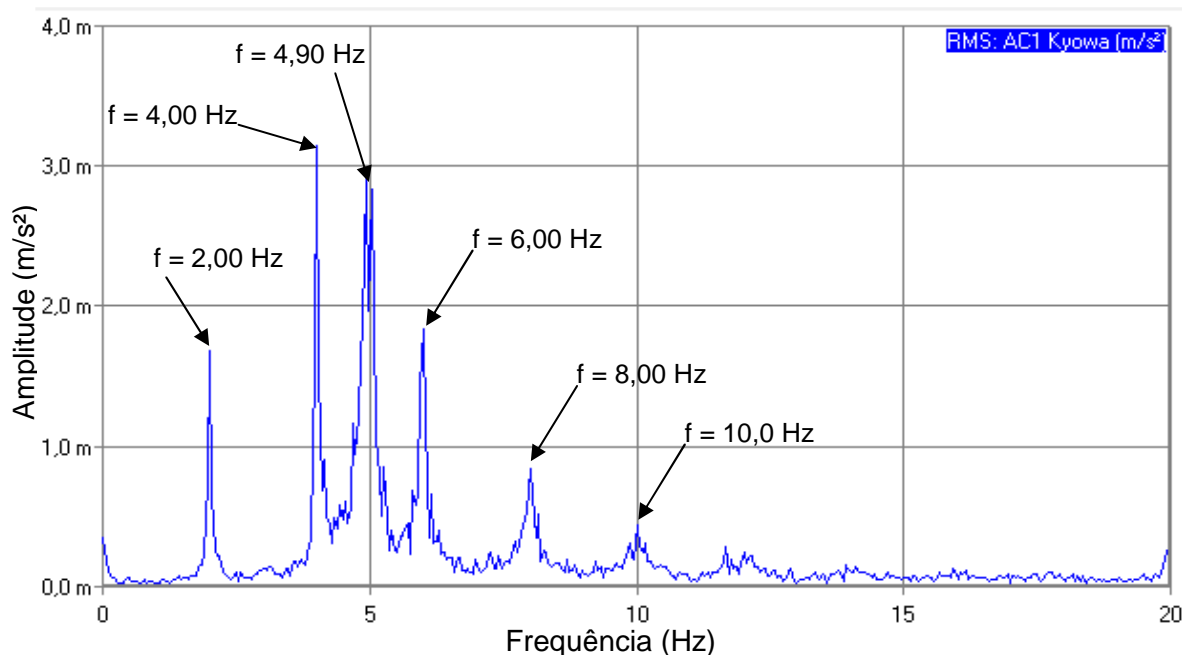


Figura 188 – Ensaio 3: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,0$  Hz).

A aceleração de pico para caminhada em ritmo normal ( $f_p=2,0$  Hz: 12 pessoas) foi de  $0,029$  m/s<sup>2</sup> (Figura 187) no tempo ( $t$ ) igual a  $29,48$  s ( $t = 29,48$  s). Na Figura 188 nota-se que não houve a predominância da ressonância do modelo, assim como apresentado no Ensaio 2, devido ao segundo ( $f = 2 \times 2,0$  Hz =  $4,00$  Hz) e terceiro ( $f = 3 \times 2,0$  Hz =  $6,00$  Hz) harmônicos da caminhada normal se encontrarem distantes do valor da frequência natural ( $f_1 = 4,90$  Hz, Tabela 9).

#### 7.6 Ensaio 4: 12 pessoas em caminhada rápida ( $f_p=2,30$ Hz: duplas)

Realizou-se o quarto ensaio de vibração forçada com 12 (doze) pedestres caminhando em ritmo rápido, com frequência do passo de  $f_p = 2,30$  Hz (138 bpm medidas no metrônomo), em duplas e distantes a dois segundos entre indivíduos, medidos por um cronômetro. As características e a ordem de entrada dos pedestres durante o ensaio estão demonstrados na Tabela 17. Assim como nos ensaios anteriores, não foram registradas as acelerações da massa efetiva do corpo humano. Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais, da ida e da volta do caminhar dos pedestres na passarela, são mostrados nas Figuras 190 e 191, descritos no domínio do tempo e da frequência, respectivamente. A resposta de saída associada ao acelerômetro *Kyowa* utilizado na análise da estrutura no ponto 2, descrita pelo espectro de resposta da vibração é apresentado na Figura 191.



Figura 189 – Ensaio 4: pedestres em caminhada rápida ( $f_p=2,3$  Hz).

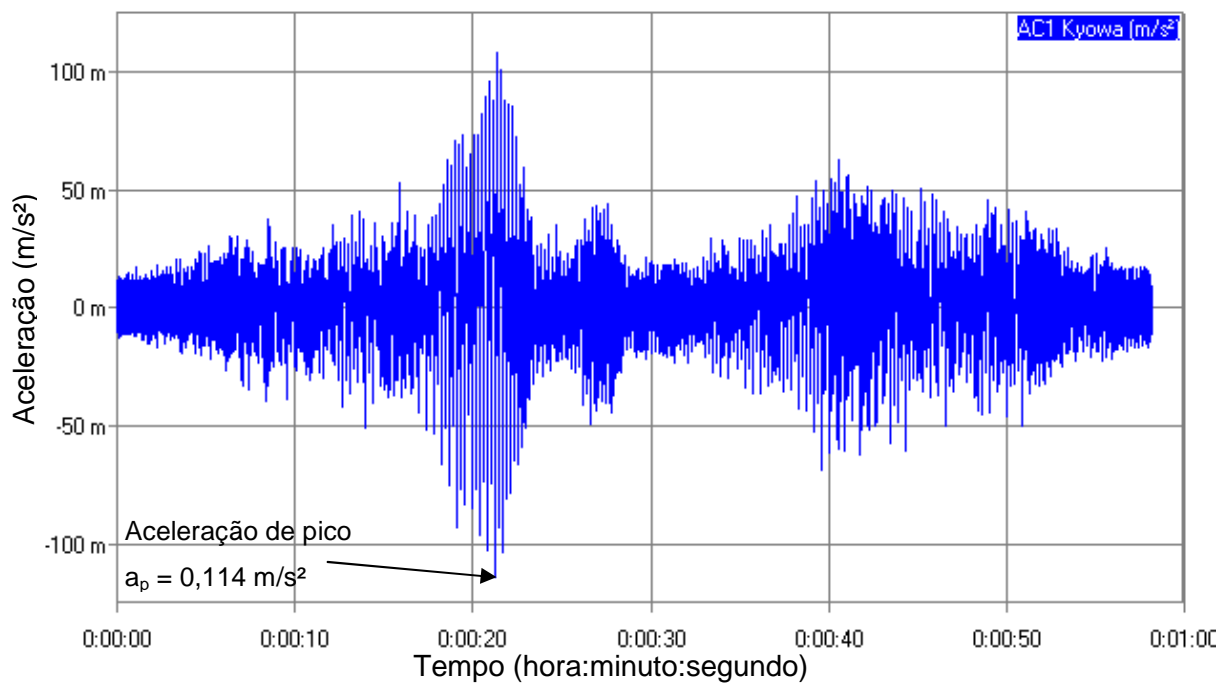


Figura 190 – Ensaio 4: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,3$  Hz).

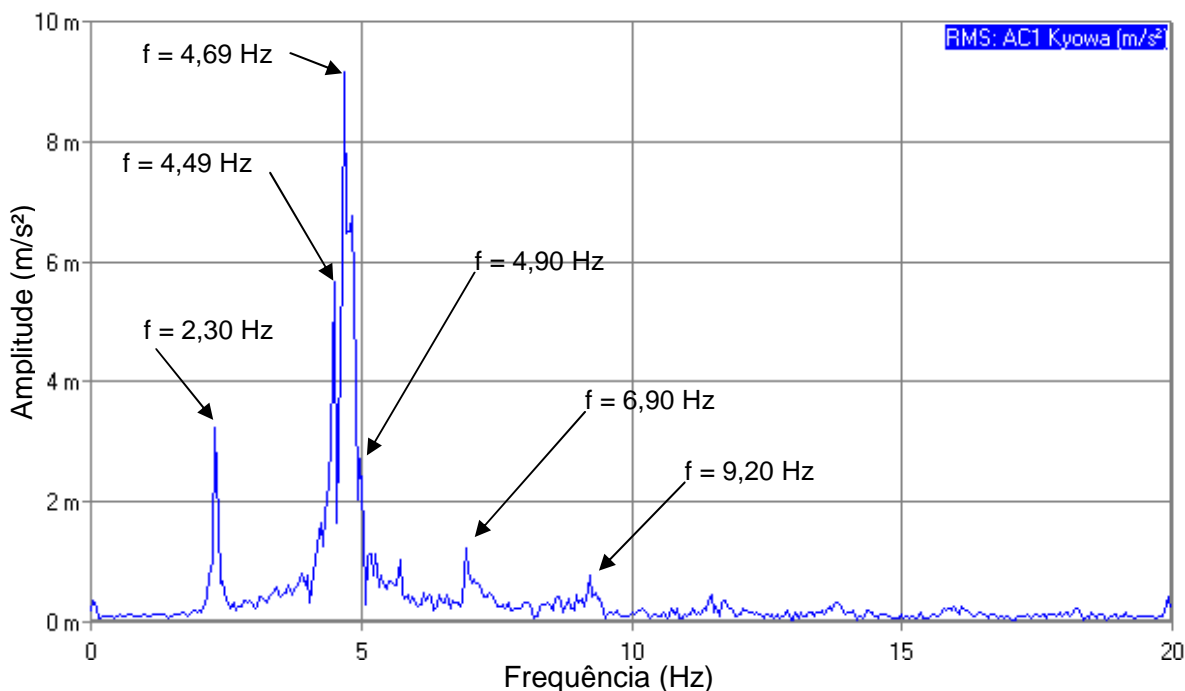


Figura 191 – Ensaio 4: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,3$  Hz).

Atenta-se que o valor da aceleração máxima obtida na Figura 190:  $0,114 \text{ m/s}^2$ , no tempo ( $t$ ) igual a  $21,26 \text{ s}$  ( $t = 21,26 \text{ s}$ ) para uma caminhada em ritmo rápido ( $f_p = 2,3 \text{ Hz}$ : 12 pessoas), e para a Transformada Rápida de Fourier (FFT) apresentada pela Figura 191, que um caso de ressonância pode ser observado, mas tal suposição só poderia ser afirmada se as frequências reais do passo dos pedestres fossem descobertas mediante o emprego dos acelerômetros acoplados aos seus respectivos centro de massa (Figura 175), de forma a se afirmar que o segundo harmônico de excitação tende-se a uma ressonância com a frequência da estrutura ( $f_1 = 4,90 \text{ Hz}$ , Tabela 9), contrariando o segundo harmônico, deste ensaio, da ordem de  $4,6 \text{ Hz}$  ( $f = 2 \times 2,3 \text{ Hz} = 4,6 \text{ Hz}$ ). A partir de tais suposições, assumisse que novos ensaios com o registro das acelerações e frequências reais do passo do pedestre são de extrema importância, sendo obtidas nos Ensaio 8 a 17.

#### 7.7 Ensaio 5: 12 pessoas em caminhada rápida ( $f_p=2,45\text{Hz}$ : duplas)

Destinando-se a excitar a estrutural para causar um movimento de ressonância, desta forma o quinto ensaio de vibração forçada foi realizado com o caminhar humano de duplas, totalizando 12 (doze) pessoas, em caminhada rápida com frequência do passo de  $f_p = 2,45 \text{ Hz}$  (147 bpm medidas no metrônomo),

forçando a ressonância com o segundo harmônico. O espaçamento entre pedestres neste ensaio foi de dois segundos e as acelerações da massa efetiva do corpo humano não foram registradas. As características e a ordem de entrada dos pedestres na passarela são demonstradas pela Tabela 17. Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais, da ida e da volta do caminhar dos pedestres na passarela, são mostrados nas Figuras 193 e 194, descritos no domínio do tempo e da frequência, respectivamente.



Figura 192 – Ensaio 5: pedestres em caminhada rápida ( $f_p=2,45$  Hz).

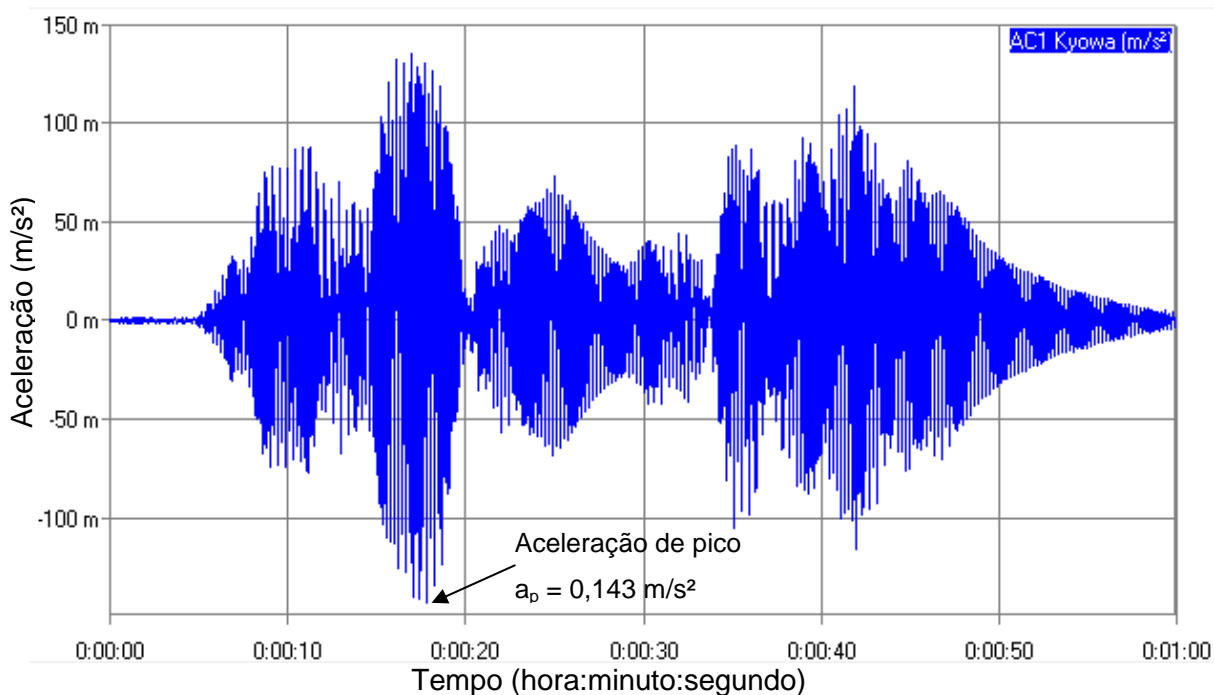


Figura 193 – Ensaio 5: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,45$  Hz).

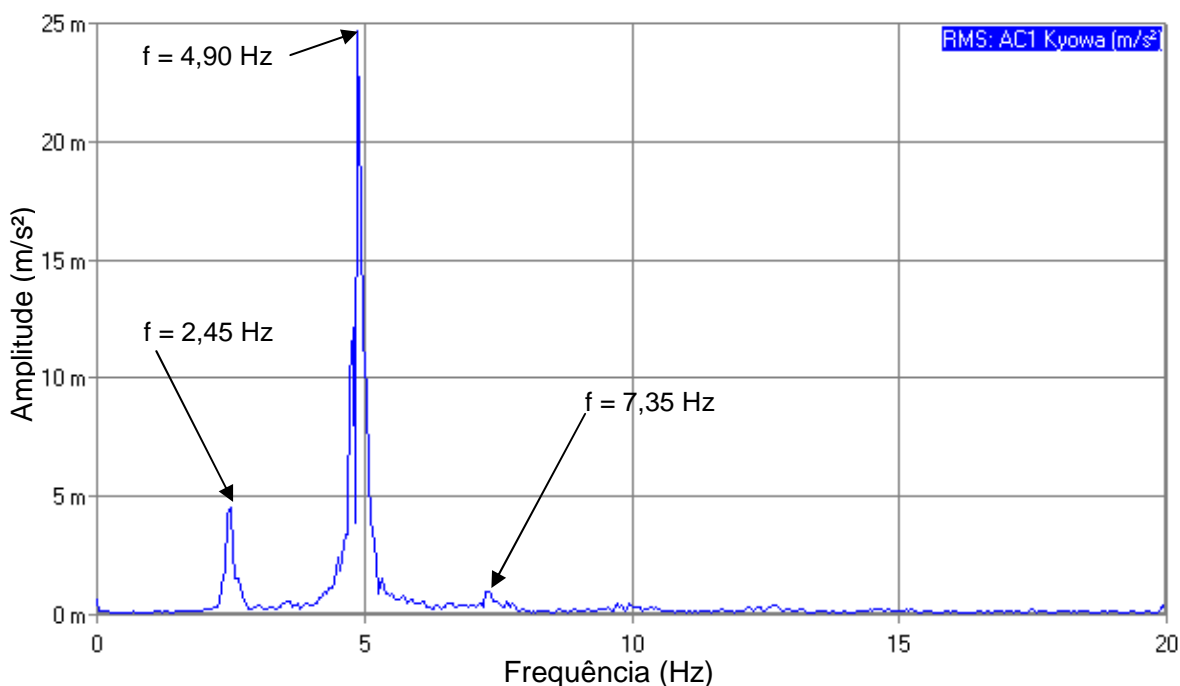


Figura 194 – Ensaio 5: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,45$  Hz).

Pode-se observar na Figura 193, um possível estado de ressonância da frequência fundamental da estrutura ( $f_1 = 4,90$  Hz, ver Tabela 9) com o segundo harmônico do caminhar humano ( $f = 2 \times 2,45$  Hz =  $4,90$  Hz), pois a aceleração máxima apresentada foi de  $0,143$  m/s<sup>2</sup>, no tempo ( $t$ ) igual a  $17,84$  s ( $t = 17,84$  s), superior aos valores obtidos nos testes experimentais anteriores. Nota-se pela Figura 194 que os harmônicos da caminhada rápida ( $f_p = 2,45$  Hz) foram excitados corretamente, mostrando claramente os picos do primeiro, segundo e terceiro harmônico de excitação ( $f = 2,45$ ,  $f = 4,90$  Hz e  $f = 7,35$  Hz).

### 7.8 Ensaio 6: 14 pessoas em caminhada aleatória (mesma direção)

Objetivando representar o carregamento rotineiro da passarela, o sexto ensaio de vibração forçada foi realizado com 14 (quatorze) pedestres caminhando livremente, em uma mesma direção, de forma aleatória sobre a estrutura. Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais, da ida e da volta do caminhar dos pedestres na passarela, são mostrados nas Figuras 196 e 197, descritos no domínio do tempo e da frequência, respectivamente. Na Tabela 18 é demonstrado o resumo das características dos pedestres utilizados neste ensaio experimental, ressalta que a ordem dos pedestres foi aleatória.

Tabela 18: Ensaio 6: características dos pedestres utilizados.

Pedestre	Descrição dos Pedestres				
	Sexo	Idade	Altura (m)	Massa (kg)	Calçado
P1	Masculino	24	1,80	91,7	Macio (tênis)
P2	Masculino	33	1,83	114,6	Duro (sapatênis)
P3	Masculino	32	1,70	70,0	Duro (sapatênis)
P4	Masculino	32	1,71	80,8	Macio (tênis)
P5	Masculino	20	1,76	68,0	Duro (sapatênis)
P6	Masculino	23	1,81	76,1	Duro (sapatênis)
P7	Masculino	27	1,77	89,8	Macio (tênis)
P8	Masculino	23	1,74	82,6	Duro (sapatênis)
P9	Masculino	29	1,70	79,3	Macio (tênis)
P10	Masculino	28	1,68	68,8	Duro (bota)
P11	Feminino	25	1,60	91,2	Duro (sapatilha)
P12	Feminino	26	1,62	76,2	Duro (sapatilha)
P13	Masculino	50	1,74	88,5	Duro (sapatênis)
P14	Masculino	30	1,72	97,8	Duro (sapatênis)



Figura 195 – Ensaio 6: pedestres em caminhada aleatória (mesmo sentido).



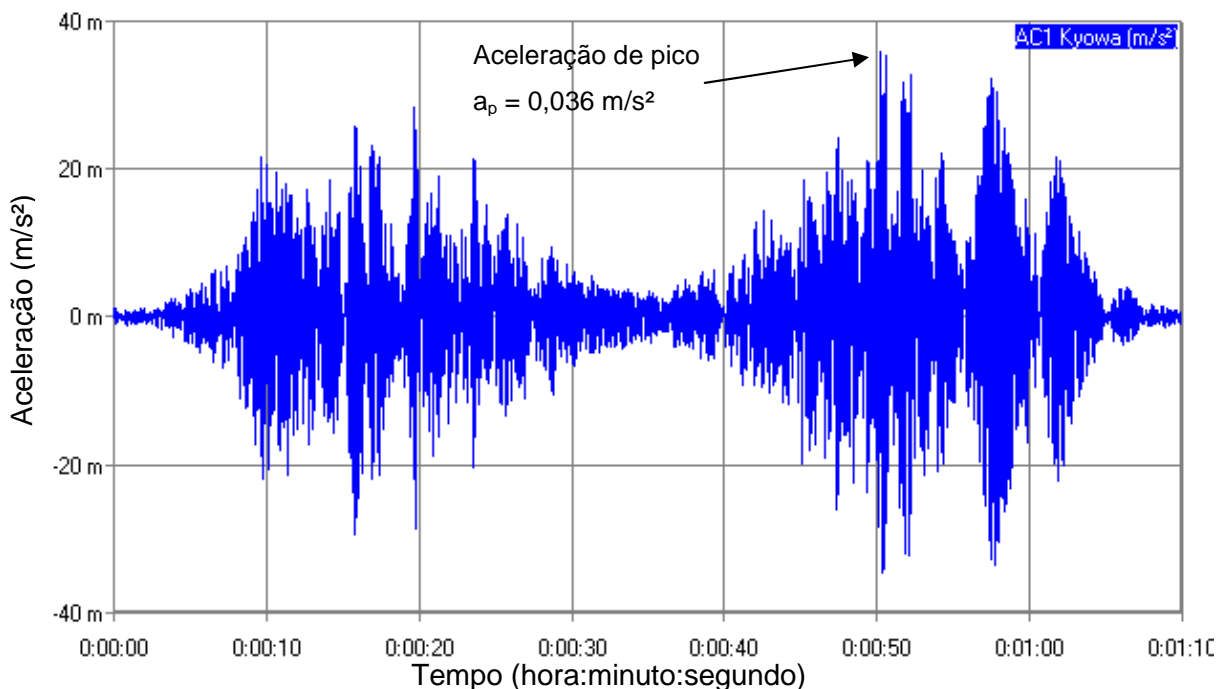


Figura 196 – Ensaio 6: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 (aleatório – mesmo sentido).

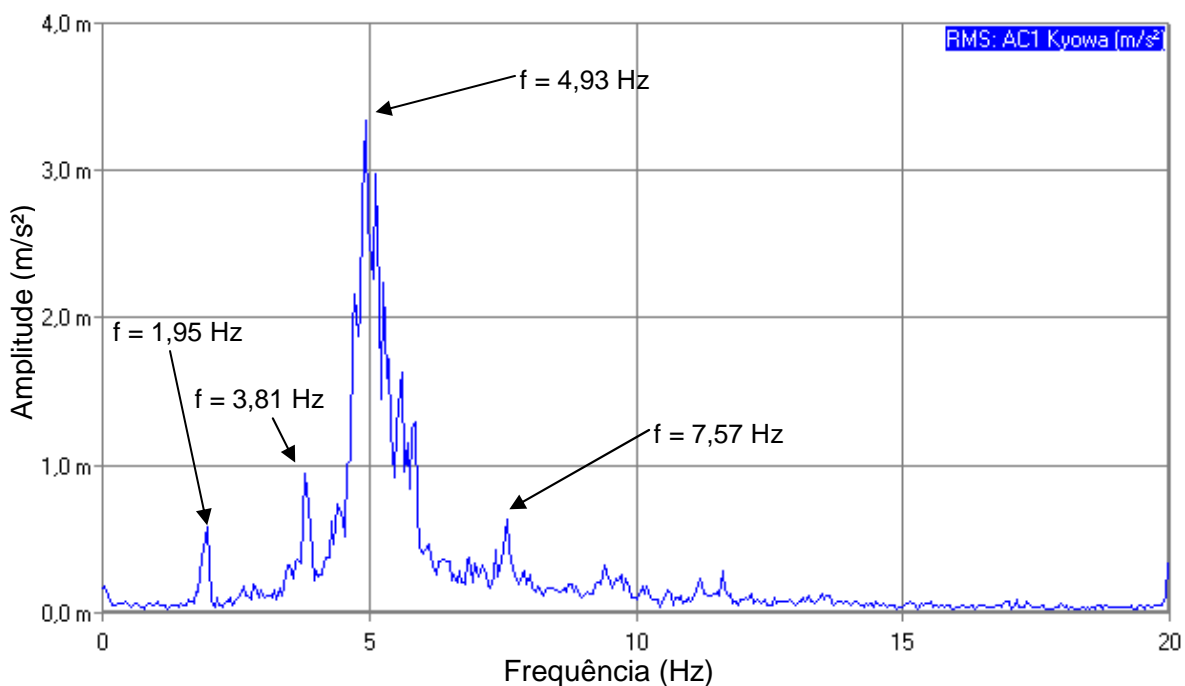


Figura 197 – Ensaio 6: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 (aleatório – mesmo sentido).

Na Figura 196, observou-se, para caminhada aleatória, que a aceleração máxima de pico ocorreu no tempo ( $t$ ) igual a 50,20 segundos, com valor máximo de aceleração apresentado da ordem de  $0,036 \text{ m/s}^2$  (caminhada aleatória: 14 pessoas). Os harmônicos de excitação do conjunto dos pedestres foram definidos na Figura 197 com valores de 1,95 Hz e 3,81 Hz para os dois primeiros picos.

### 7.9 Ensaio 7: 14 pessoas em caminhada aleatória (cruzamento)

Dando continuidade a representação dos carregamentos, o sétimo ensaio de vibração forçada foi realizado através da simulação do cruzamento dos pedestres sobre a passarela de pedestres. No presente ensaio utilizou-se 14 (quatorze) pedestres caminhando livremente de forma aleatória sobre a estrutura, com 7 (sete) pedestres caminhando em cada direção (simulando o cruzamento sobre a estrutura). Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais, da ida e da volta do caminhar dos pedestres na passarela, são mostrados nas Figuras 199 e 200, descritos no domínio do tempo e da frequência, respectivamente. A Tabela 18 apresenta as características dos pedestres que caminharam sobre a passarela.

O espectro de resposta da vibração forçada da estrutura no Ponto 2 é apresentado pela FFT (*Fast Fourier Transform* – Transformada Rápida de Fourier) correspondente à resposta de saída associada ao acelerômetro *Kyowa* utilizado na análise, é ilustrada na Figura 200 extraída do software *AqDAnalysis* do sistema de aquisição de dados *ADS 2002*.

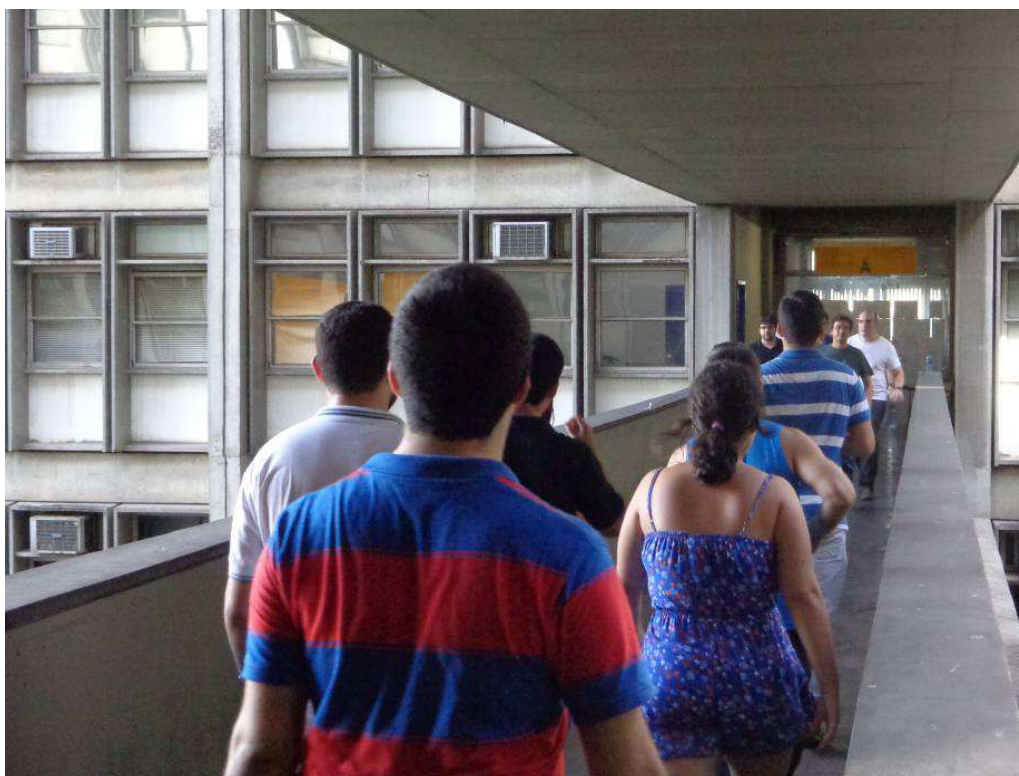


Figura 198 – Ensaio 7: pedestres em caminhada aleatória (cruzamento).

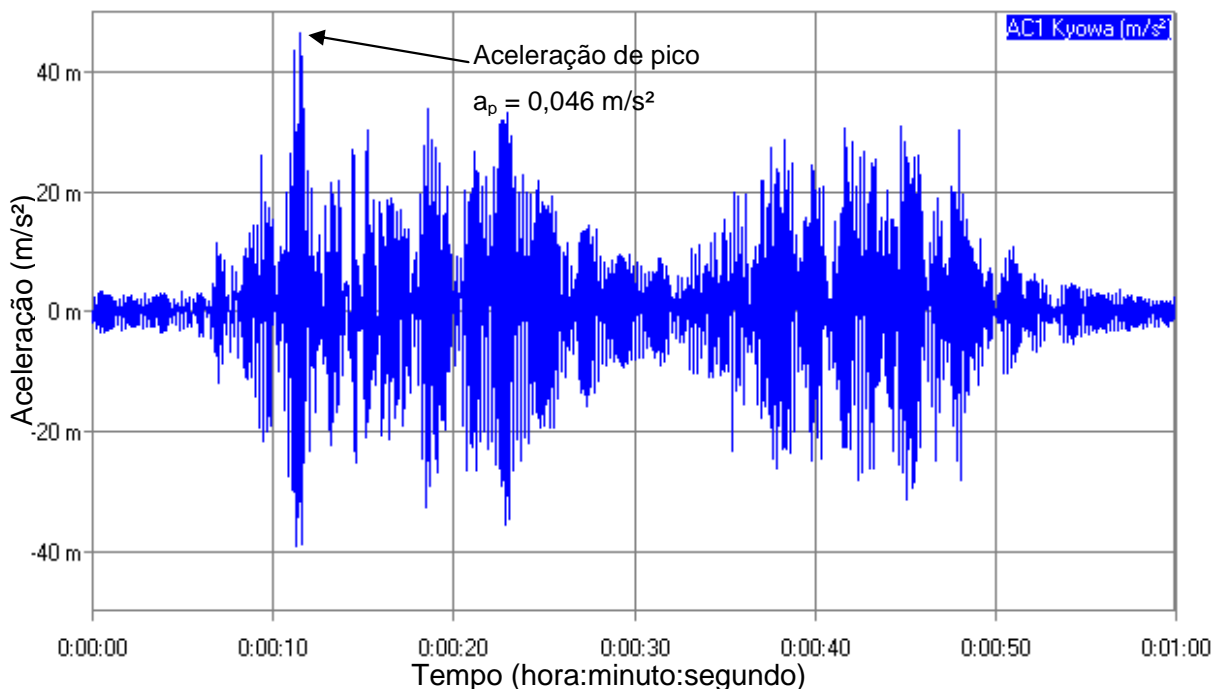


Figura 199 – Ensaio 7: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 (aleatório - cruzamento).

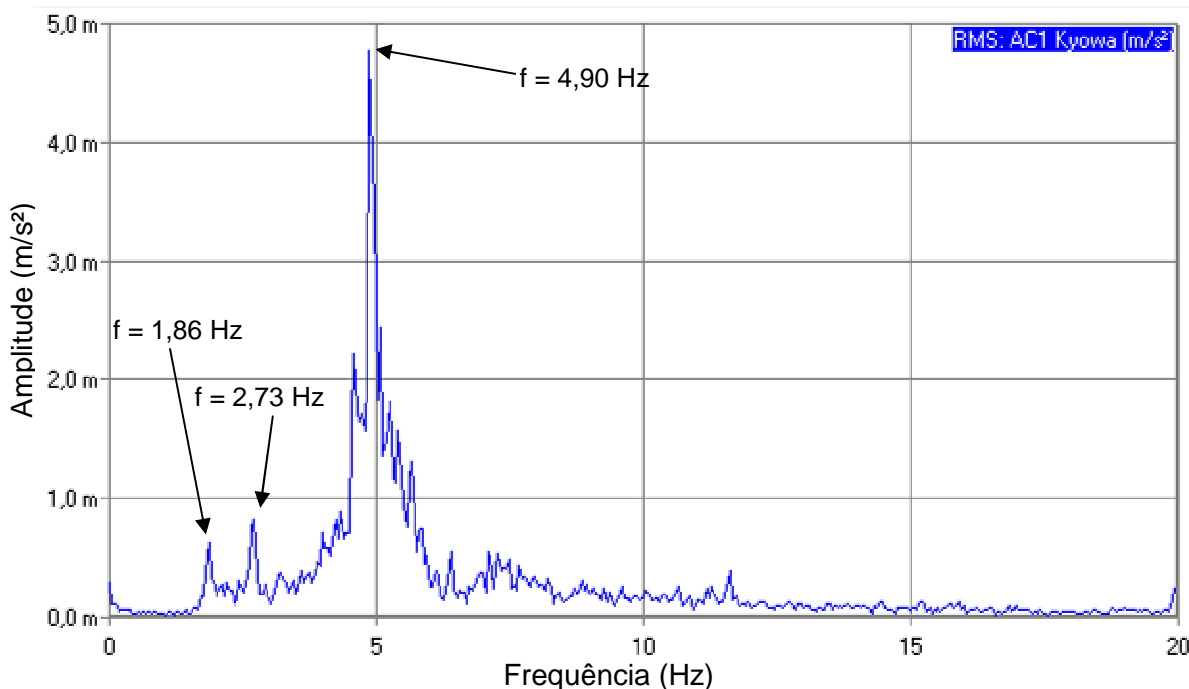


Figura 200 – Ensaio 7: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 (aleatório - cruzamento).

Analisando a Figura 199, a aceleração máxima ocorreu no tempo ( $t$ ) igual a 11,52 s ( $t = 11,52$  s) com valor máximo de 0,046 m/s<sup>2</sup> (caminhar de quatorze pessoas se cruzando aleatoriamente), e que os dois primeiros harmônicos de excitação foram identificados com valores de frequências de 1,86 Hz e 2,73 Hz.

### 7.10 Ensaio 8: 8 pessoas em caminhada lenta ( $f_p=1,60\text{Hz}$ : fila)

Devido à falta de informações sobre as propriedades dos pedestres e da frequência do passo experimentais do caminhar humano nos ensaios anteriores, os ensaios seguintes adotaram uma técnica de obtenção das acelerações de cada pedestre, de forma a se obter as características de cada indivíduo que estava excitando a passarela para posterior calibração dos resultados. Desta maneira, o oitavo teste experimental foi realizado através do caminhar humano de 8 (oito) pessoas em caminhada lenta com frequência do passo de  $f_p = 1,60 \text{ Hz}$  (96 bpm medida no metrônomo). A caminhada das oito pessoas foi considerada como sendo uma fila de pedestres andando no centro da passarela, com espaçamentos iguais entre indivíduos, medidos por um cronômetro, com tempo igual a quatro segundos.

Neste ensaio, as acelerações da massa efetiva do corpo humano foram registradas por acelerômetros acoplados nos pedestres, conforme descrito no item 7.2 (Figura 175). Na Tabela 19 é apresentado o resumo das características dos pedestres utilizados neste ensaio experimental, ressaltando-se que a ordem de entrada dos pedestres na passarela foi de P1 a P8 na ida e P8 a P1 na volta. Em seguida, a Figura 201 apresenta as fotos do Ensaio 8, das caminhadas de ida e volta da passarela. Os resultados experimentais a partir dos ensaios da passarela de pedestres são mostrados nas Figuras 202 a 210 (Ida) e Figuras 211 a 219 (Volta), descritos no domínio do tempo, e nas Figuras 220 a 228 (Ida) e Figuras 229 a 237 (Volta) no domínio da frequência.

Tabela 19: Ensaio 8: características dos pedestres utilizados.

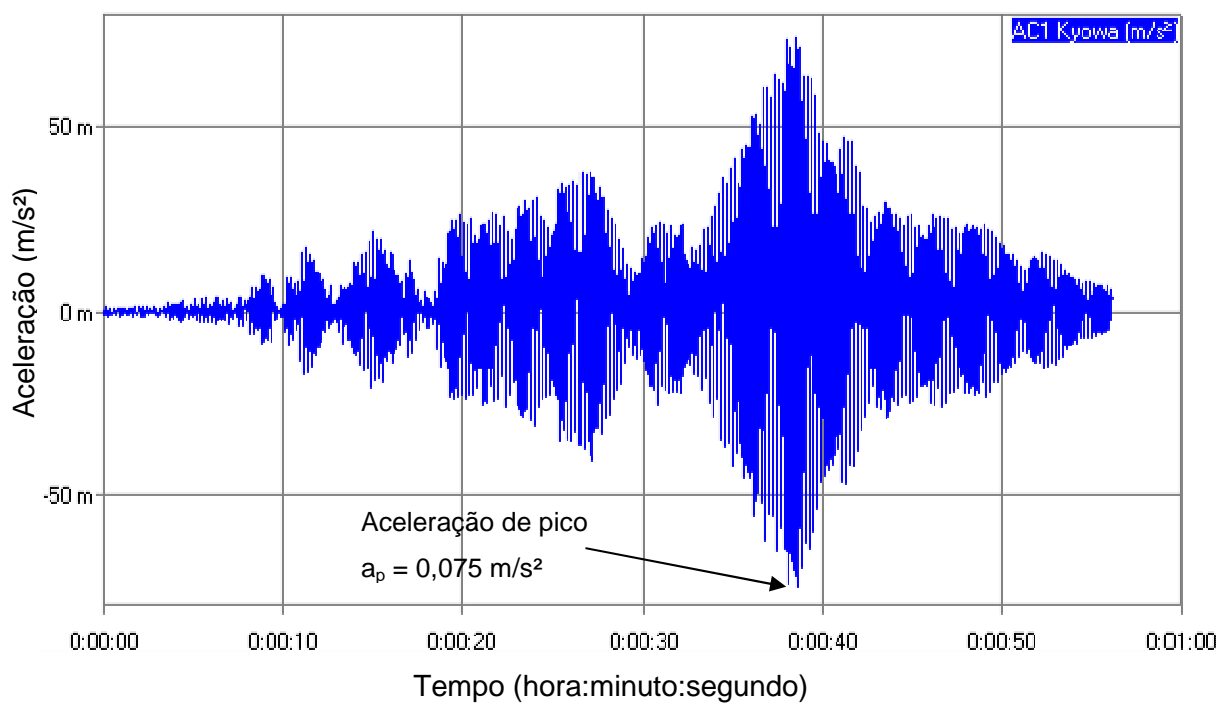
Pedestre	Descrição dos Pedestres				
	Sexo	Idade	Altura (m)	Massa (kg)	Calçado
P1	Masculino	23	1,81	76,1	Duro (sapatênis)
P2	Masculino	20	1,76	68,0	Duro (sapatênis)
P3	Masculino	23	1,74	82,6	Duro (sapatênis)
P4	Masculino	28	1,68	68,8	Duro (bota)
P5	Masculino	27	1,77	89,8	Macio (tênis)
P6	Masculino	24	1,80	91,7	Macio (tênis)
P7	Masculino	33	1,83	114,6	Duro (sapatênis)
P8	Feminino	25	1,60	91,2	Duro (sapatilha)



a) ida



b) volta

Figura 201 – Ensaio 8: pedestres em caminhada lenta ( $f_p=1,6$  Hz).Figura 202 – Ensaio 8: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,6$  Hz): ida.

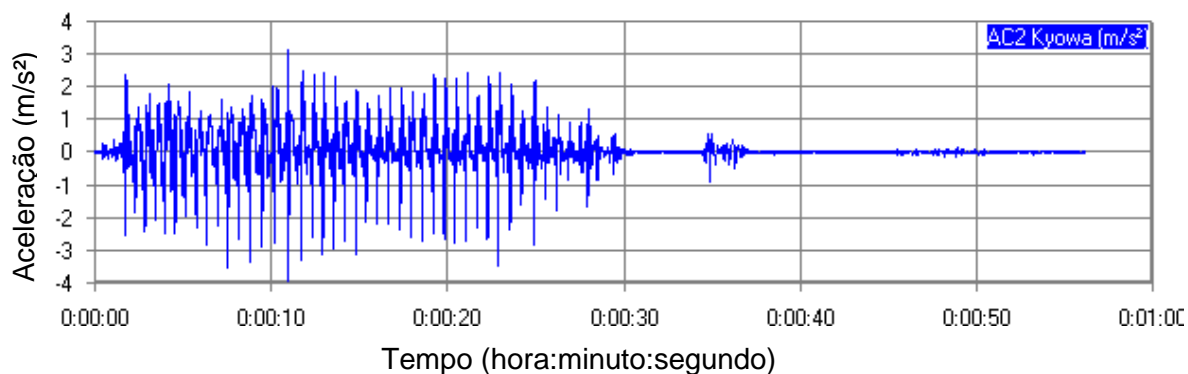


Figura 203 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: ida.

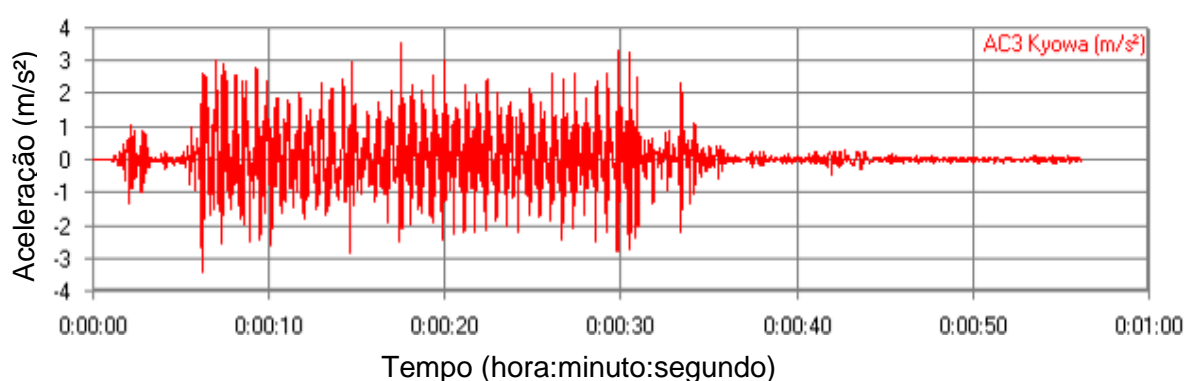


Figura 204 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: ida.

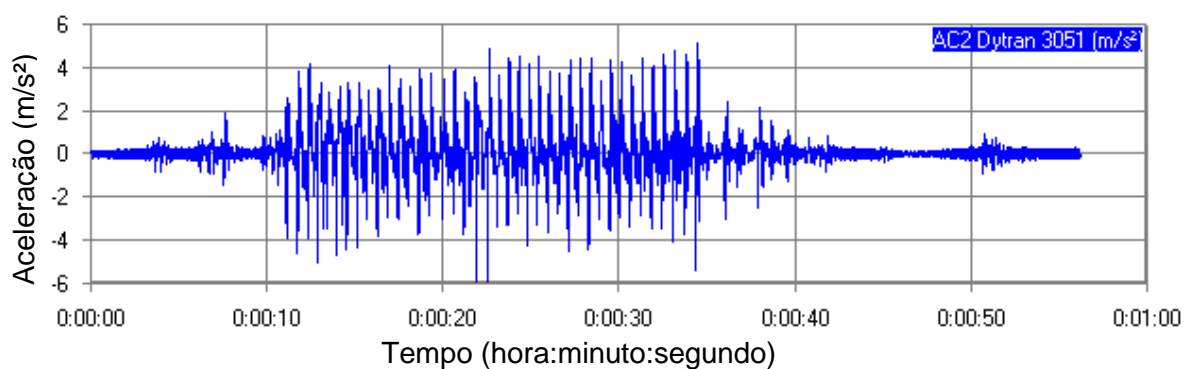


Figura 205 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: ida.

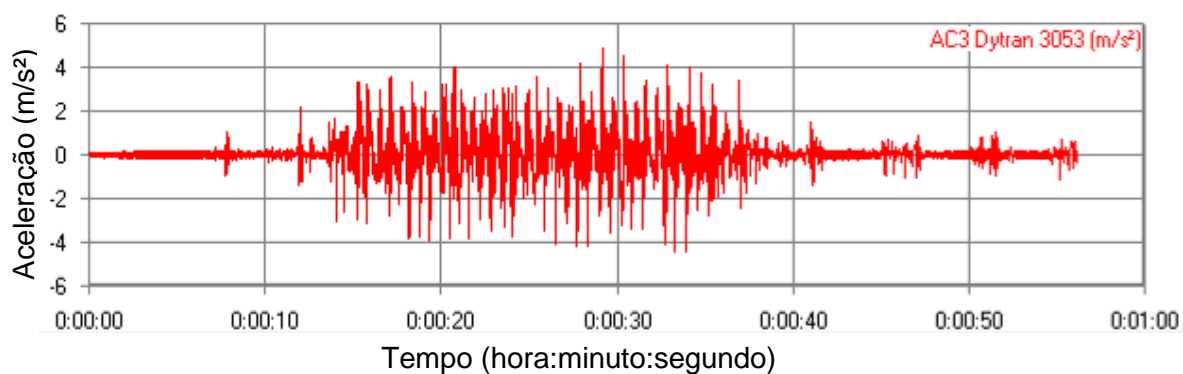


Figura 206 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio do tempo: ida.

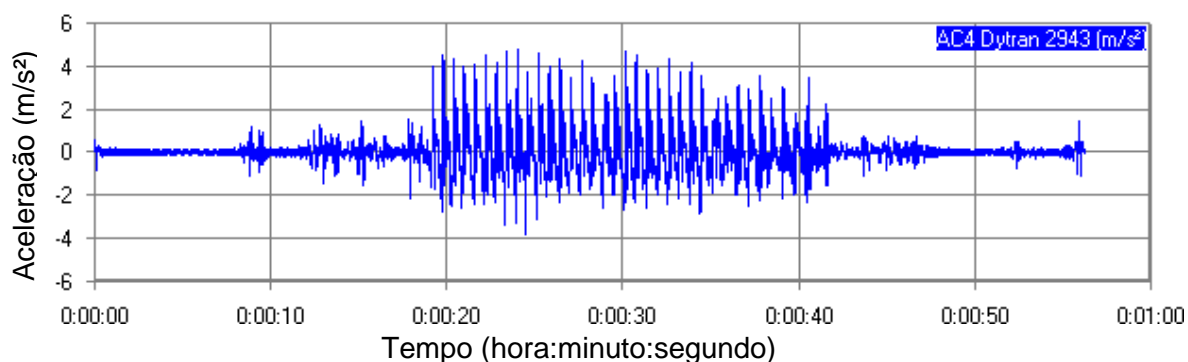


Figura 207 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: ida.

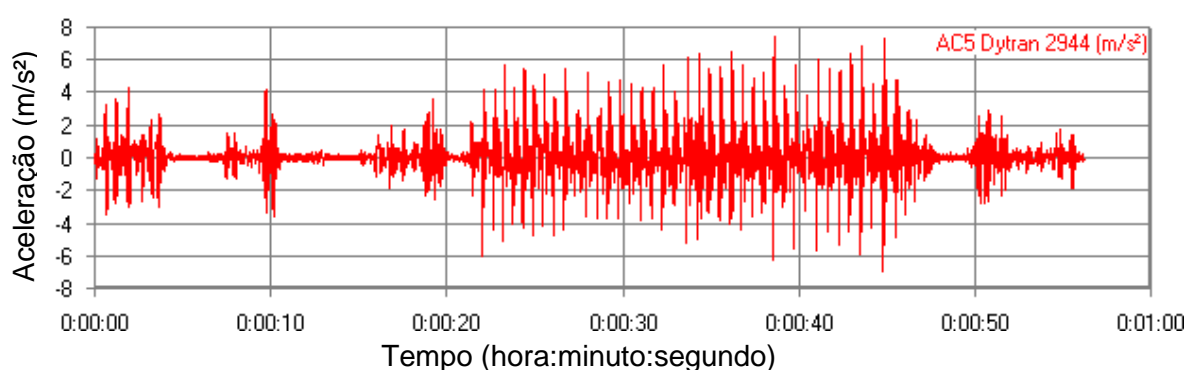


Figura 208 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: ida.

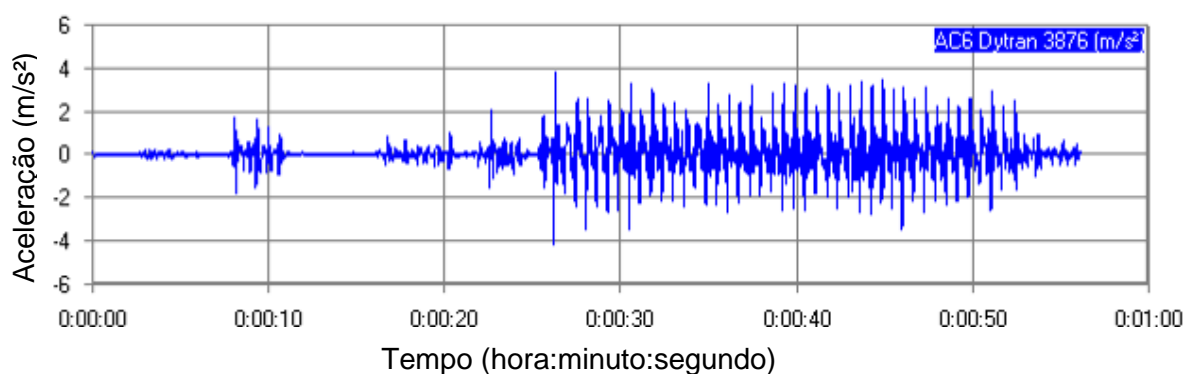


Figura 209 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: ida.

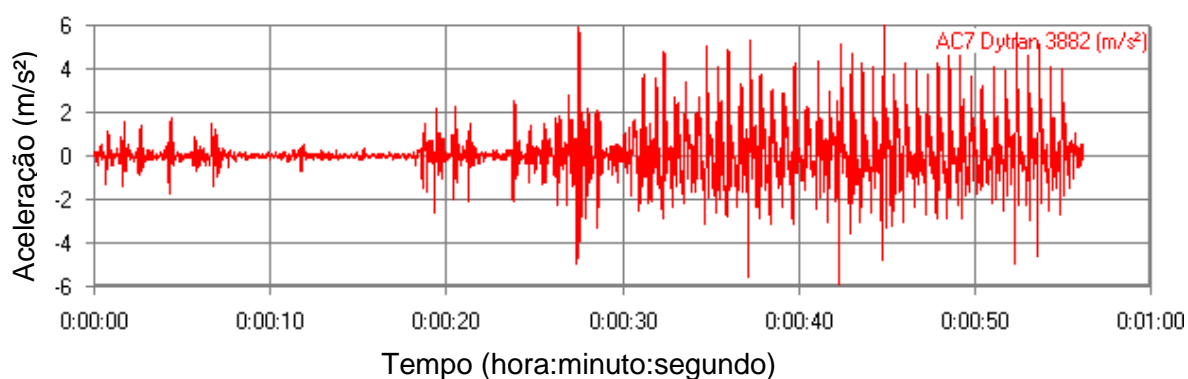


Figura 210 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: ida.



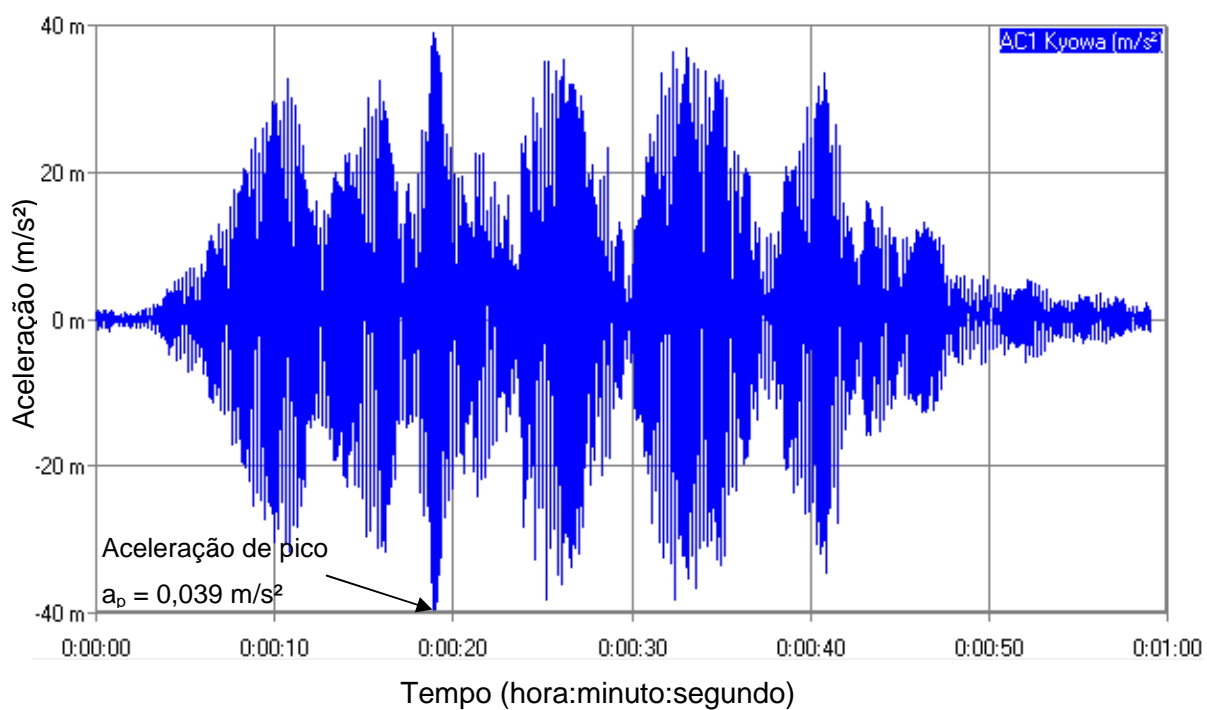


Figura 211 – Ensaio 8: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,6$  Hz): volta.

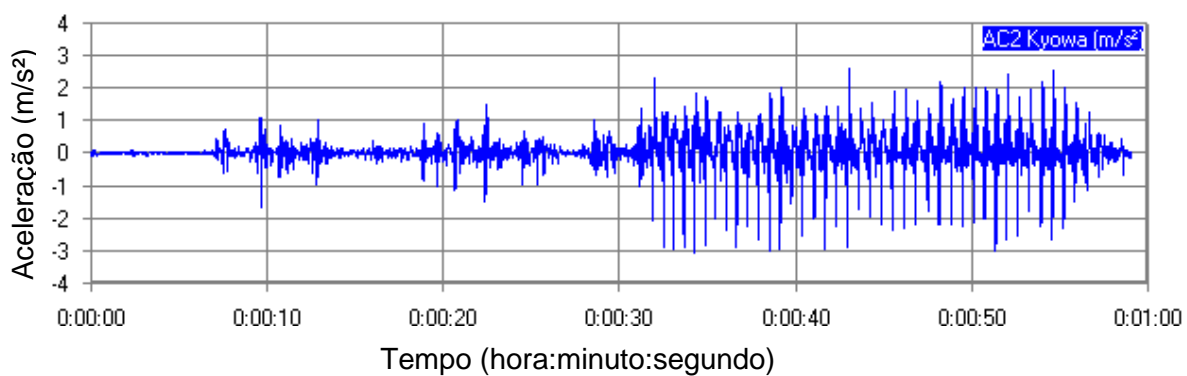


Figura 212 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: volta.

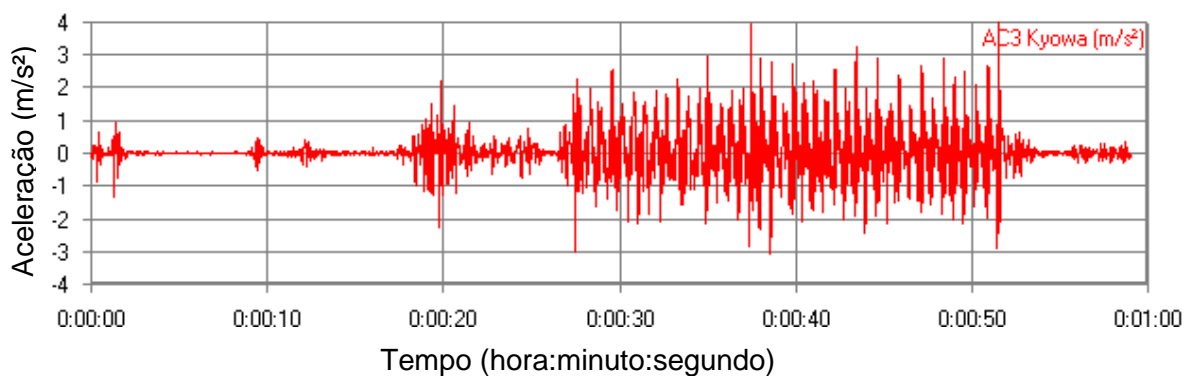


Figura 213 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: volta.

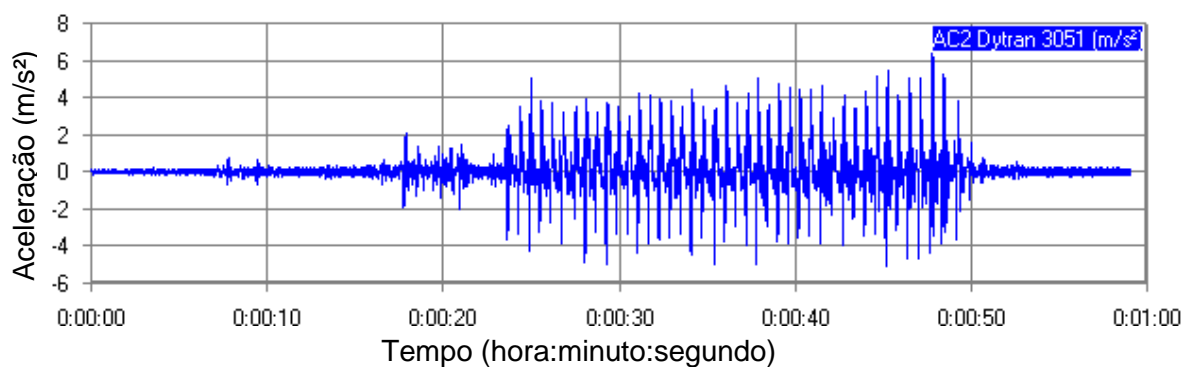


Figura 214 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: volta.

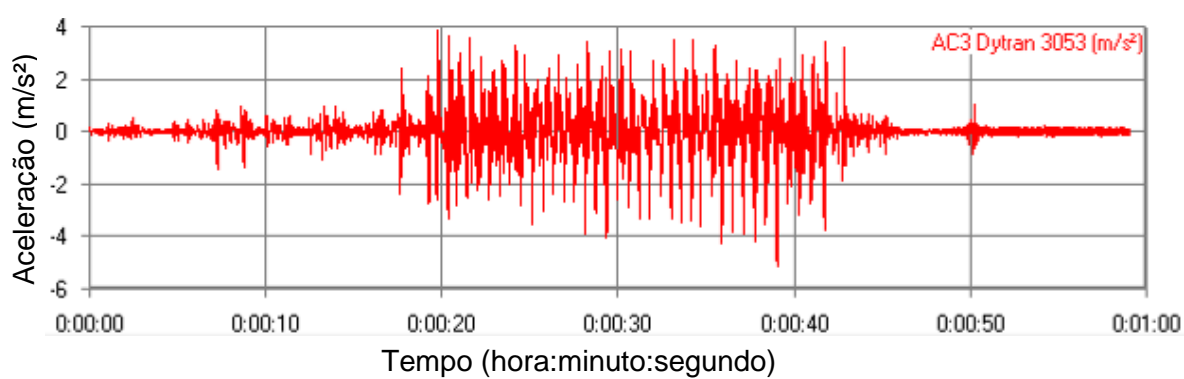


Figura 215 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio do tempo: volta.

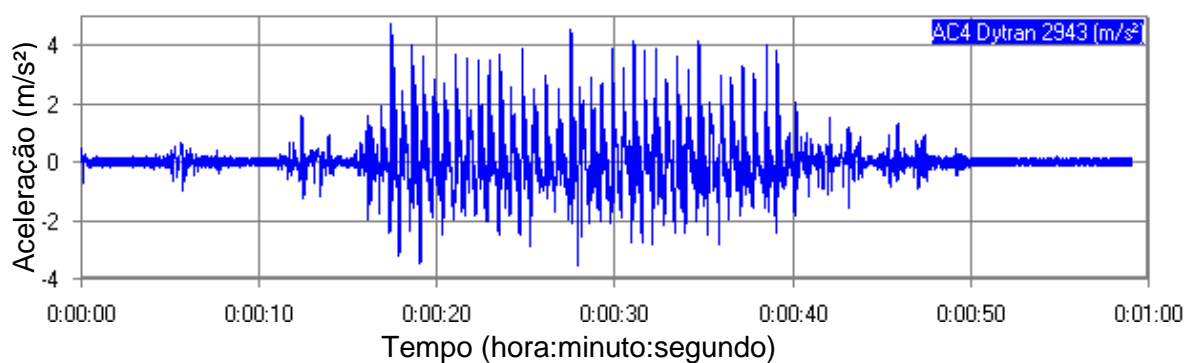


Figura 216 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: volta.

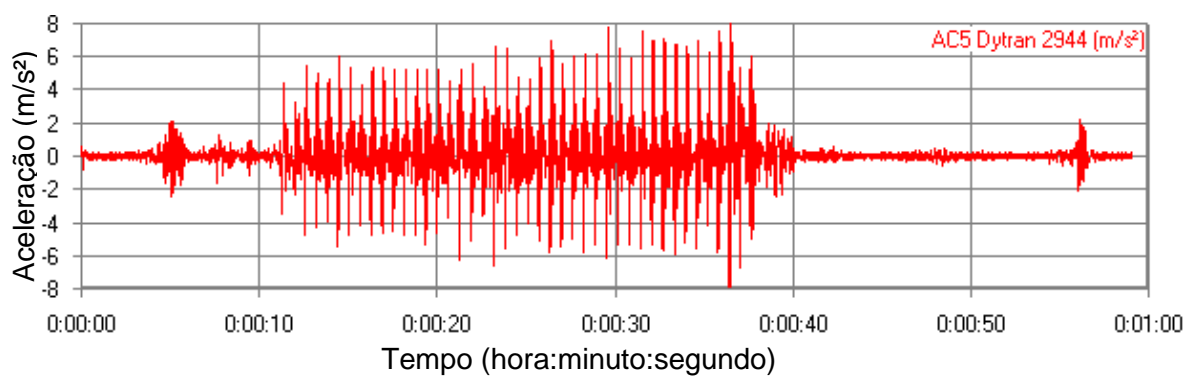


Figura 217 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: volta.

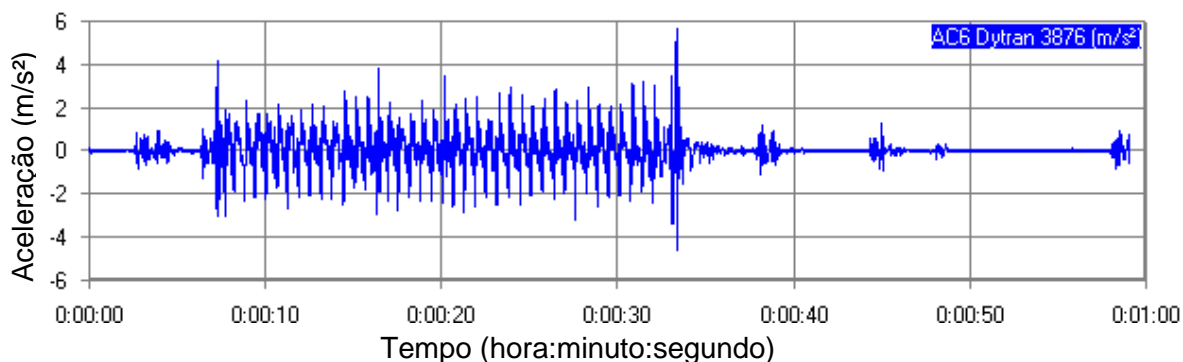


Figura 218 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: volta.

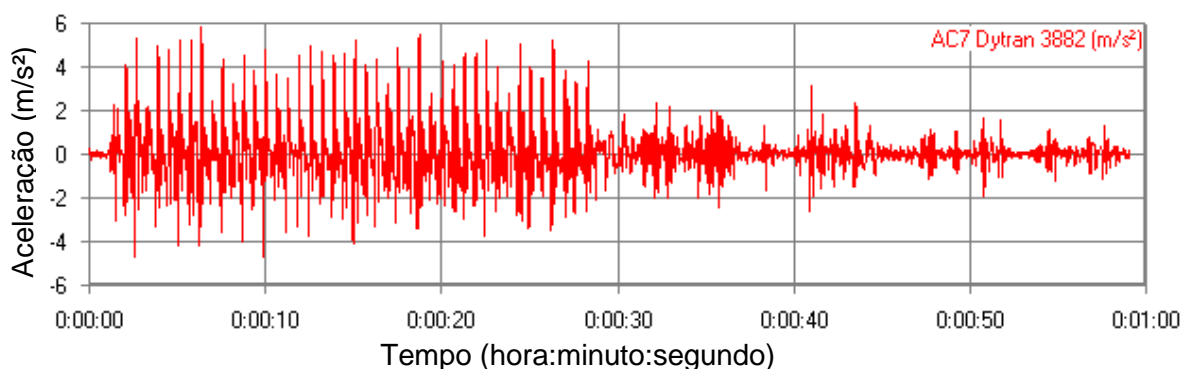


Figura 219 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: volta.

Nas Figuras 202 e 211, observou-se, para caminhada em ritmo lento com  $f_p=1,6$  Hz, que a aceleração máxima ocorreu nos tempos (t) igual a 38,68s e 18,95s ( $t = 38,68$  s e 18,95 s), com valores máximos de aceleração apresentados da ordem de 0,075 m/s<sup>2</sup> e 0,039 m/s<sup>2</sup> para oito pessoas, nas caminhadas designadas de ida e volta na estrutura, respectivamente.

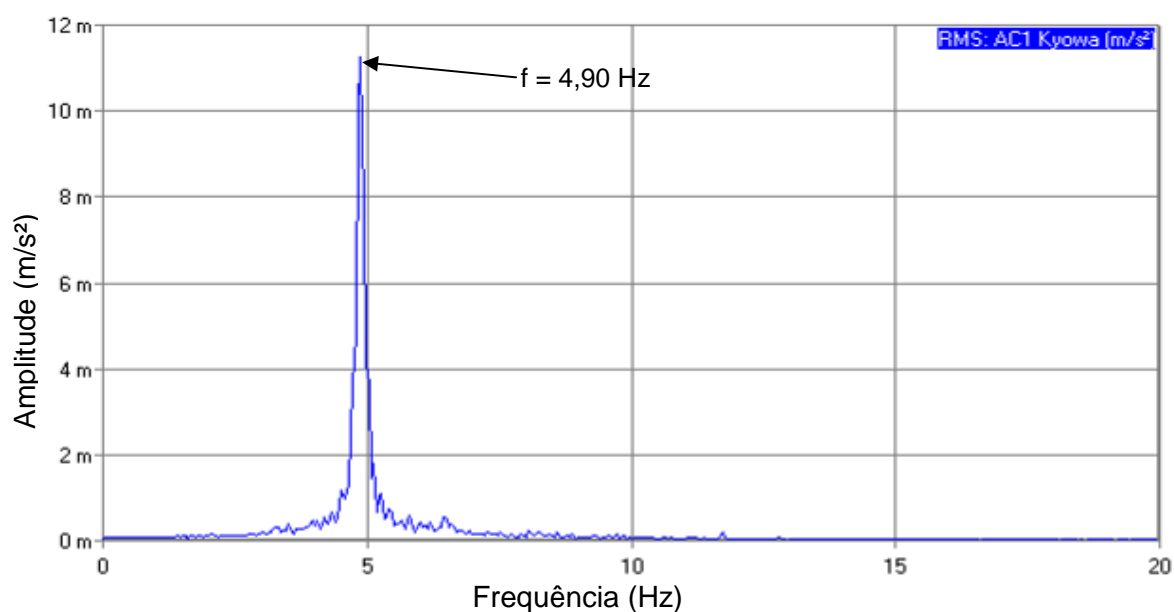


Figura 220 – Ensaio 8: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,6$  Hz): ida.

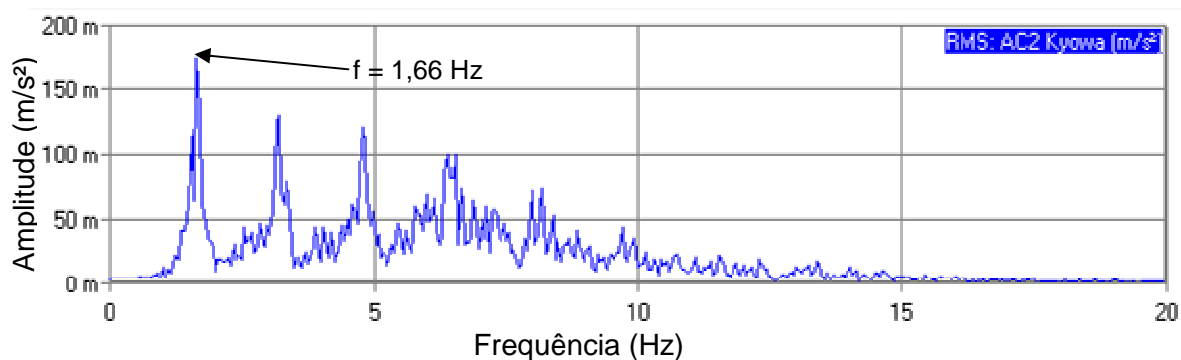


Figura 221 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: ida.

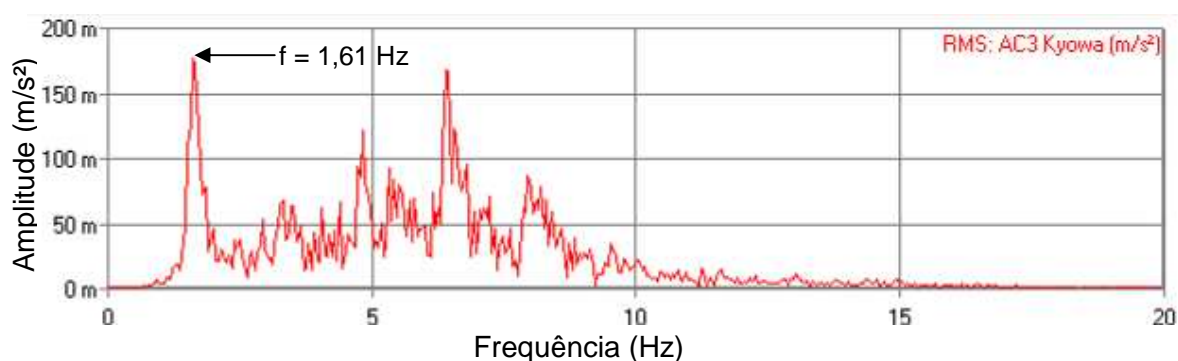


Figura 222 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: ida.

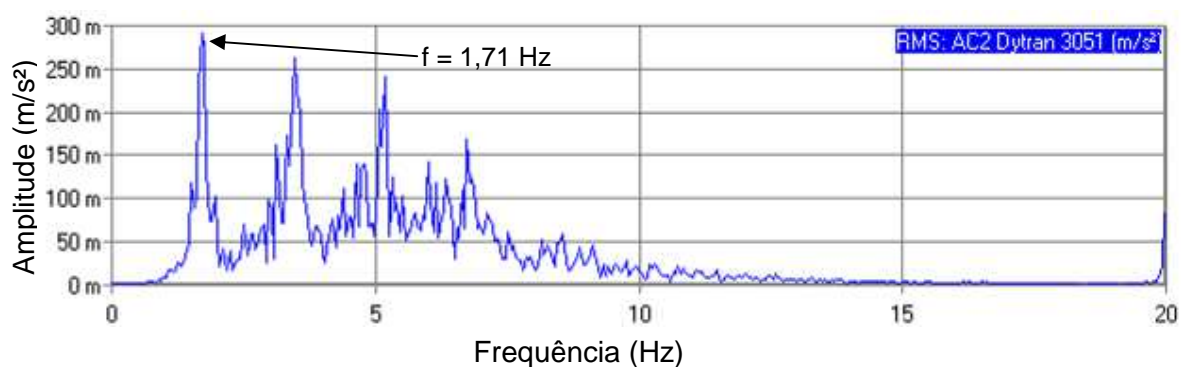


Figura 223 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: ida.

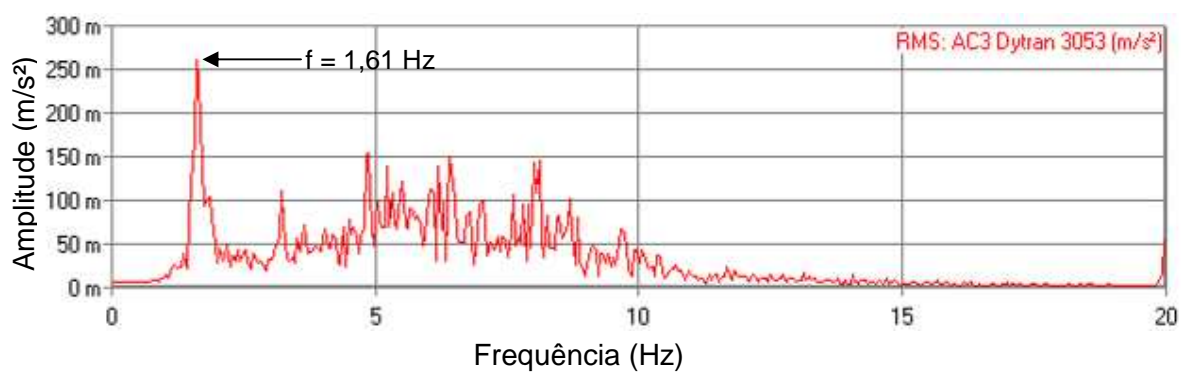


Figura 224 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio da frequência: ida.

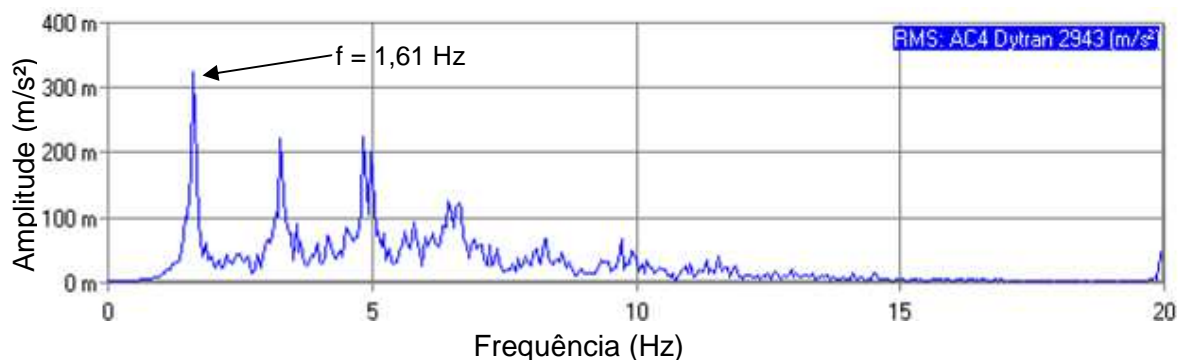


Figura 225 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: ida.

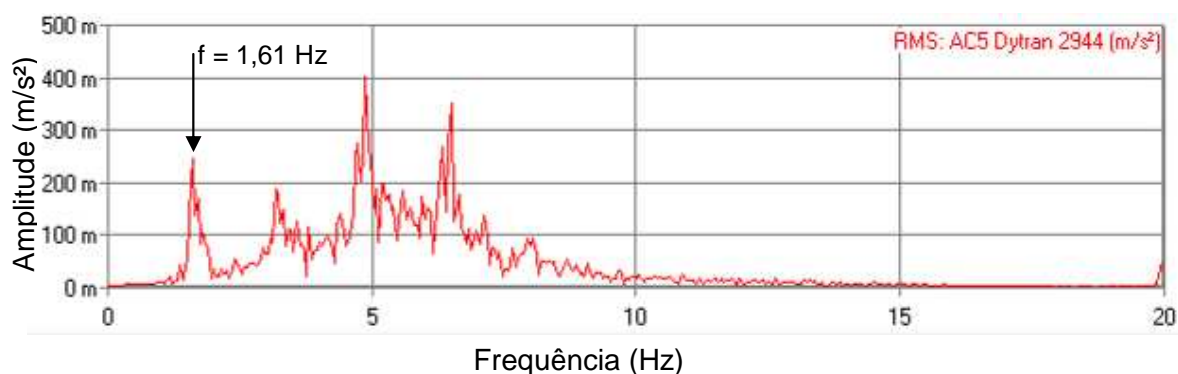


Figura 226 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: ida.

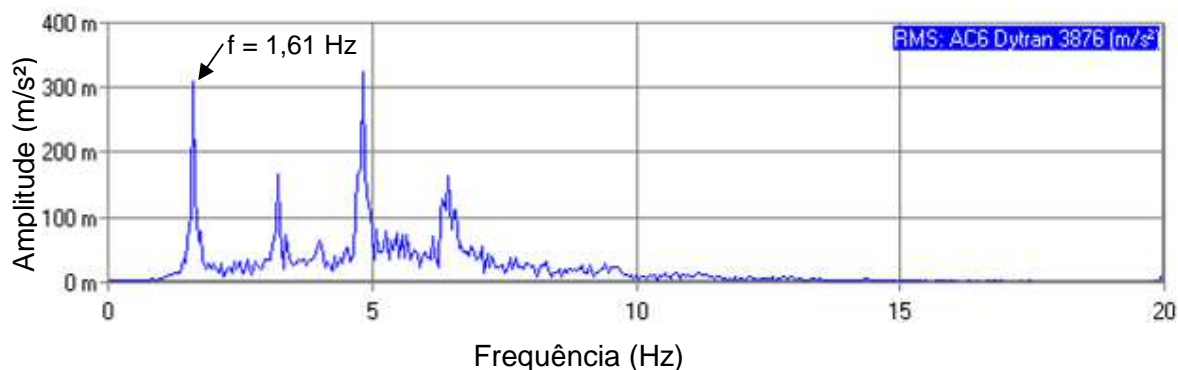


Figura 227 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: ida.

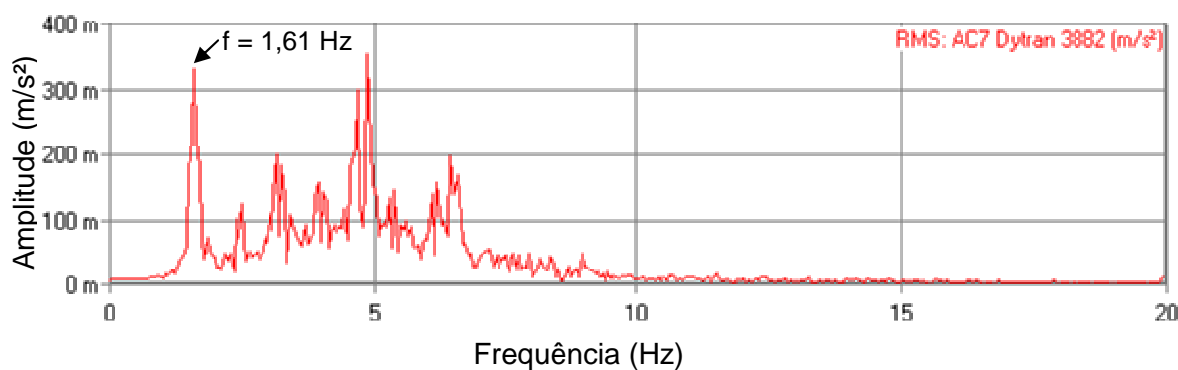


Figura 228 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: ida.

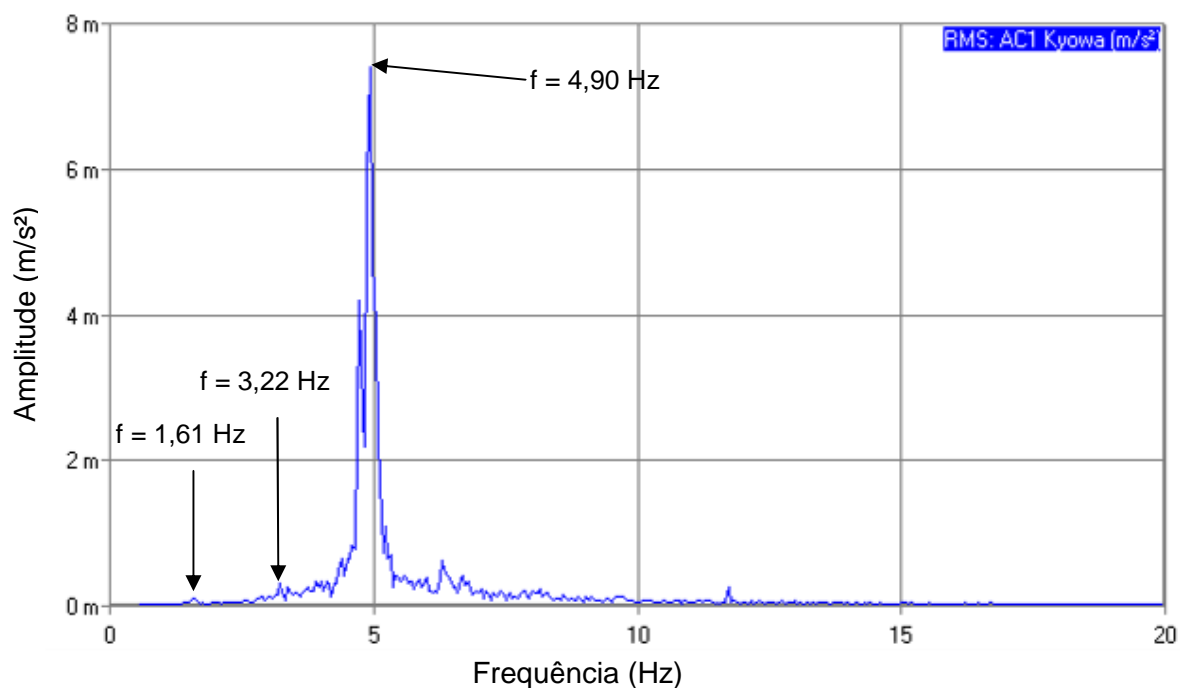


Figura 229 – Ensaio 8: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,6$  Hz): volta.

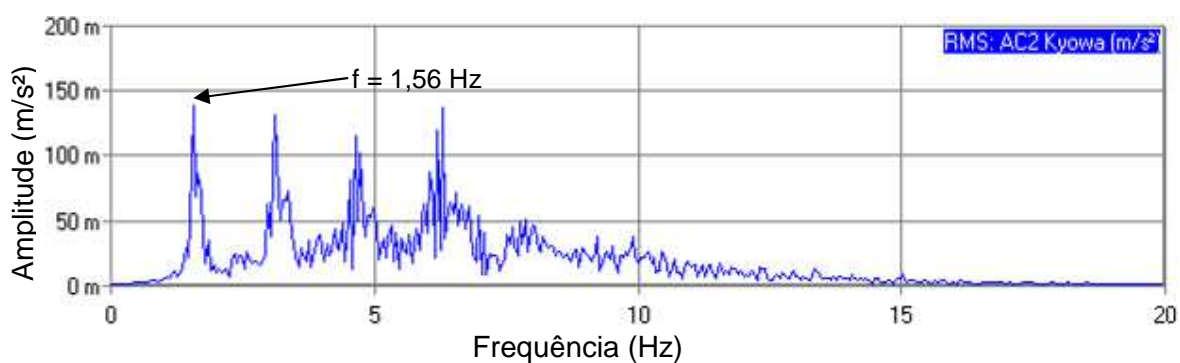


Figura 230 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: volta.

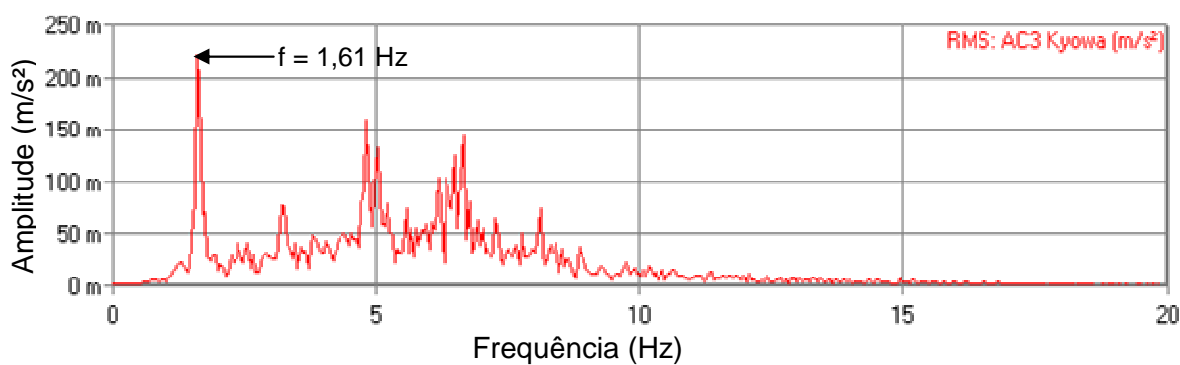


Figura 231 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: volta.

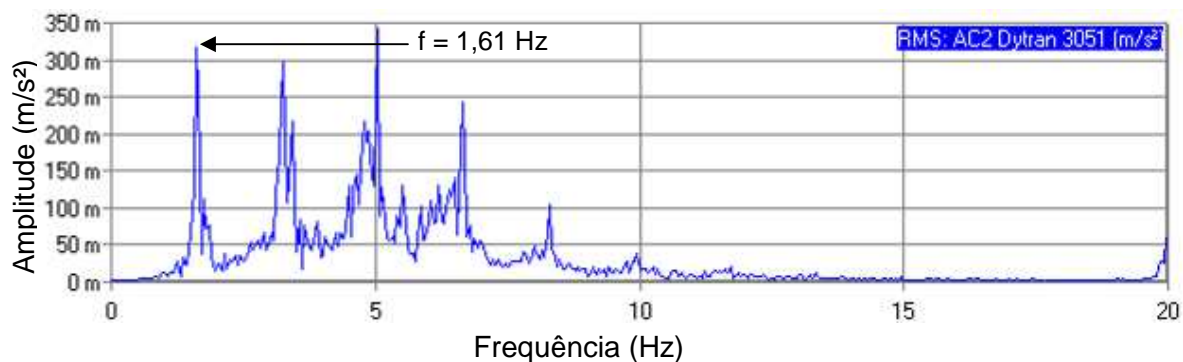


Figura 232 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: volta.

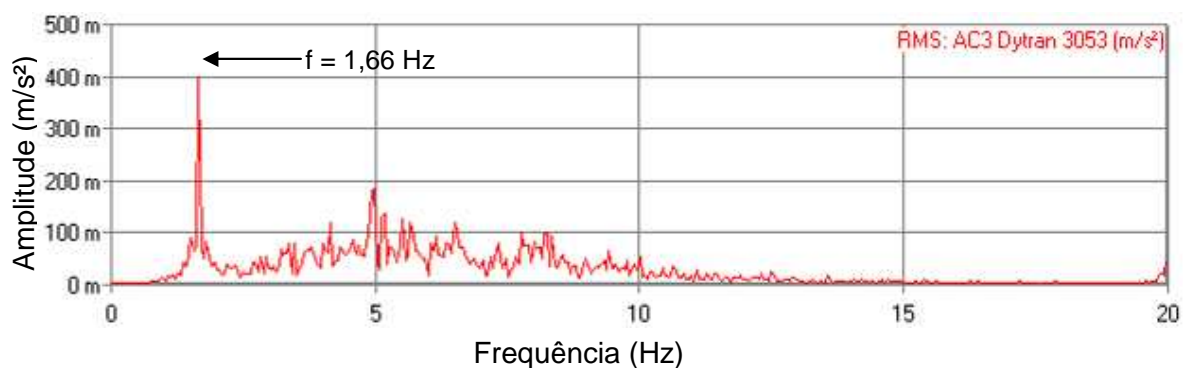


Figura 233 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio da frequência: volta.

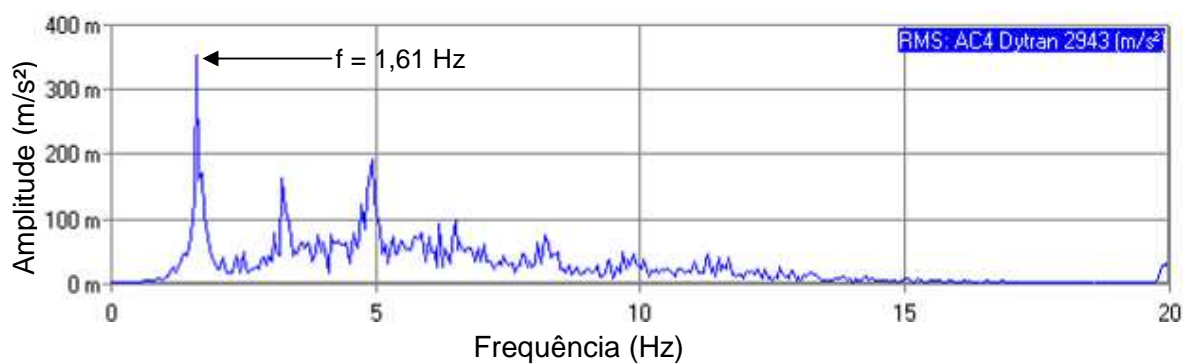


Figura 234 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: volta.

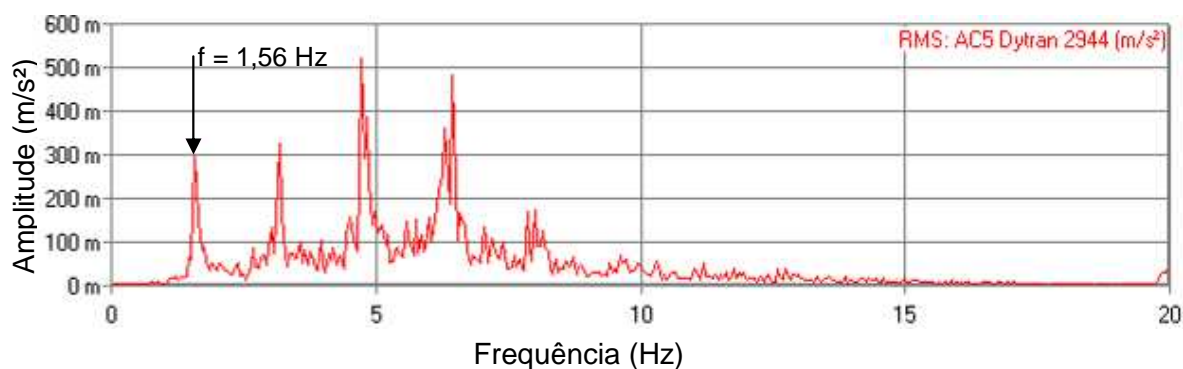


Figura 235 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: volta.



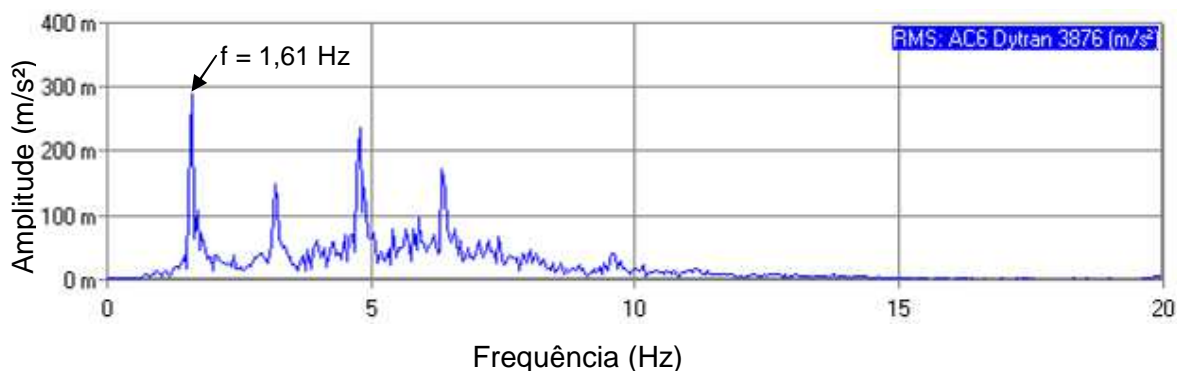


Figura 236 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: volta.

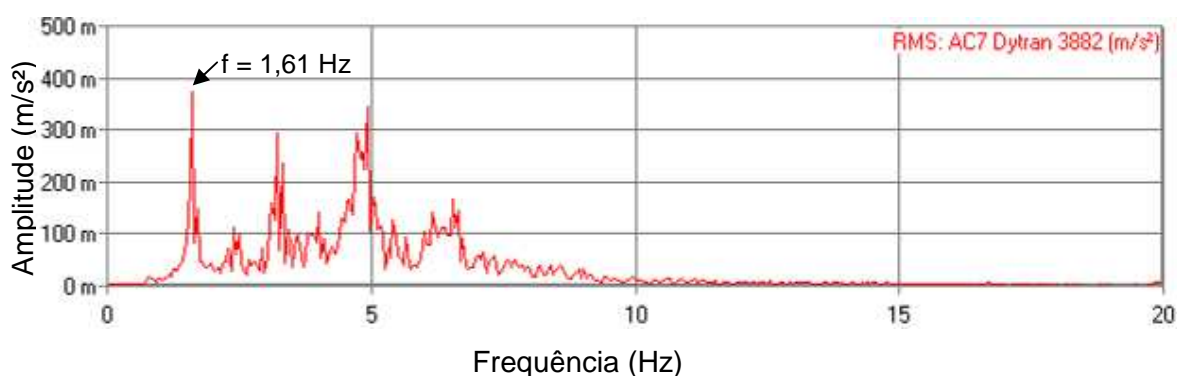


Figura 237 – Ensaio 8: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: volta.

Ressalta-se, a predominância da frequência de 4,90 Hz, no domínio da frequência, correspondente a ressonância do modelo estrutural com a frequência do terceiro harmônico da excitação ( $f = 3 \times 1,6 \text{ Hz} \approx 4,90 \text{ Hz}$ ), quando da FFT do sinal do tempo da resposta estrutural dinâmica da passarela, como mostrado nas Figuras 220 e 229, mesmo sem sincronia de todos os pedestres com a frequência de 1,60 Hz, como ocorrido com os pedestres P1 e P3 para a caminhada de ida e os pedestres P1, P4 e P6 para a caminhada de volta.

#### 7.11 Ensaio 9: 8 pessoas em caminhada lenta ( $f_p=1,70\text{Hz}$ : fila)

Na literatura a frequência média do passo em caminhada lenta se encontra da ordem de  $f_p = 1,70 \text{ Hz}$  (96 bpm medida no metrônomo), sendo assim o nono ensaio de vibração forçada tentou reproduzir o caminhar de 8 (oito) pessoas (andando em fila) em caminhada lenta. Os espaçamentos entre indivíduos foram medidos por um cronômetro com tempo igual a quatro segundos. As características e a ordem dos pedestres utilizados neste ensaio estão descritas na Tabela 19 e as acelerações do

movimento de cada pedestre foram registradas. As fotos do ensaio de vibração forçada, tanto da ida e da volta, estão ilustradas na Figura 238. As Figuras 239 a 247 e 248 a 255 apresentam as acelerações no domínio do tempo na caminhada designada ida e na volta, respectivamente.



a) ida



b) volta

Figura 238 – Ensaio 9: pedestres em caminhada lenta ( $f_p=1,7$  Hz).

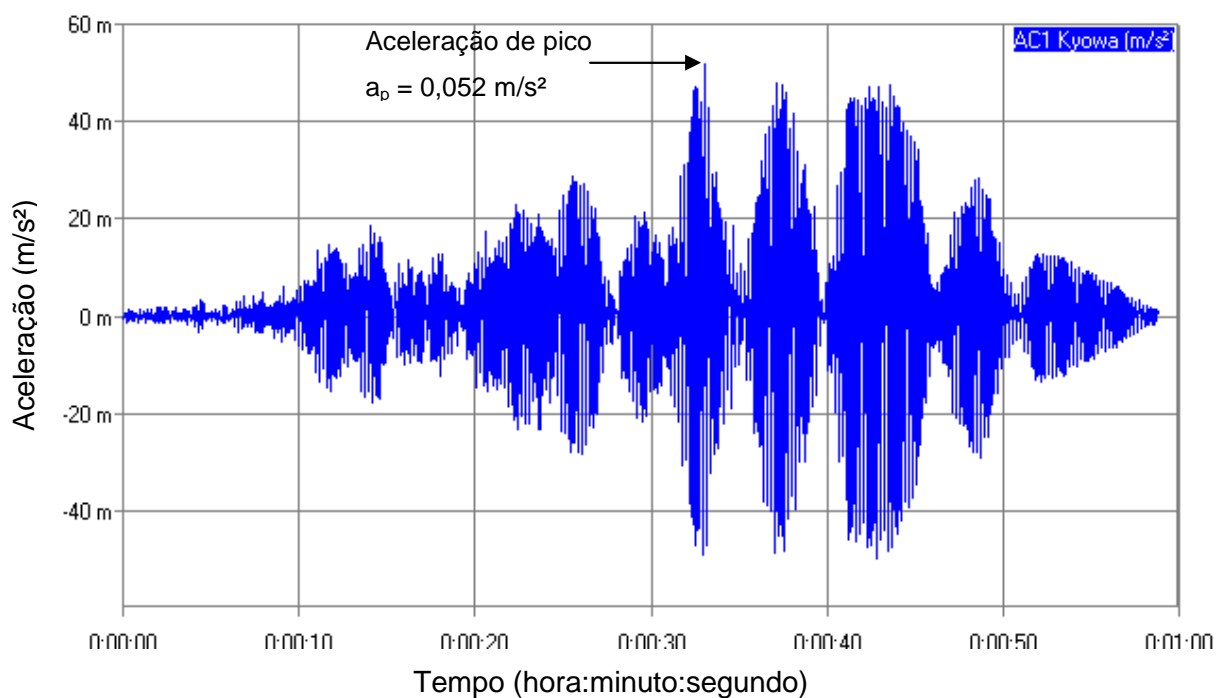


Figura 239 – Ensaio 9: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,7$  Hz): ida.

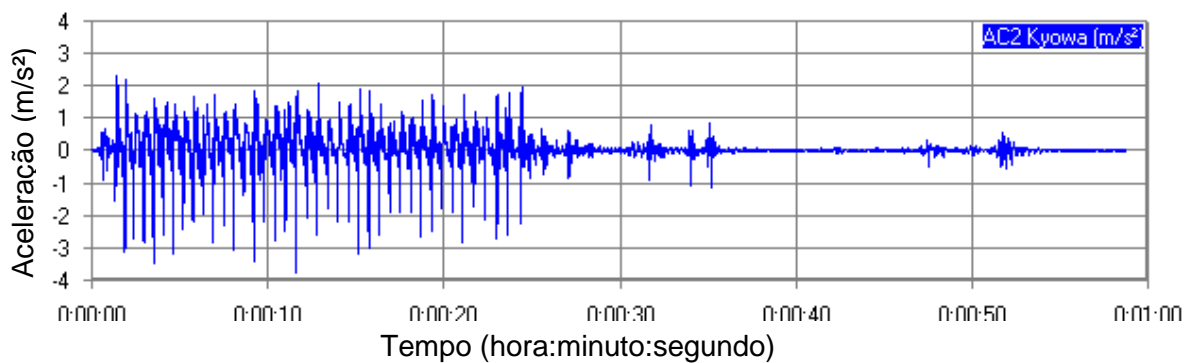


Figura 240 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: ida.

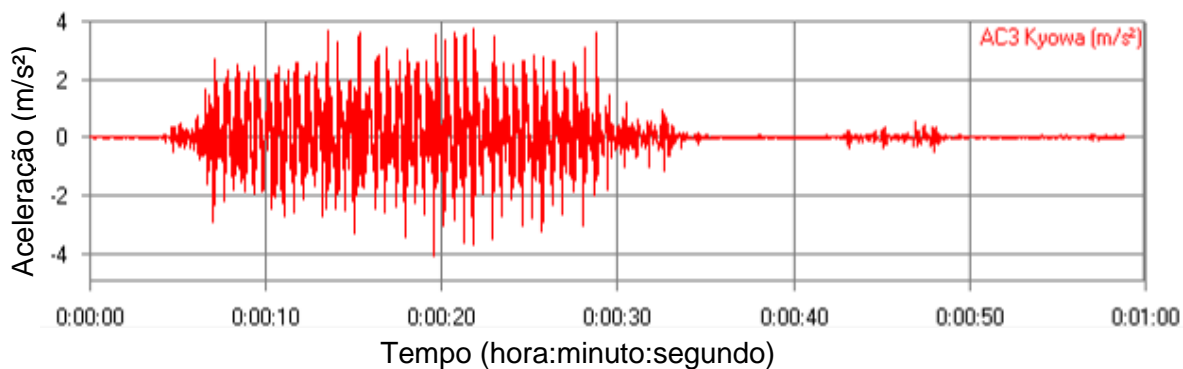


Figura 241 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: ida.

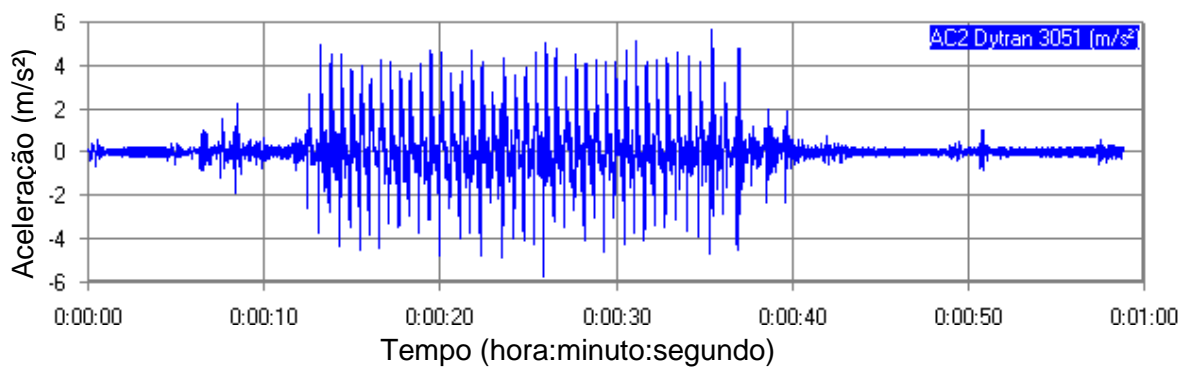


Figura 242 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: ida.

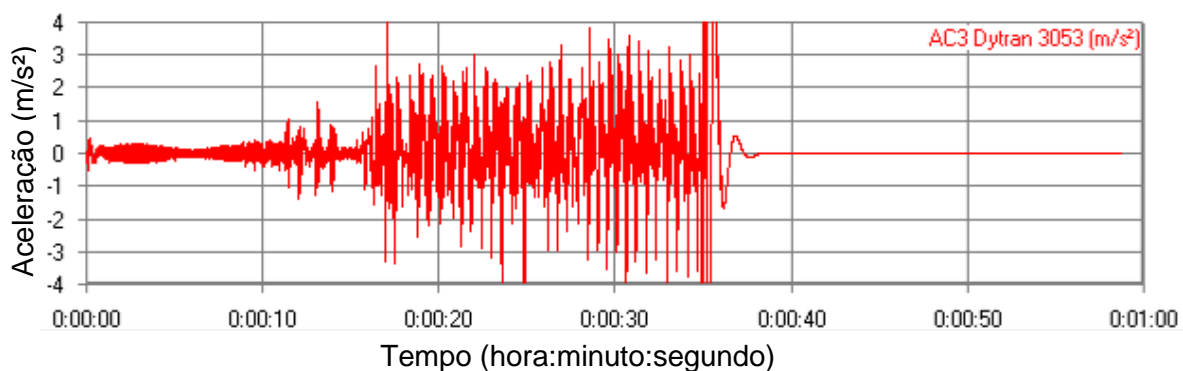


Figura 243 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio do tempo: ida.

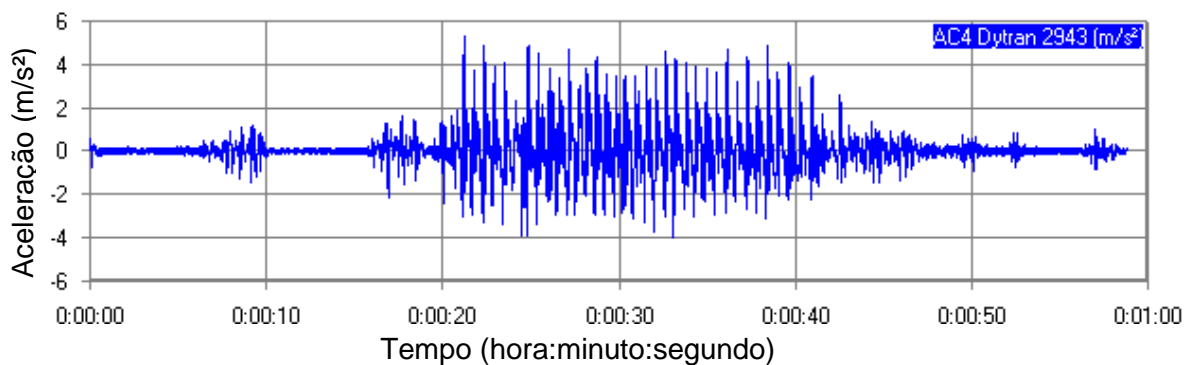


Figura 244 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: ida.

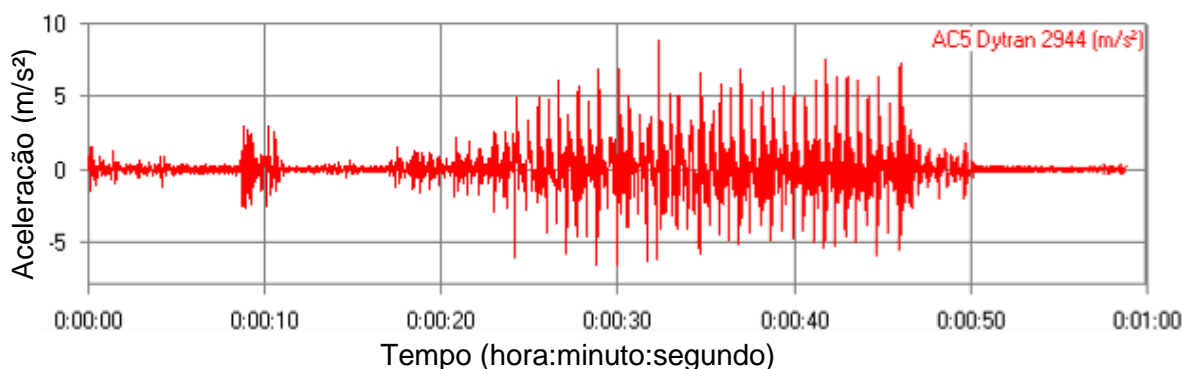


Figura 245 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: ida.

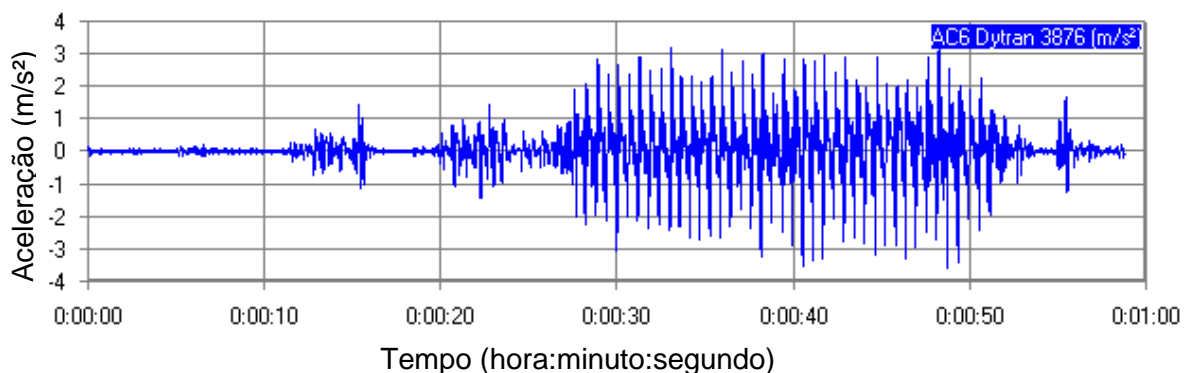


Figura 246 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: ida.

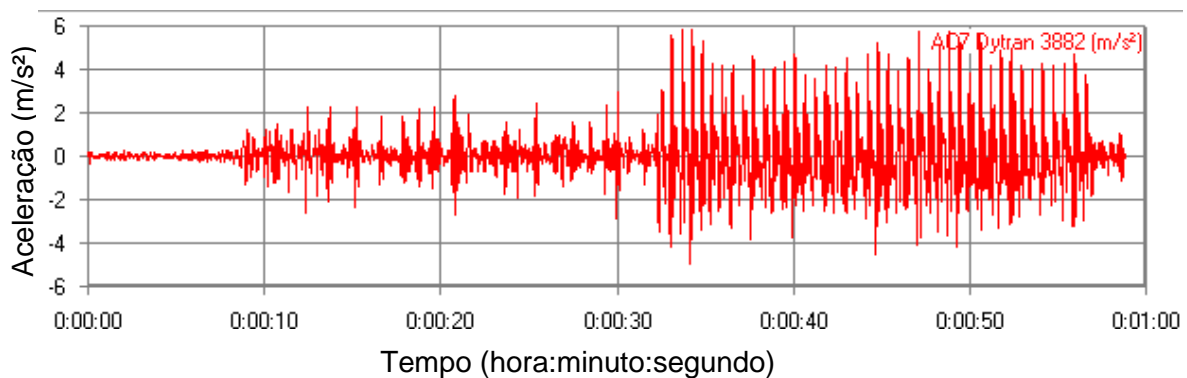


Figura 247 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: ida.

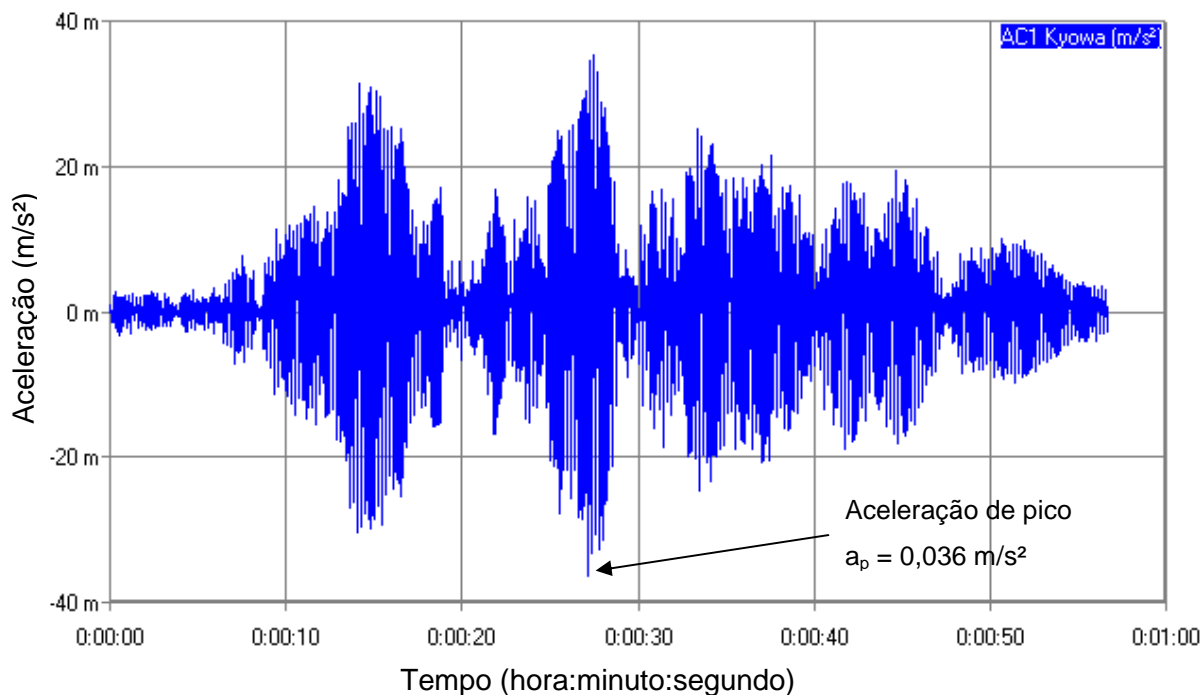


Figura 248 – Ensaio 9: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,7$  Hz): volta.

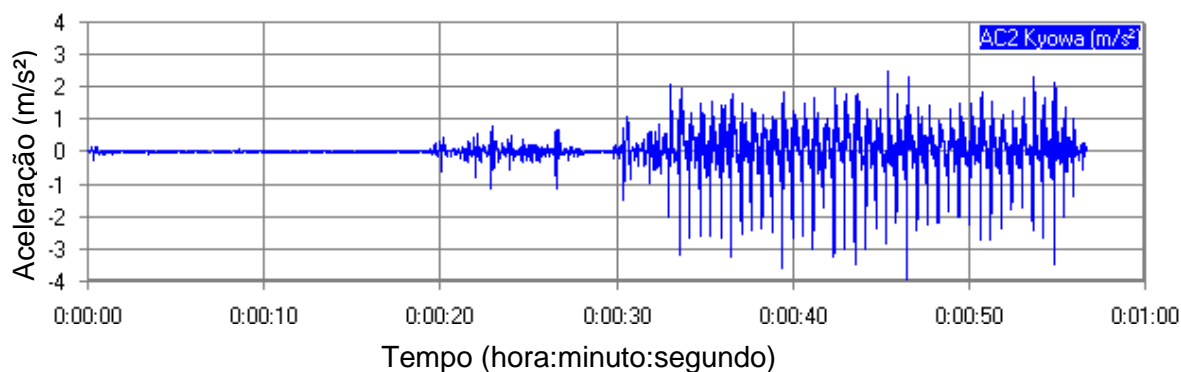


Figura 249 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: volta.

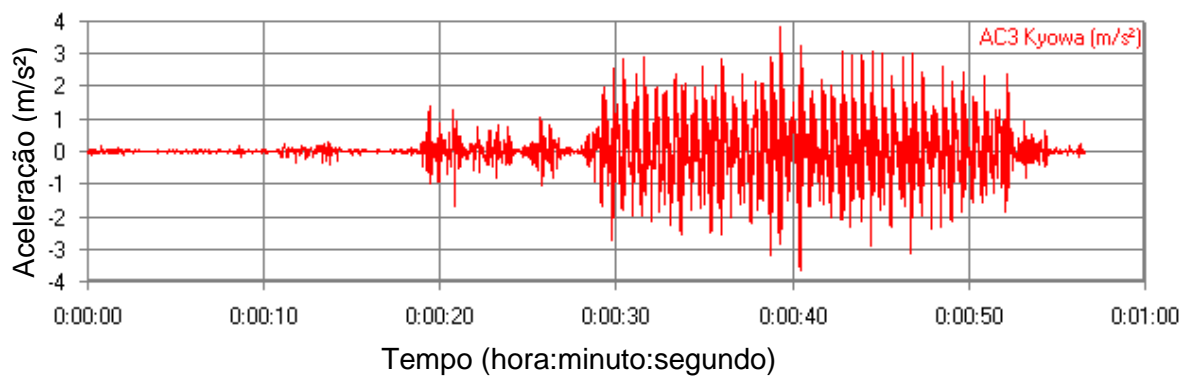


Figura 250 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: volta.

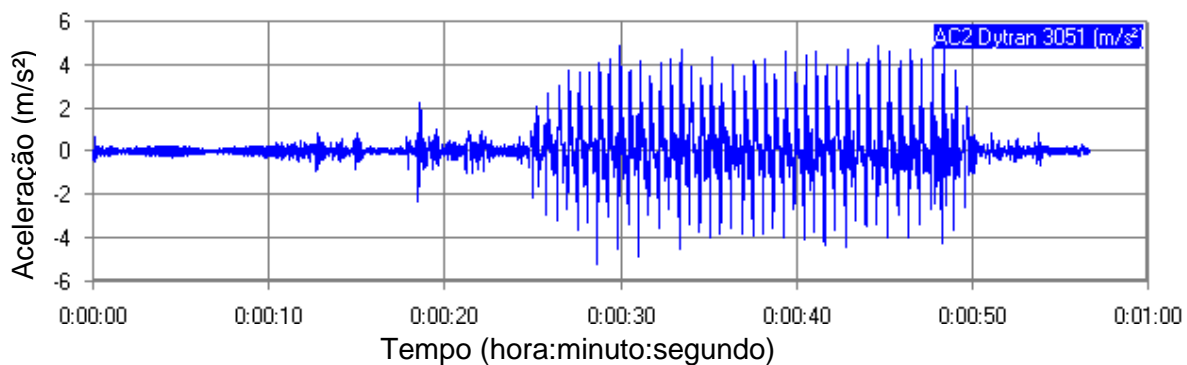


Figura 251 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: volta.

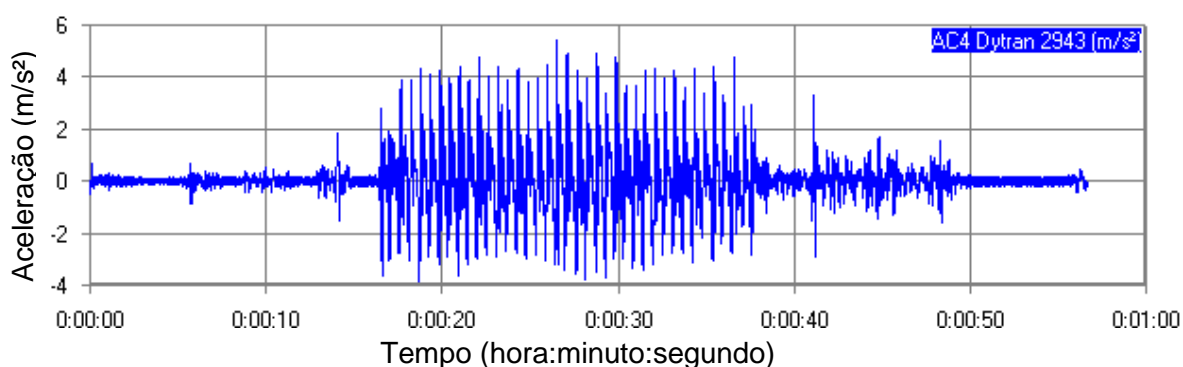


Figura 252 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: volta.

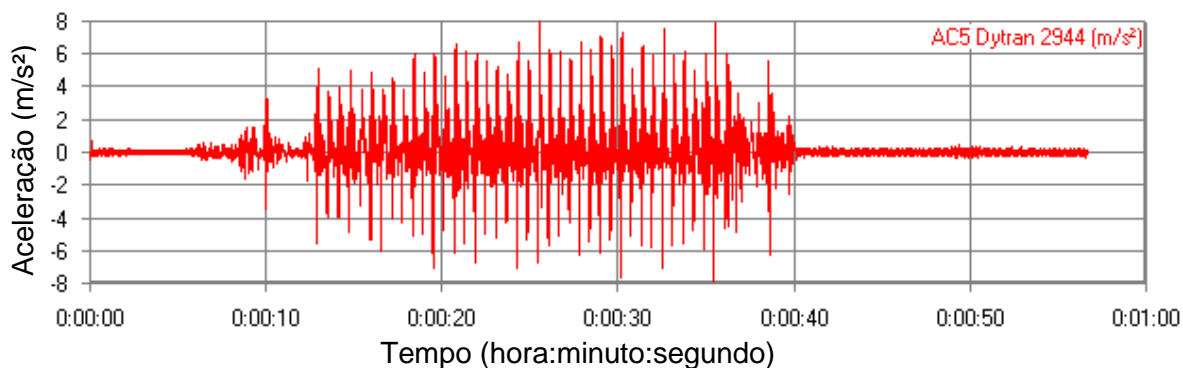


Figura 253 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: volta.

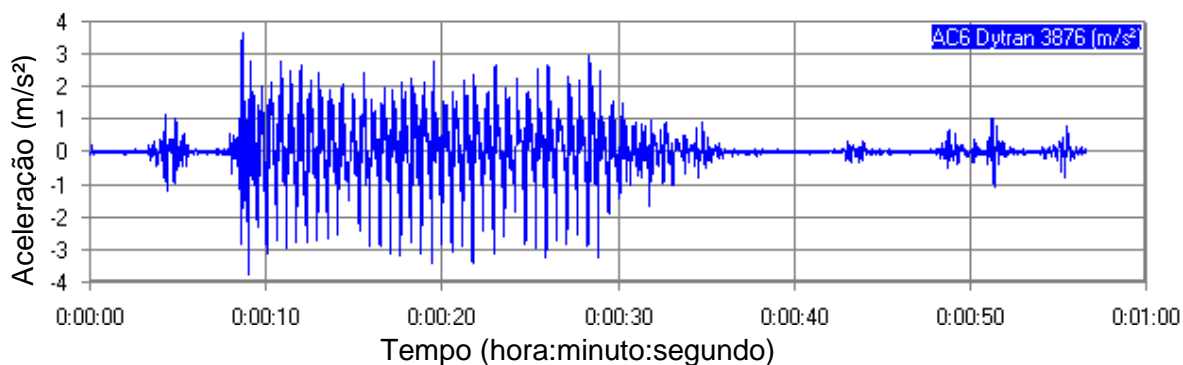


Figura 254 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: volta.

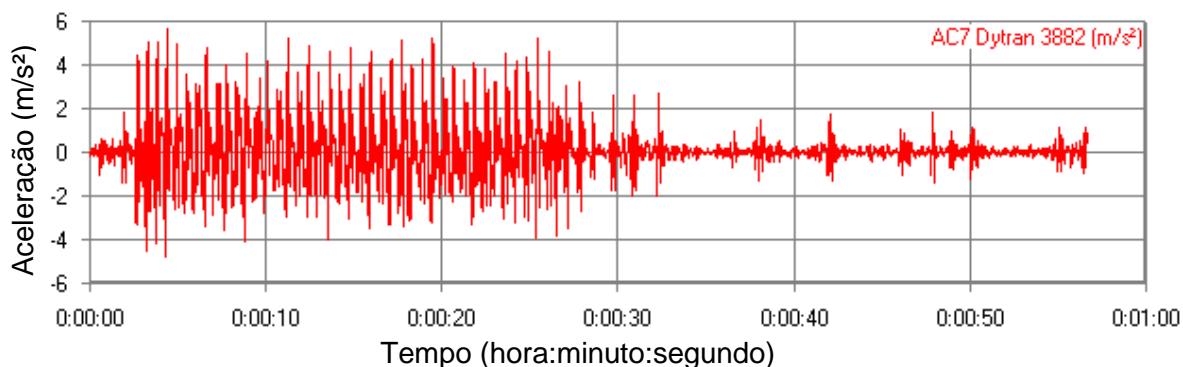


Figura 255 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: volta.

Nas Figuras 239 e 248, observou-se na caminhada em ritmo lento ( $f_p=1,7$  Hz) que a aceleração máxima ocorreu nos tempos (t) igual a 33,07s e 27,19 s ( $t = 33,07s$  e  $27,19s$ ), com valores máximos de aceleração apresentados de  $0,052$   $m/s^2$  e  $0,036$   $m/s^2$  (oito pessoas), nas caminhadas designadas de ida e volta na estrutura, respectivamente. Observa-se que neste último ensaio o acelerômetro acoplado ao pedestre P4 foi danificado, não registrando mais a aceleração correta do movimento no ensaio, sendo assim este acelerômetro foi retirado da apresentação dos ensaios posteriores. As Figuras 256 a 264 e 265 a 272 apresentam as acelerações no domínio da frequência na caminhada designada ida e na volta, respectivamente.

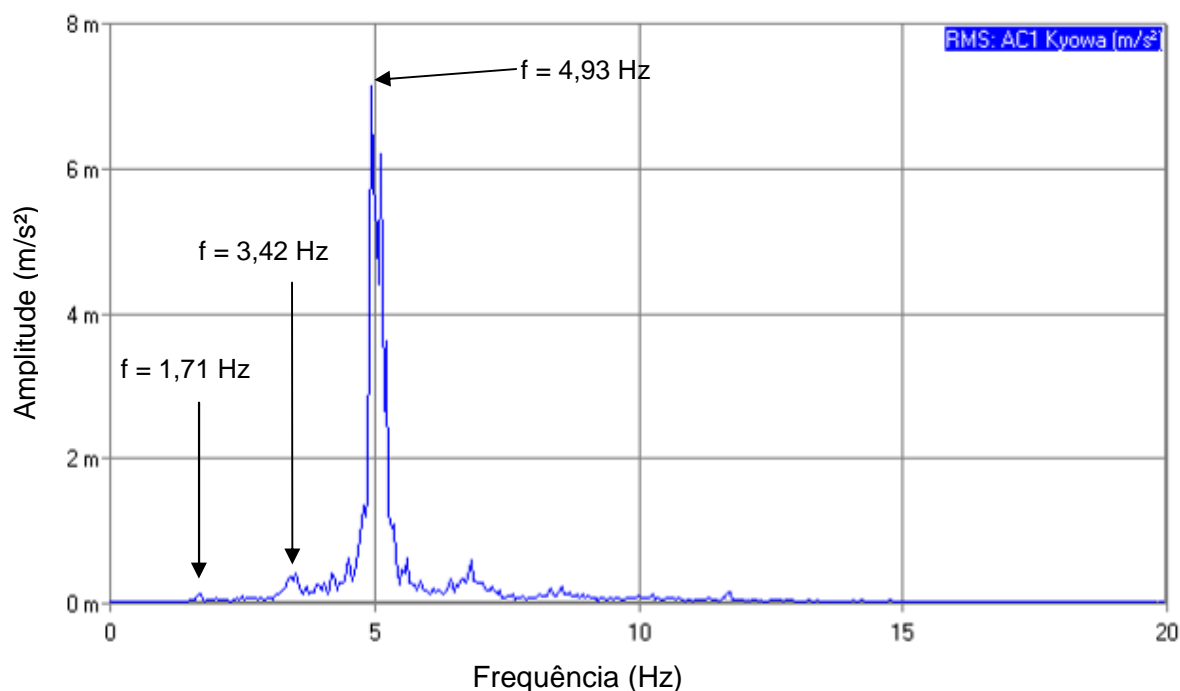


Figura 256 – Ensaio 9: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,7$  Hz): ida.



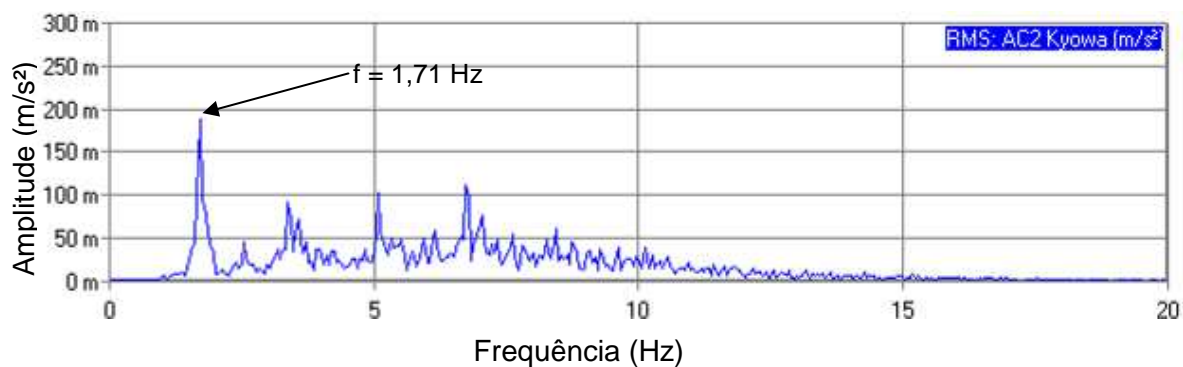


Figura 257 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: ida.

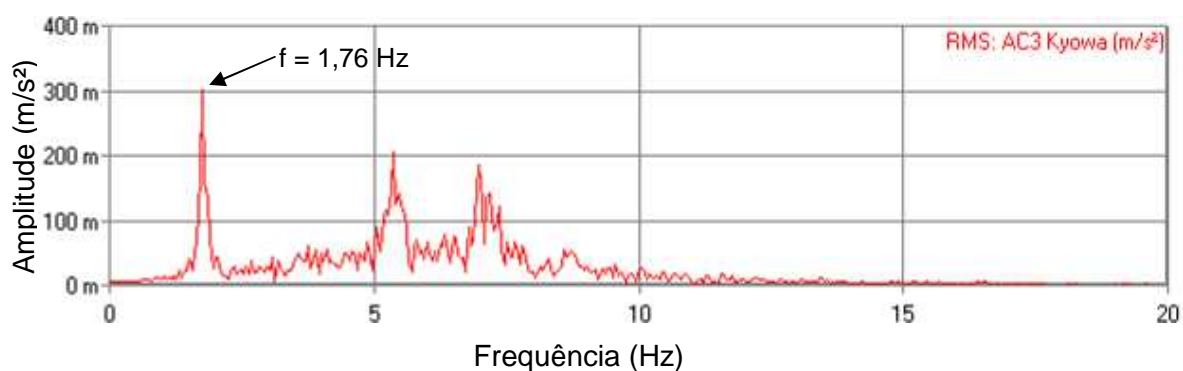


Figura 258 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: ida.

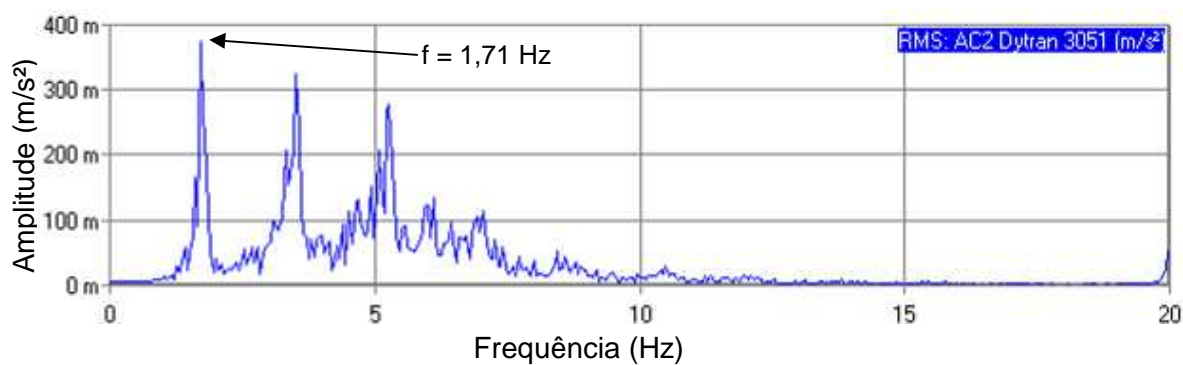


Figura 259 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: ida.

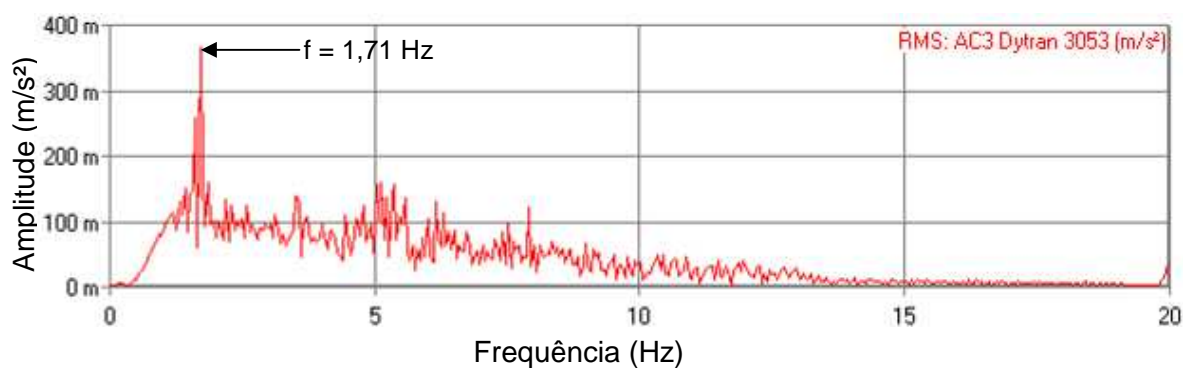


Figura 260 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P4 no domínio da frequência: ida.

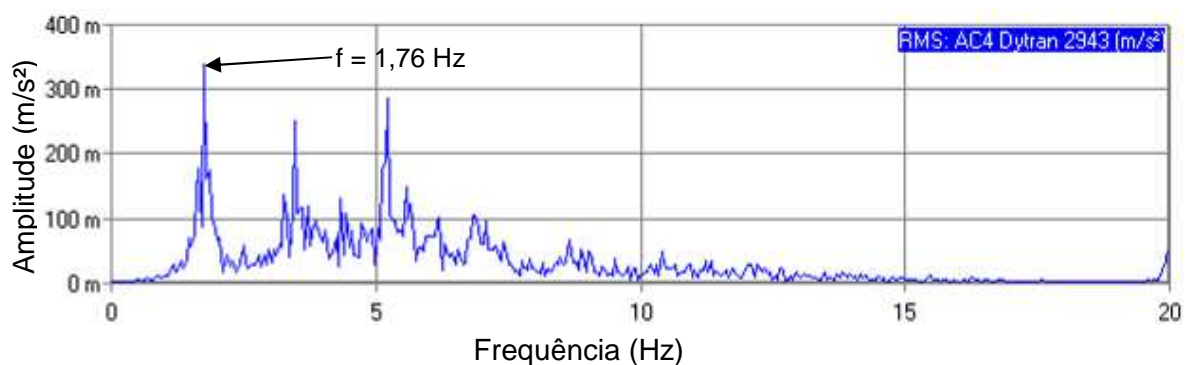


Figura 261 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: ida.

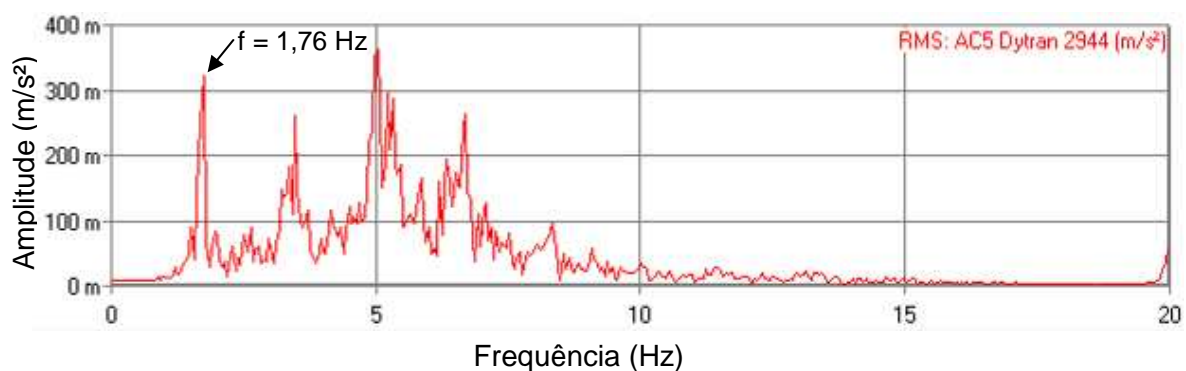


Figura 262 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: ida.

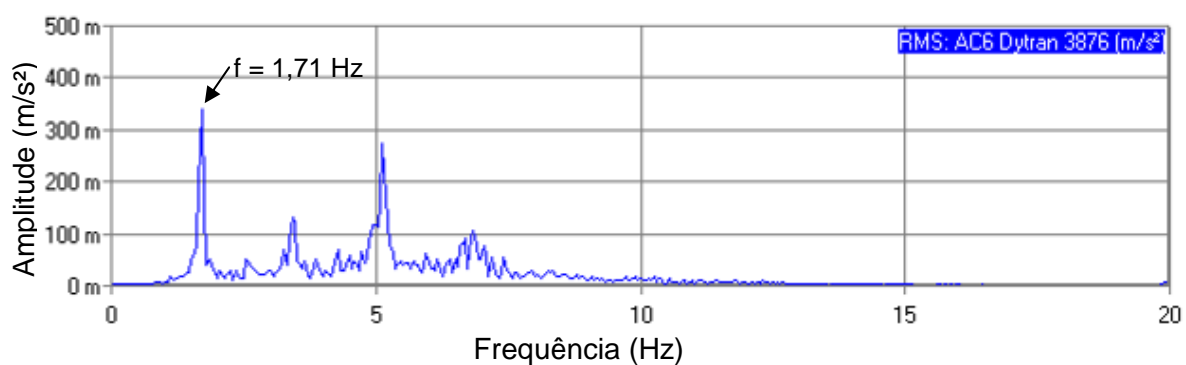


Figura 263 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: ida.

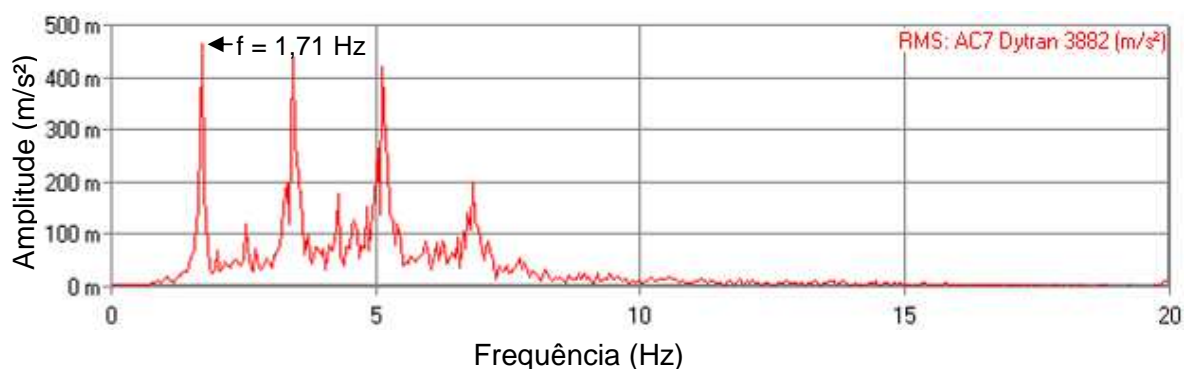


Figura 264 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: ida.

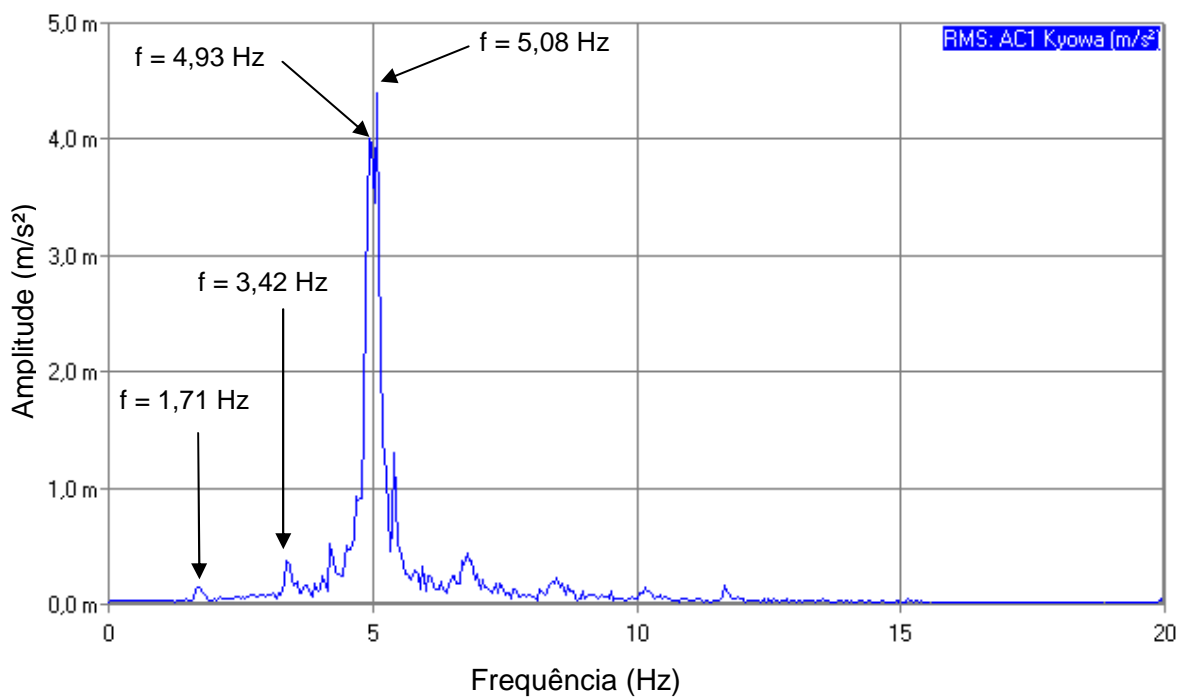


Figura 265 – Ensaio 9: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,7$  Hz): volta.

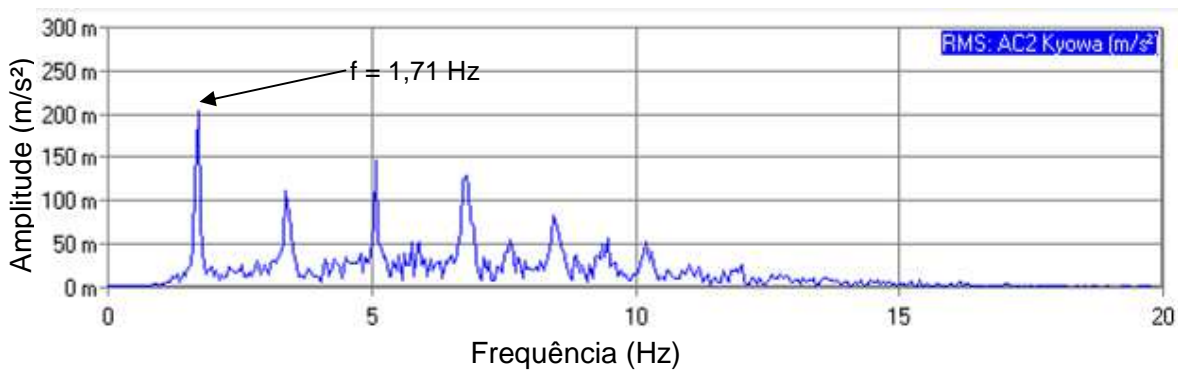


Figura 266 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: volta.

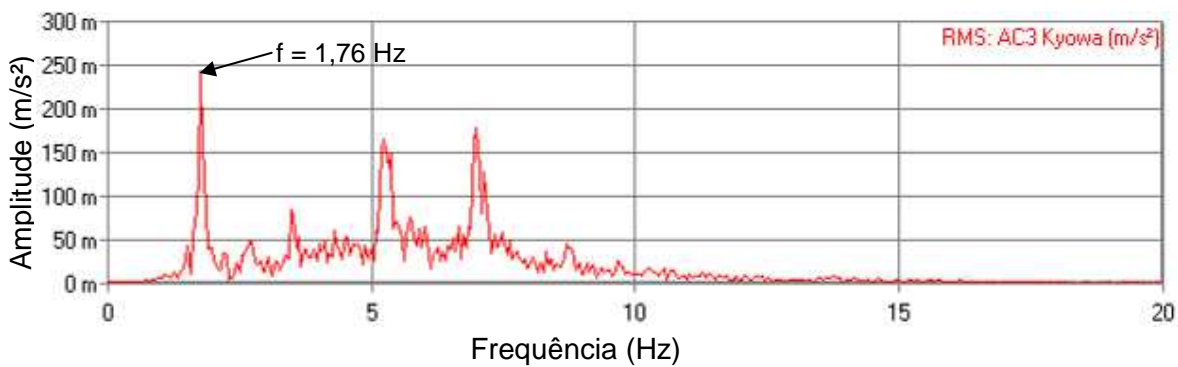


Figura 267 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: volta.

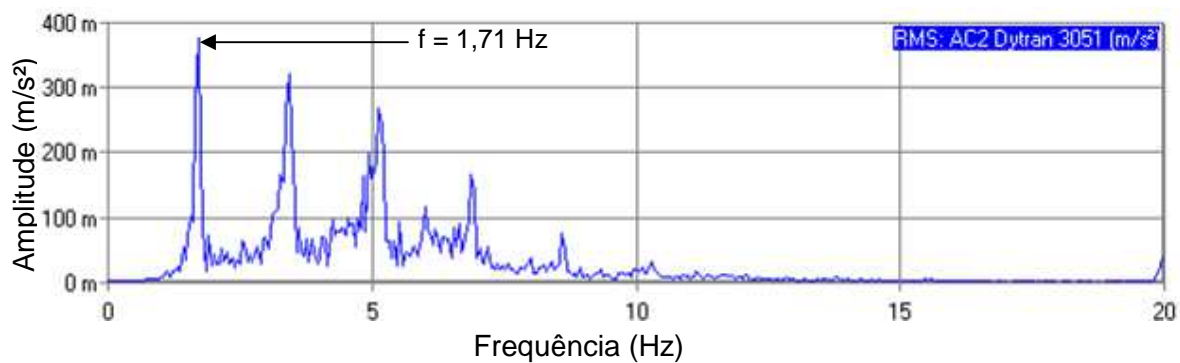


Figura 268 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: volta.

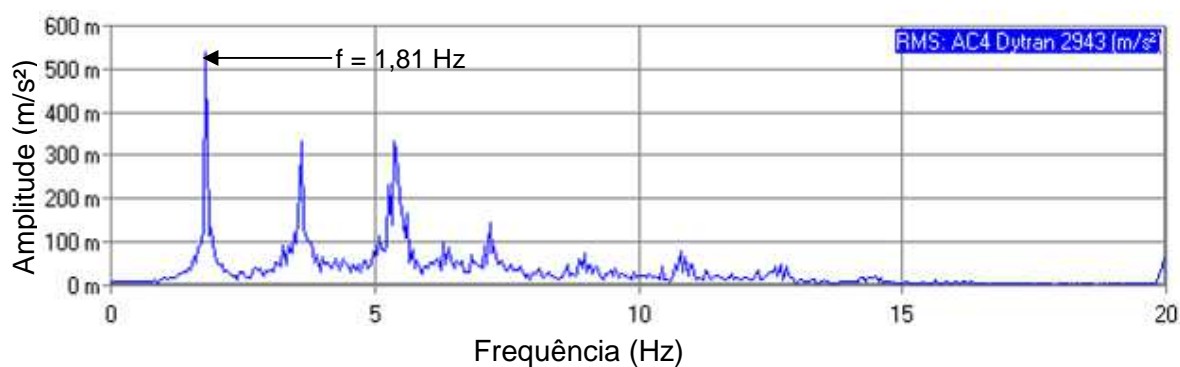


Figura 269 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: volta.

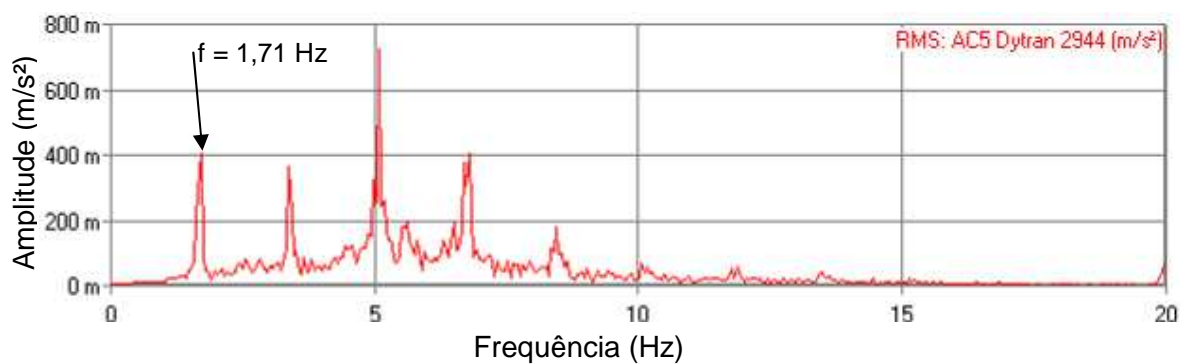


Figura 270 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: volta.

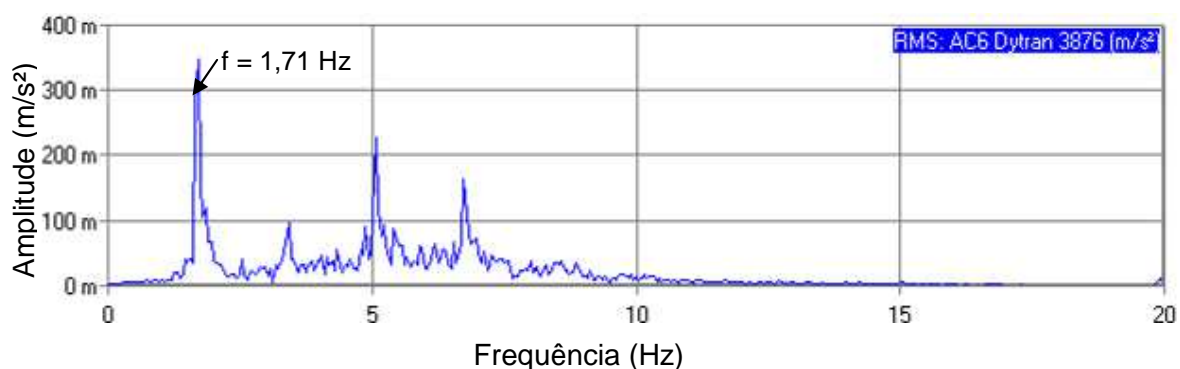


Figura 271 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: volta.

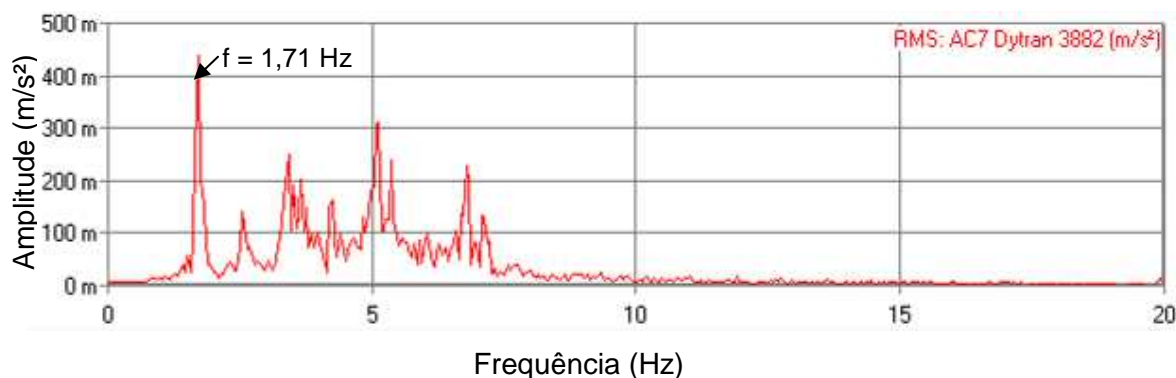


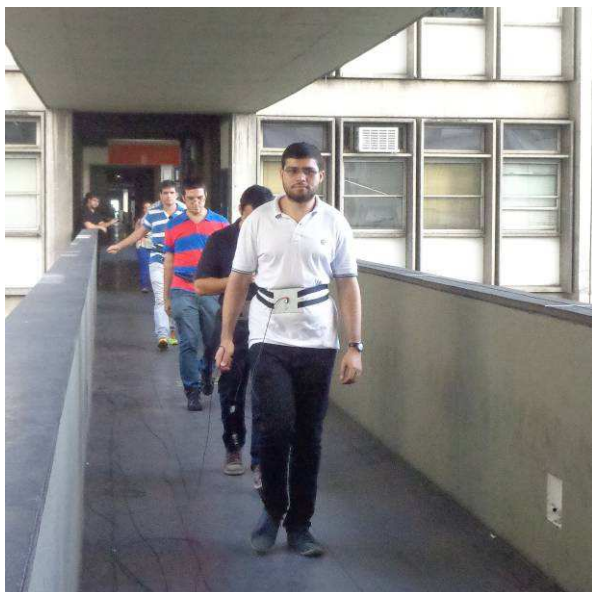
Figura 272 – Ensaio 9: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: volta.

Foram apresentadas pelas Figuras 256 a 272, as FFTs (*Fast Fourier Transform* - Transformada Rápida de Fourier) da estrutura investigada (no ponto 2, ver Figura 178) e das acelerações do movimento do corpo humano dos pedestres. Pode-se perceber que os pedestres P1, P5 e P6 no ensaio ida e os pedestres P2 e P5 no ensaio volta não conseguiram manter a sincronia com a frequência do passo estipulada  $f_p=1,70\text{Hz}$  da caminhada em ritmo lento, entretanto as Figuras 256 e 265 apresentam os picos da excitação dos primeiros harmônicos da caminhada e a predominância da frequência de 4,93 Hz, no domínio da frequência, correspondente a ressonância do modelo estrutural.

#### 7.12 Ensaio 10: 8 pessoas em caminhada normal ( $f_p=2,00\text{Hz}$ : fila)

No que tange a caminhada em ritmo normal com frequência do passo de  $f_p = 2,00\text{ Hz}$  (120 bpm medida no metrônomo), o décimo ensaio de vibração forçada foi realizado através do caminhar humano de 8 (oito) pessoas, todos distribuídos em uma única fila andando no centro da passarela, com espaçamentos iguais entre pedestres, medidos por um cronômetro com tempo igual a três segundos. Neste ensaio, as acelerações da massa efetiva do corpo humano foram registradas por acelerômetros acoplados nos pedestres, conforme descrito no item 7.2. As características e a ordem dos pedestres utilizados neste ensaio estão descritas na Tabela 19. A Figura 273 apresenta as fotos do Ensaio 10, das caminhadas de ida e volta da passarela. Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais são descritos no domínio do tempo e mostrados nas Figuras 274 a 281 e nas Figuras 282 a 289, nos ensaios de ida e volta, respectivamente.





a) ida



b) volta

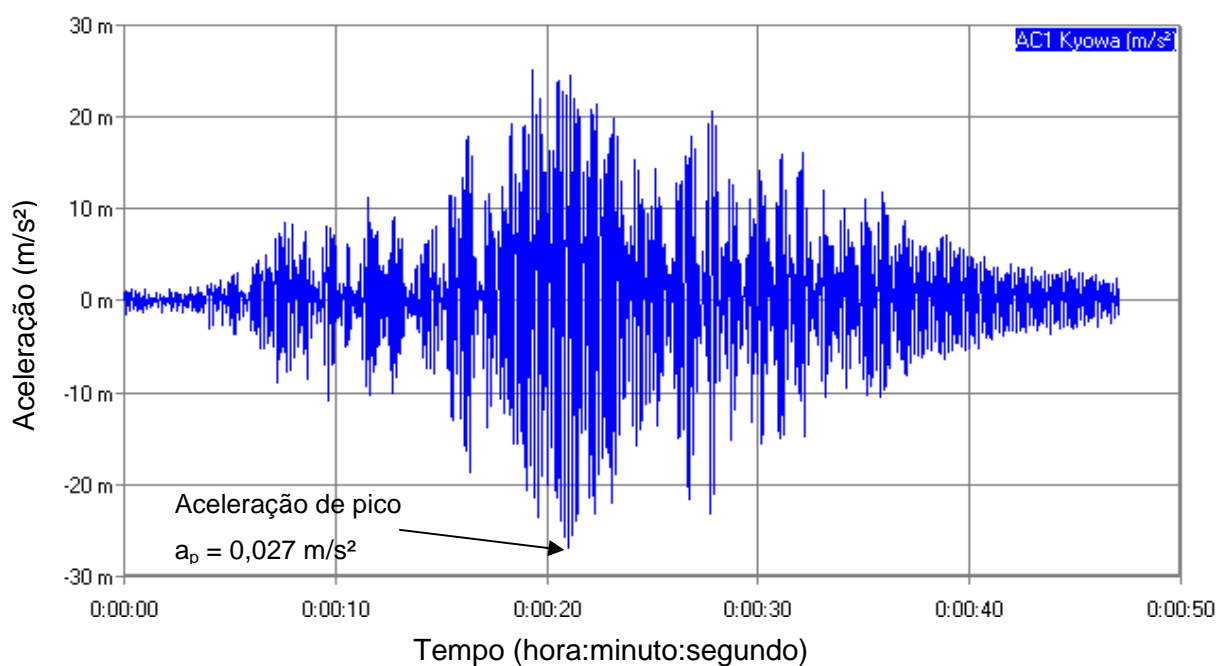
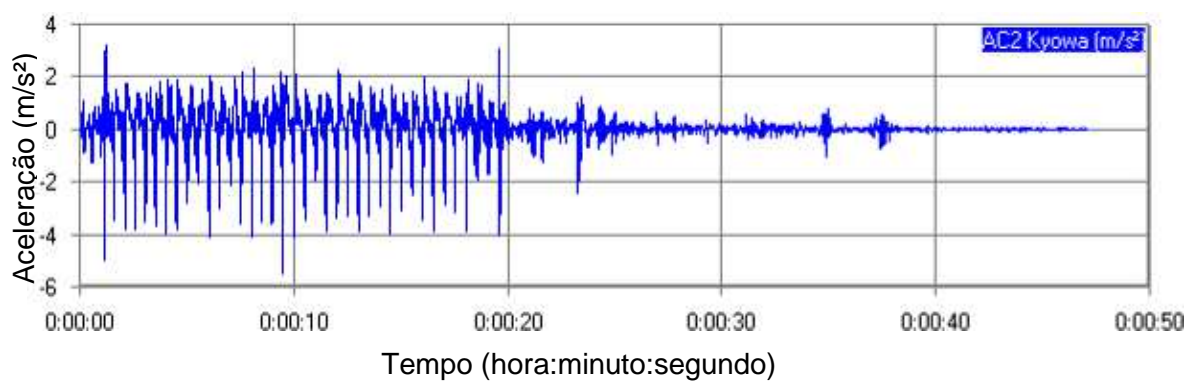
Figura 273 – Ensaio 10: pedestres em caminhada normal ( $f_p=2,0$  Hz).Figura 274 – Ensaio 10: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,0$  Hz): ida.

Figura 275 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: ida.

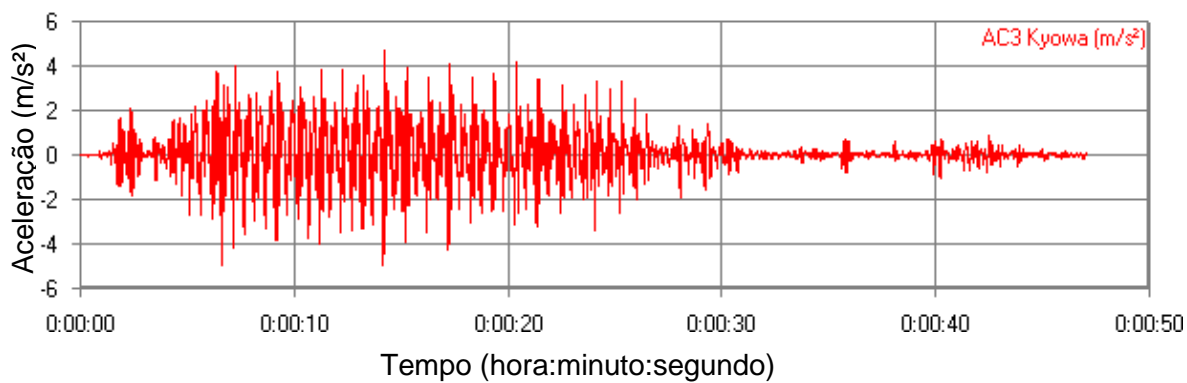


Figura 276 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: ida.

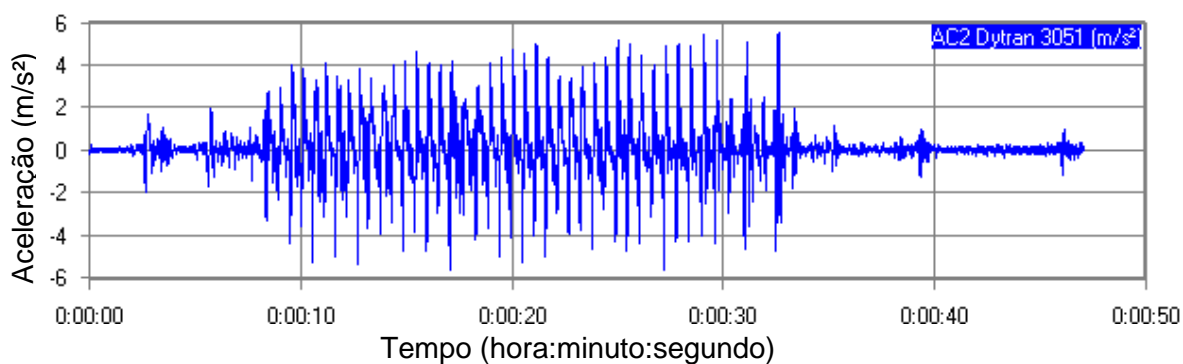


Figura 277 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: ida.

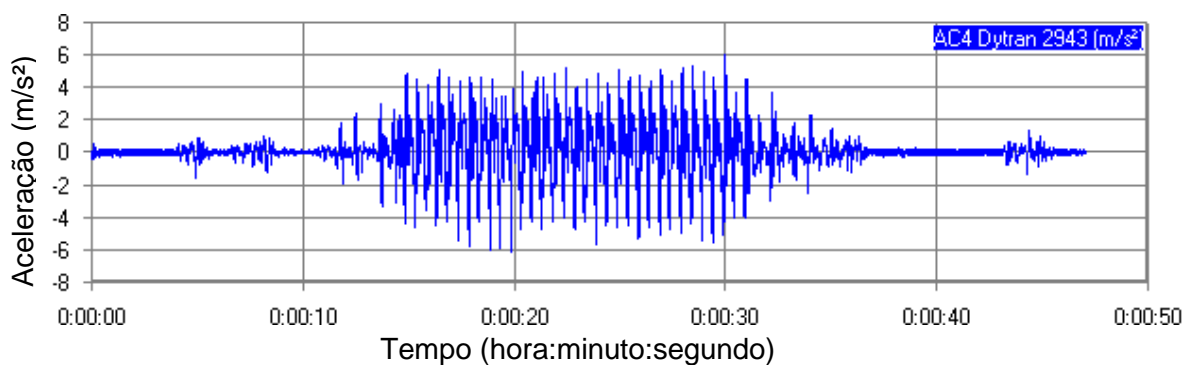


Figura 278 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: ida.

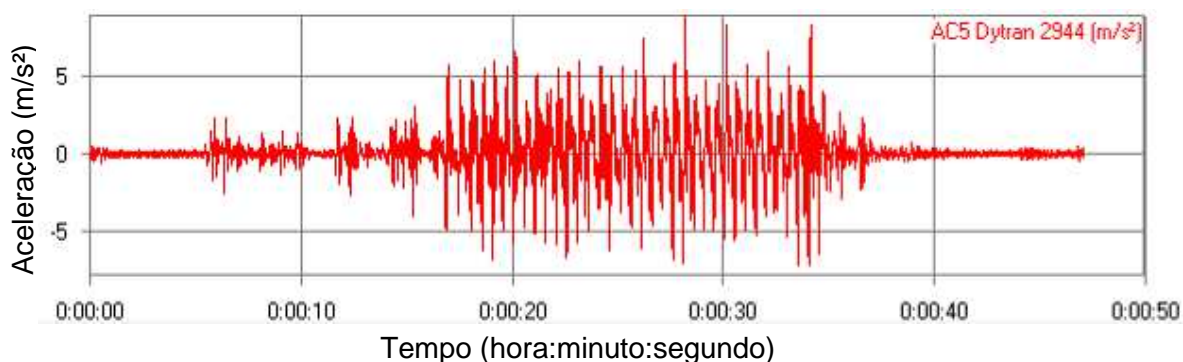


Figura 279 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: ida.



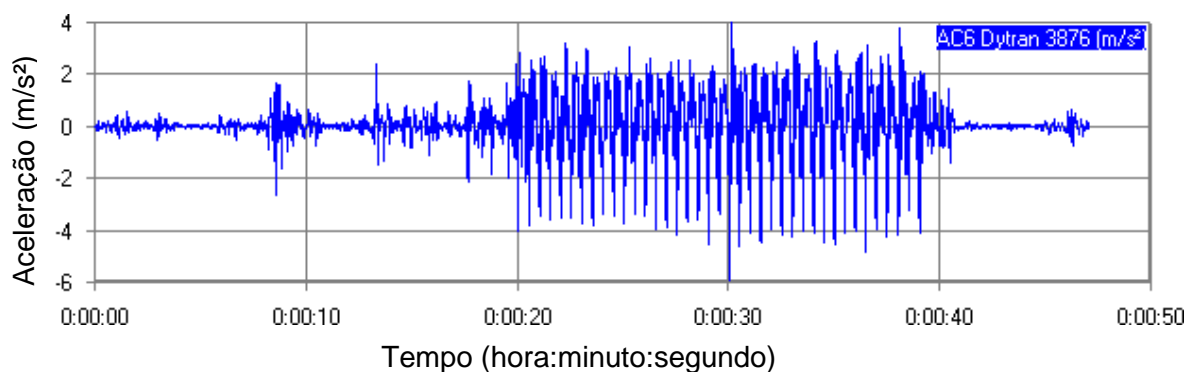


Figura 280 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: ida.

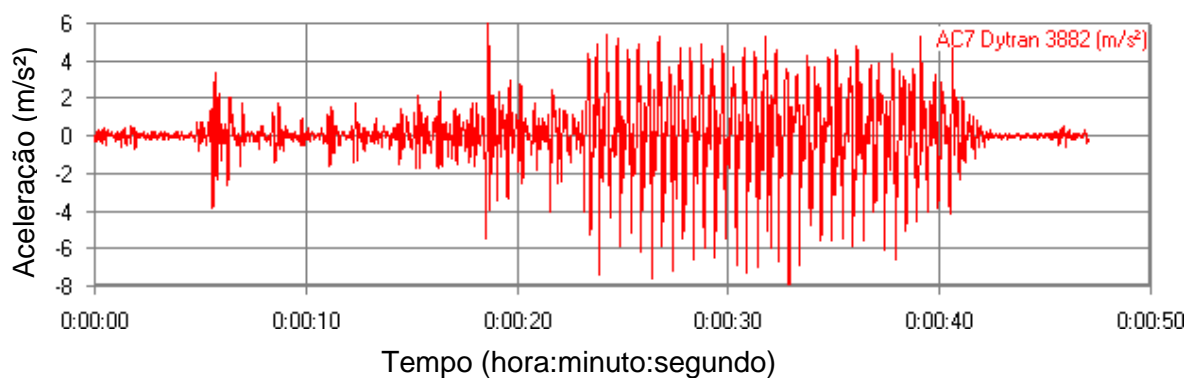


Figura 281 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: ida.

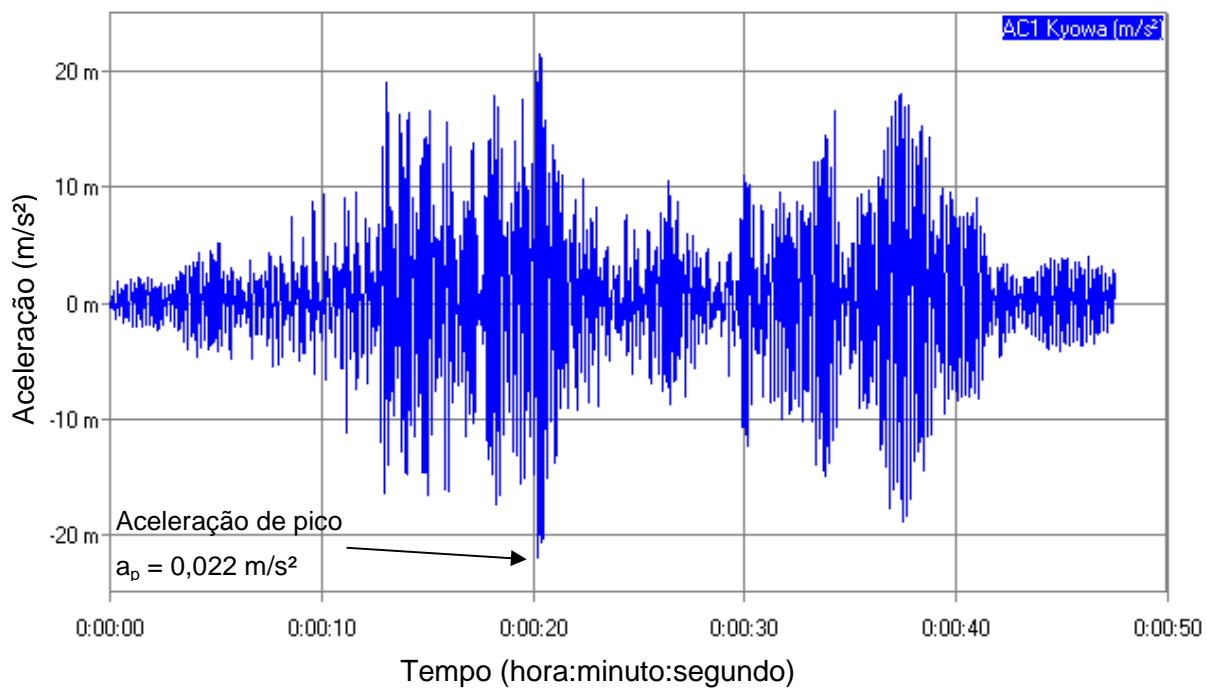


Figura 282 – Ensaio 10: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,0$  Hz): volta.

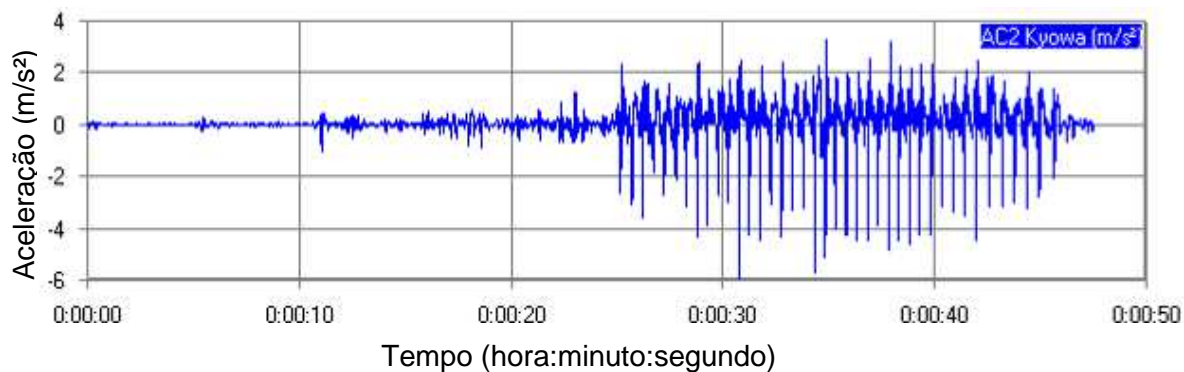


Figura 283 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: volta.

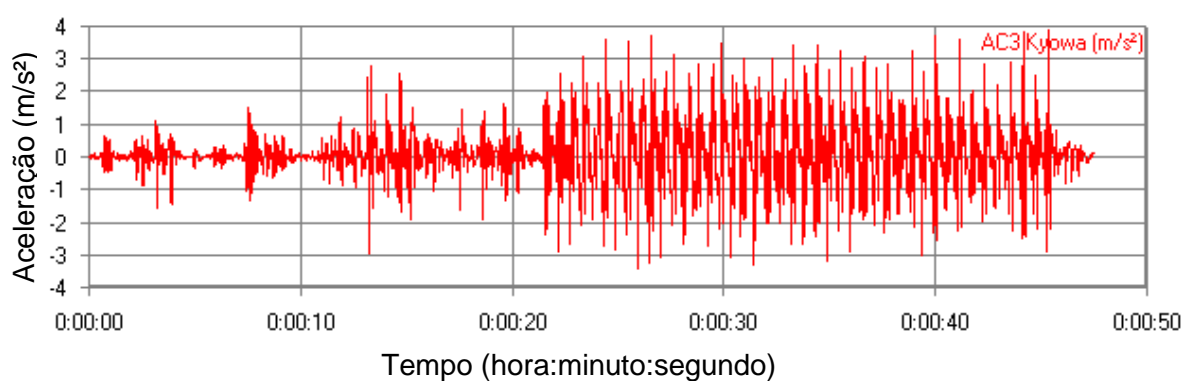


Figura 284 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: volta.

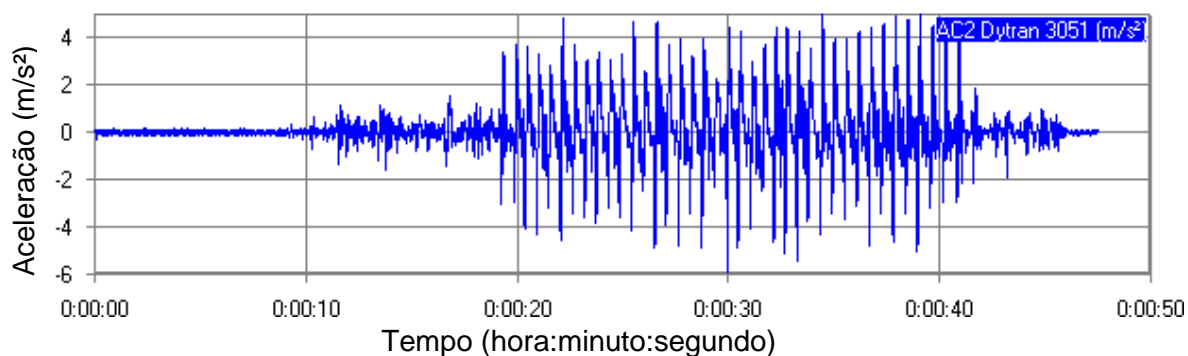


Figura 285 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: volta.

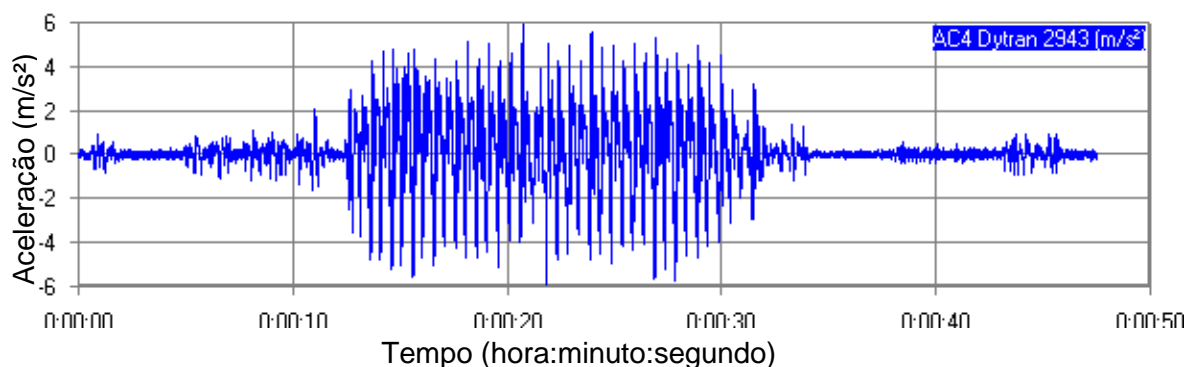


Figura 286 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: volta.

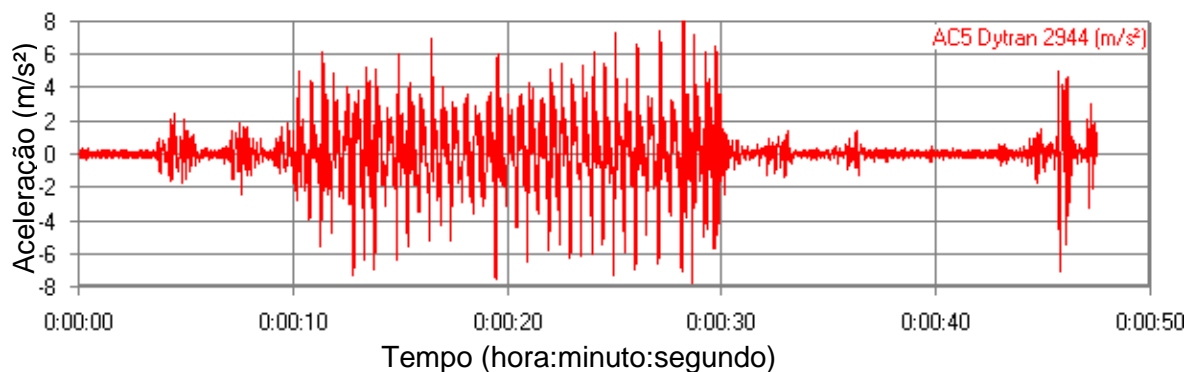


Figura 287 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: volta.

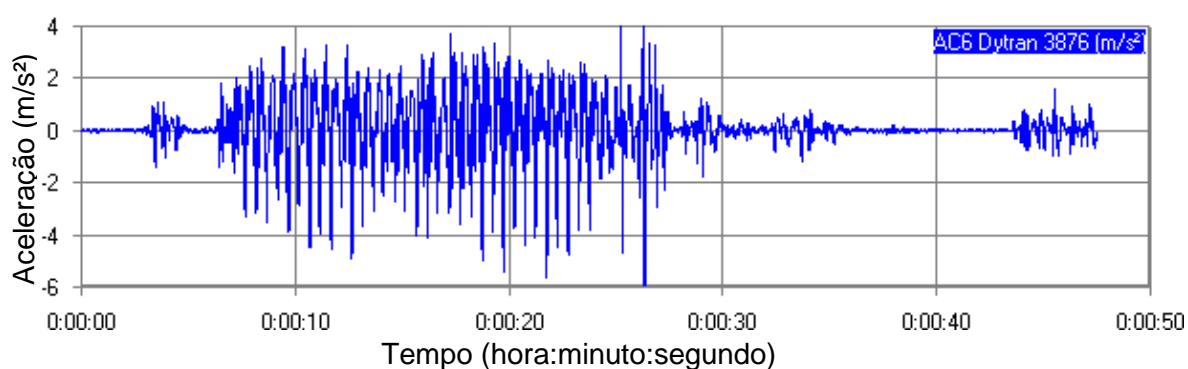


Figura 288 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: volta.

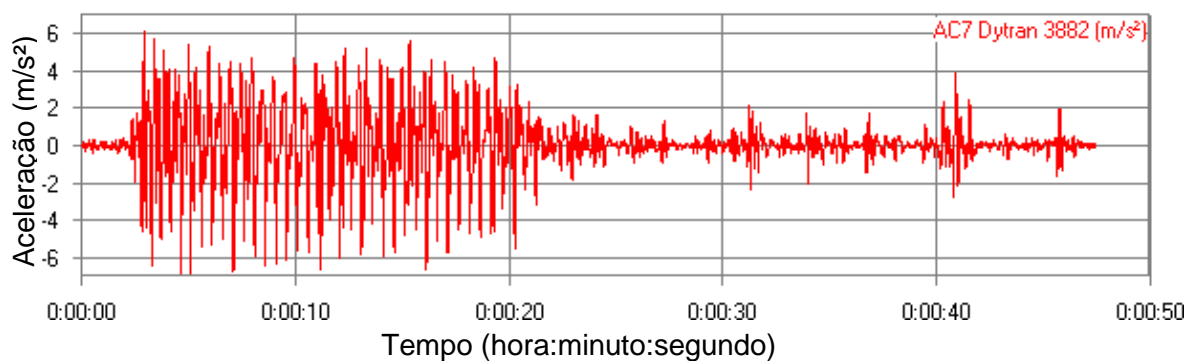


Figura 289 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: volta.

De acordo com as Figuras 274 e 282, os valores máximos de aceleração encontrados são da ordem de  $0,027 \text{ m/s}^2$  e  $0,022 \text{ m/s}^2$  no tempo ( $t$ ) igual a  $21,02\text{s}$  e  $20,25\text{s}$  ( $t = 21,02\text{s}$  e  $20,25\text{s}$ ), para a caminhada em ritmo normal ( $f_p=2,0 \text{ Hz}$ : oito pessoas em fila), nas caminhadas designadas de ida e volta sobre a passarela, respectivamente. Os ensaios experimentais no domínio da frequência são mostrados nas Figuras 290 a 297 e nas Figuras 298 a 305, nos ensaios de ida e volta, respectivamente.

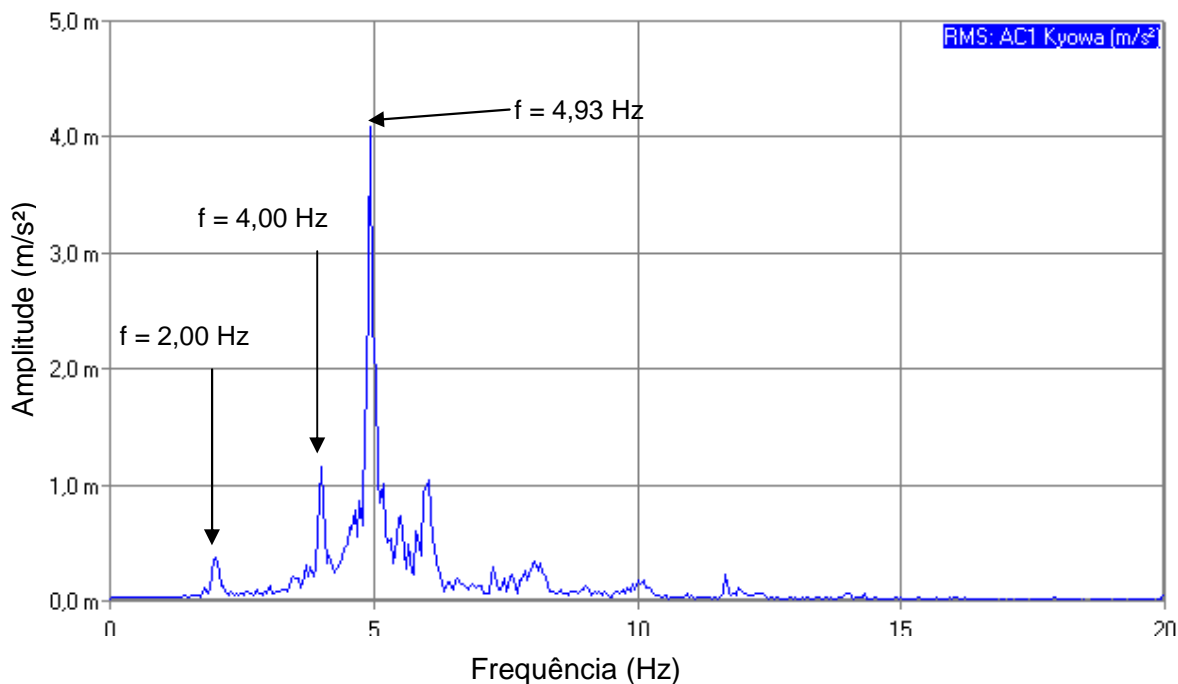


Figura 290 – Ensaio 10: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,0$  Hz): ida.

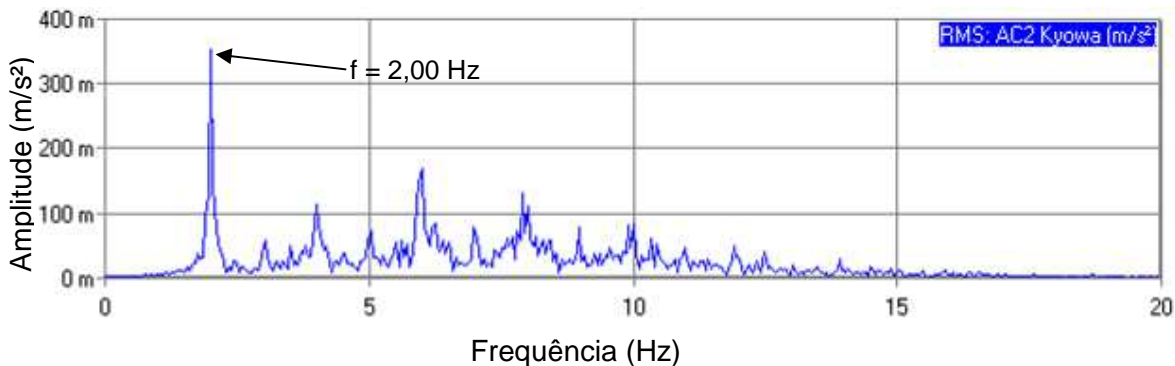


Figura 291 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: ida.

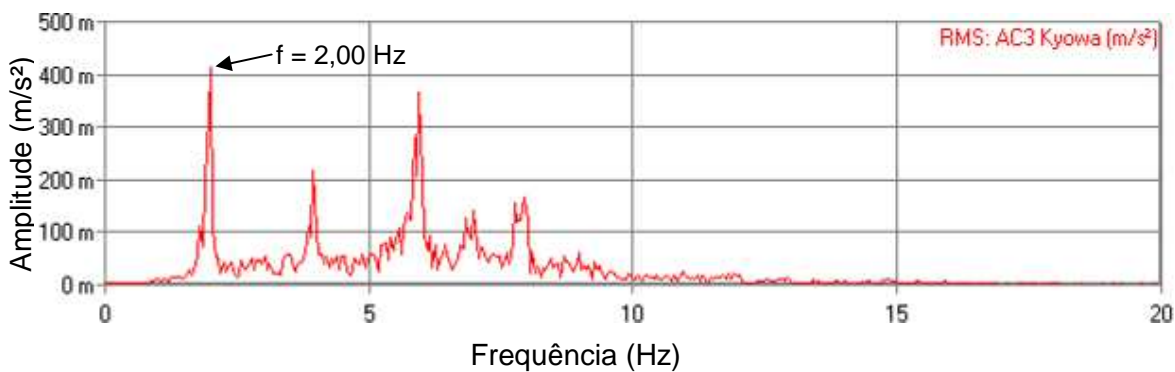


Figura 292 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: ida.

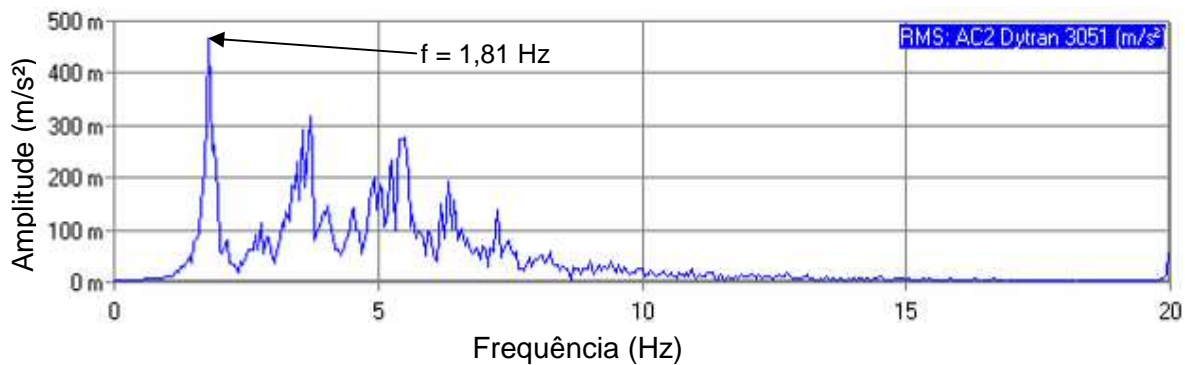


Figura 293 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: ida.

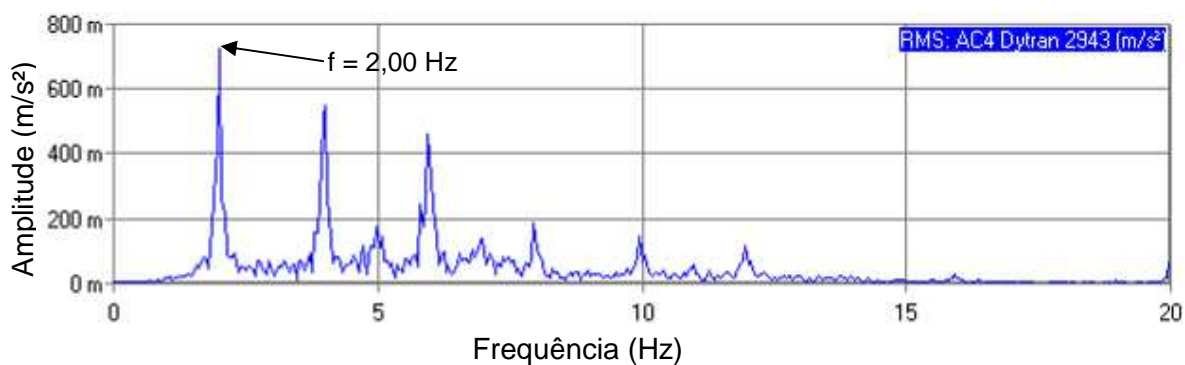


Figura 294 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: ida.

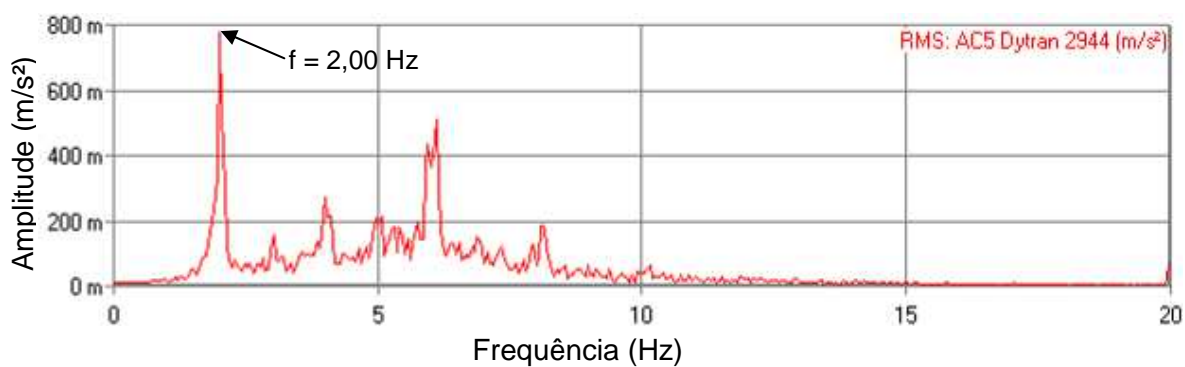


Figura 295 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: ida.

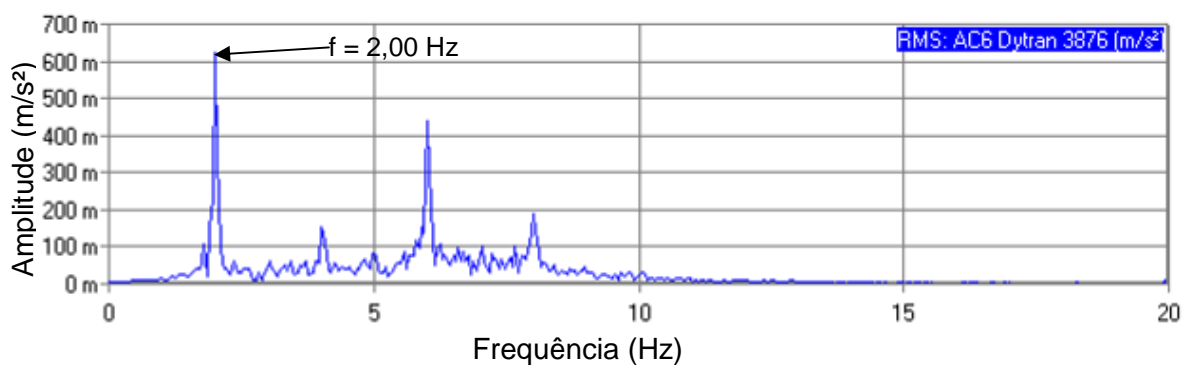


Figura 296 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: ida.

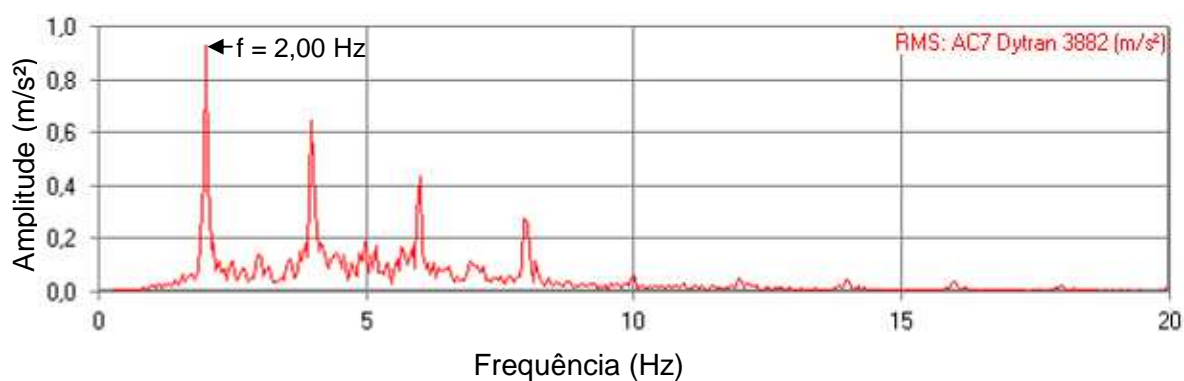


Figura 297 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: ida.

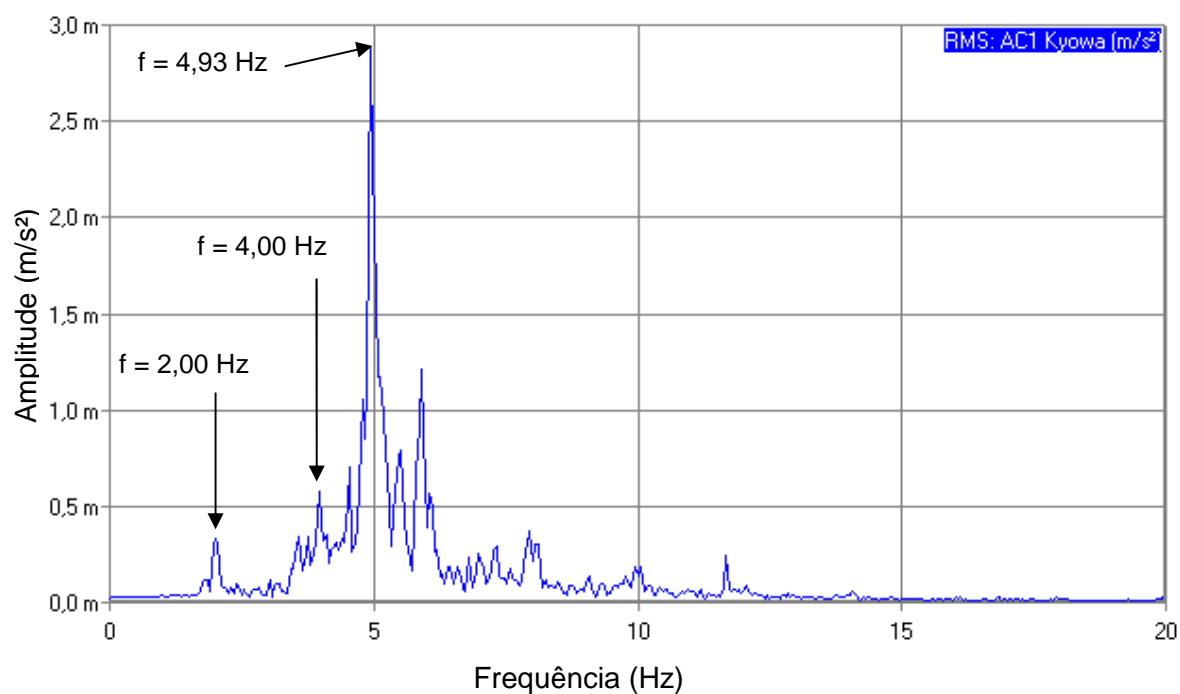


Figura 298 – Ensaio 10: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,0$  Hz): volta.

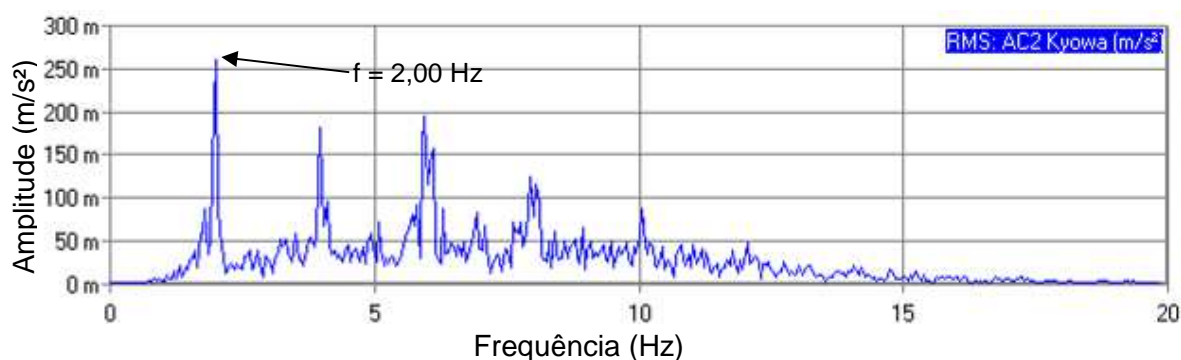


Figura 299 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: volta.

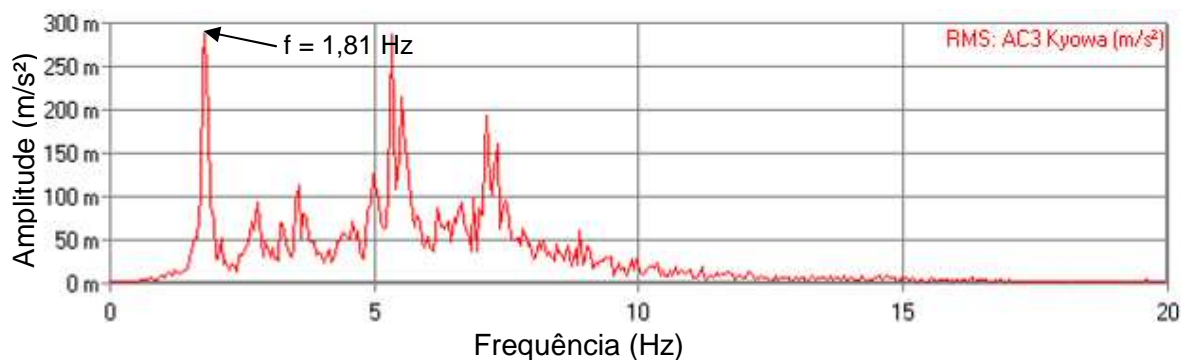


Figura 300 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: volta.

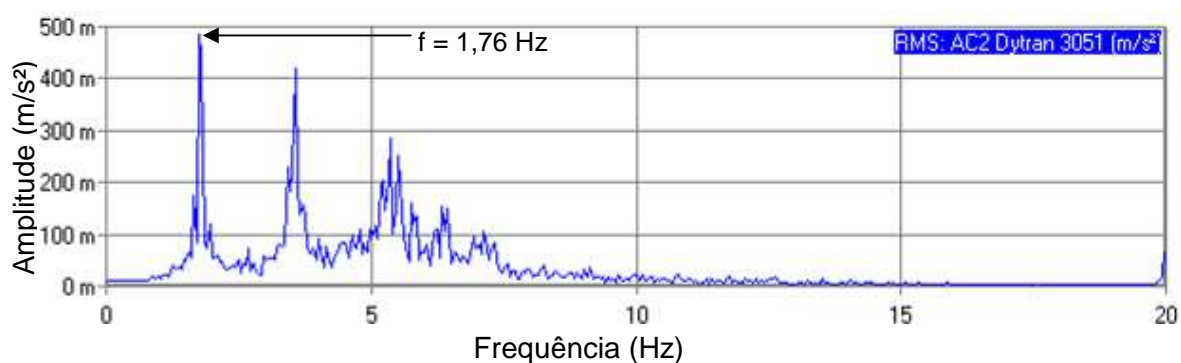


Figura 301 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: volta.

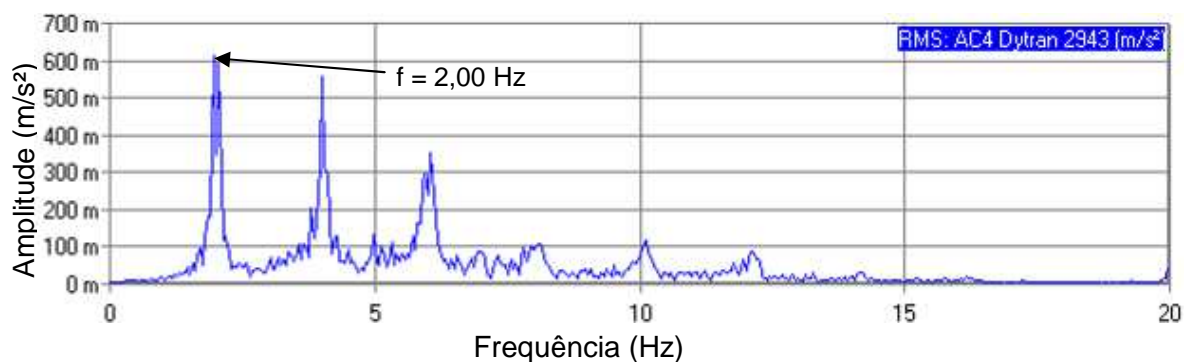


Figura 302 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: volta.

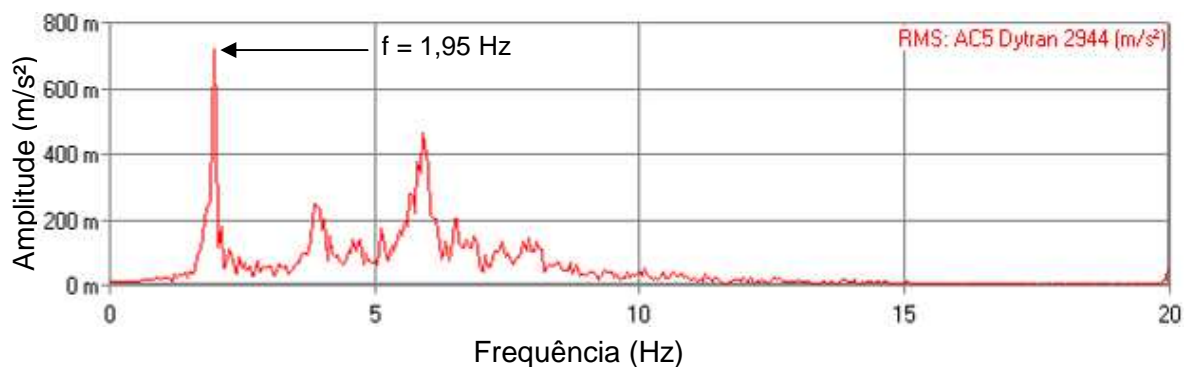


Figura 303 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: volta.



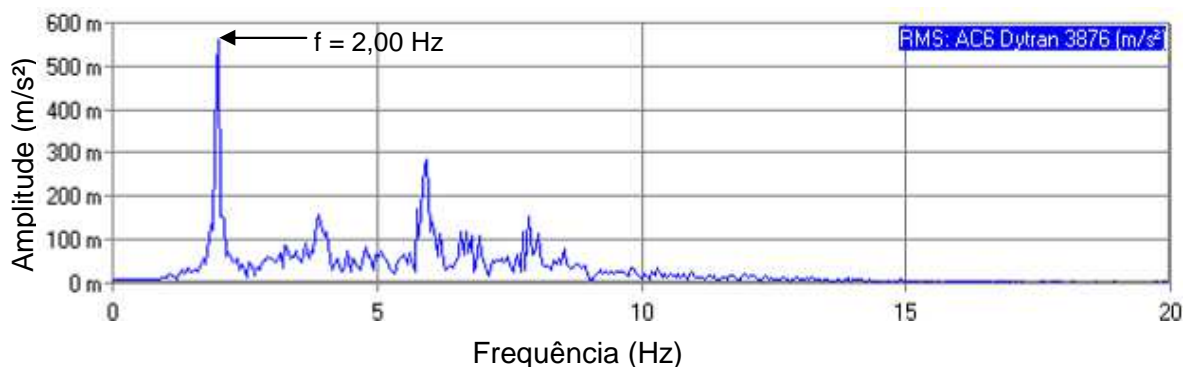


Figura 304 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: volta.

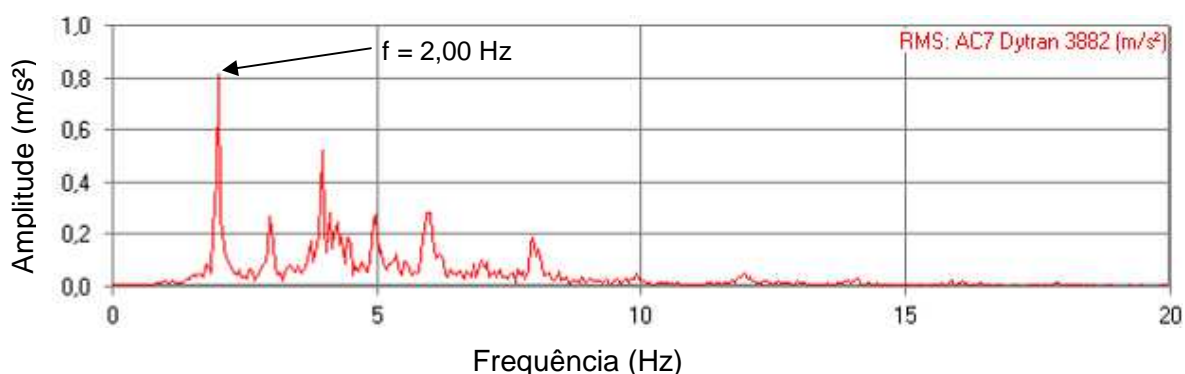


Figura 305 – Ensaio 10: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: volta.

A partir dos gráficos da Transformada Rápida de Fourier (Figuras 290 a 305), nota-se que os principais harmônicos de excitação foram identificados ( $f = 2,0$  e  $4,0$  Hz) e também a frequência de ressonância. Os pedestres conseguiram reproduzir a frequência da caminhada normal ( $f = 2,0$  Hz), com exceção dos pedestres P3 na caminhada de ida e P2, P3 e P6 na caminhada de volta.

### 7.13 Ensaio 11: 8 pessoas em caminhada rápida ( $f_p=2,30$ Hz: fila)

O ensaio de caminhada rápida ( $f_p = 2,30$  Hz, correspondente a 138 bpm medida no metrônomo) foi realizada através do caminhar de 8 (oito) pessoas andando em uma única fila no centro da passarela, com espaçamentos iguais medidos por um cronômetro com tempo igual a dois segundos. As características e a ordem dos pedestres utilizados neste ensaio estão descritas na Tabela 19. A Figura 306 apresenta as fotos do Ensaio 11, das caminhadas de ida e volta da passarela. Os resultados dos ensaios no domínio do tempo são apresentados pelas Figuras 307 a 314 e Figuras 315 a 322, na caminhada ida e volta, respectivamente.



a) ida  
b) volta  
Figura 306 – Ensaio 11: pedestres em caminhada rápida ( $f_p=2,3$  Hz).

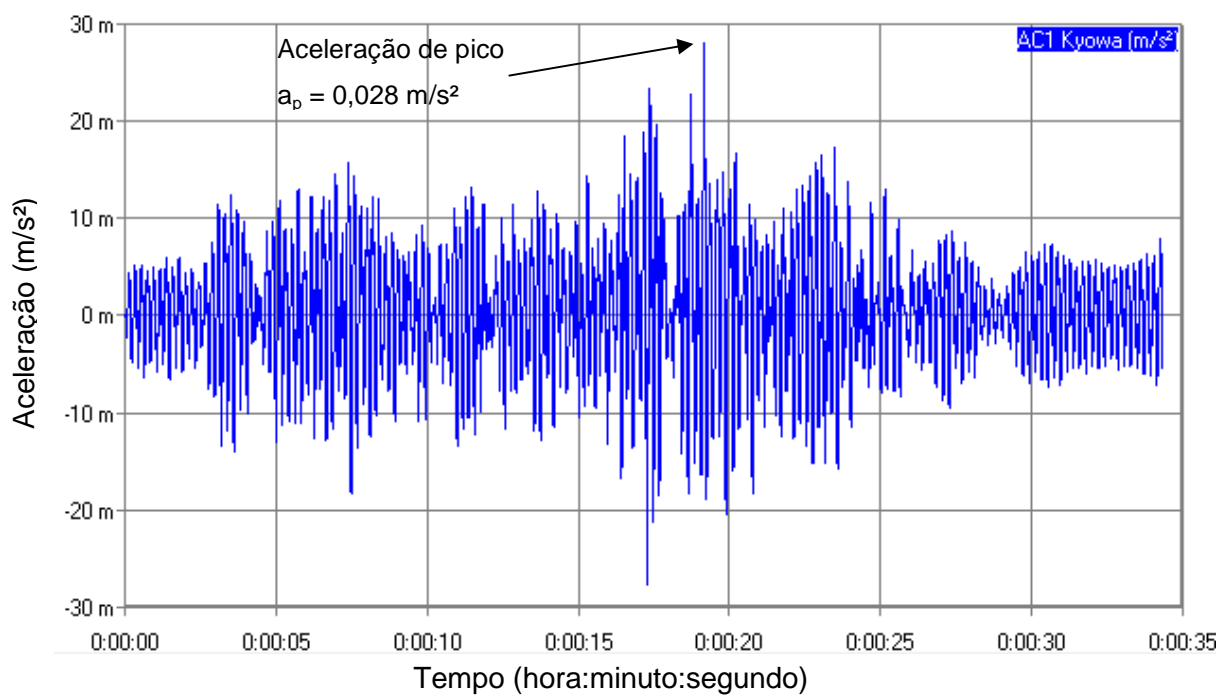


Figura 307 – Ensaio 11: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,3$  Hz): ida.

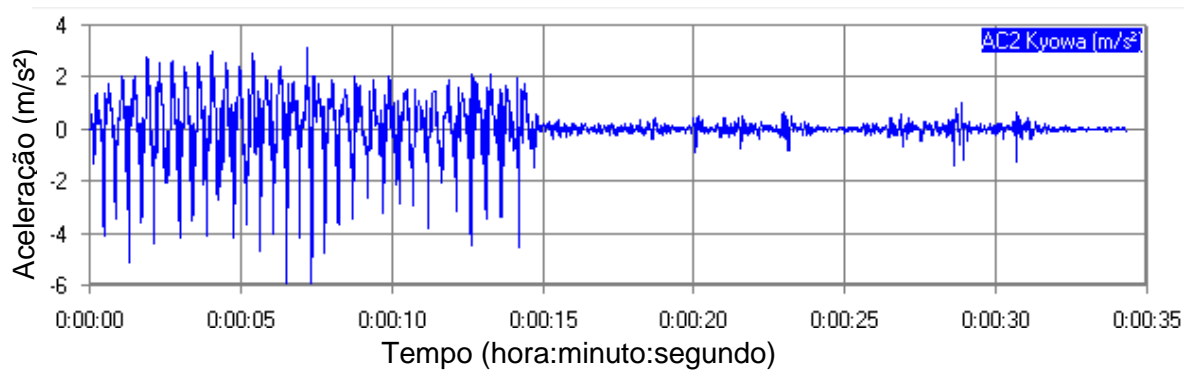


Figura 308 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: ida.

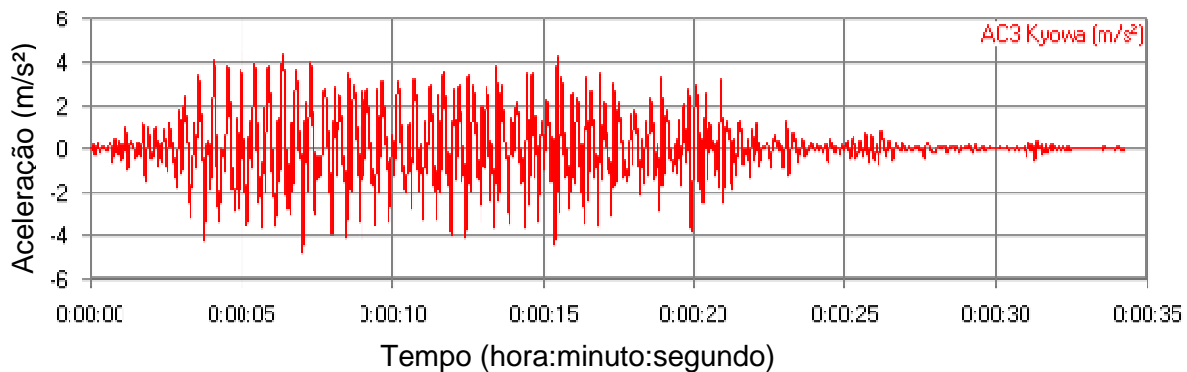


Figura 309 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: ida.

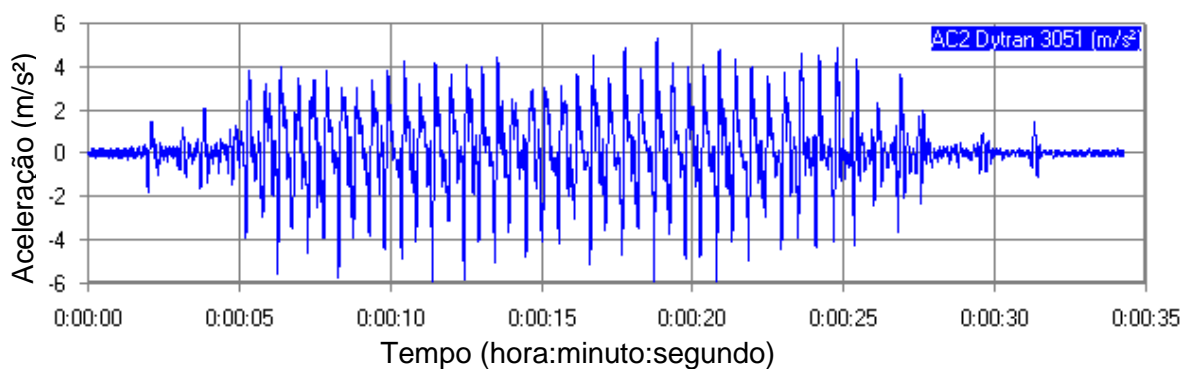


Figura 310 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: ida.

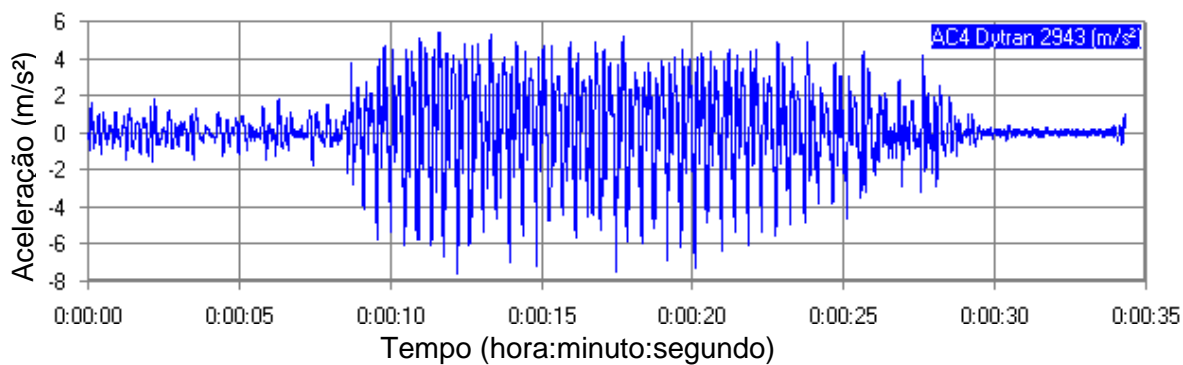


Figura 311 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: ida.

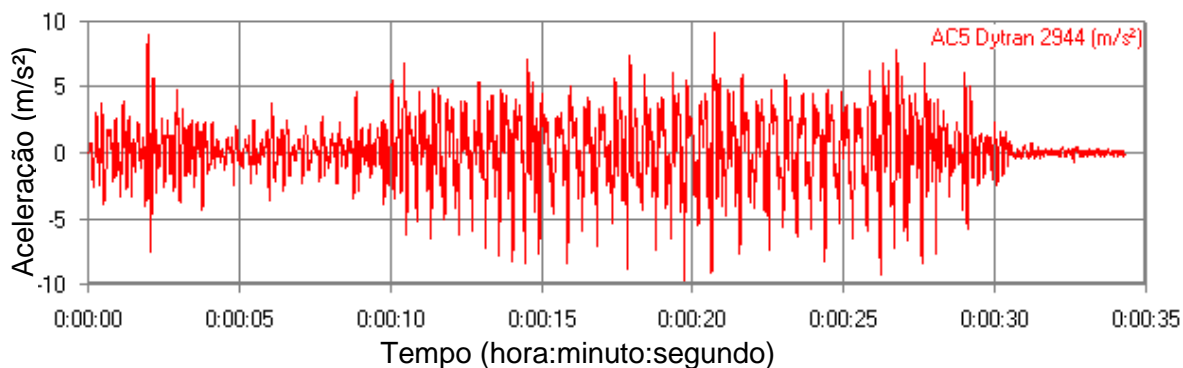


Figura 312 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: ida.

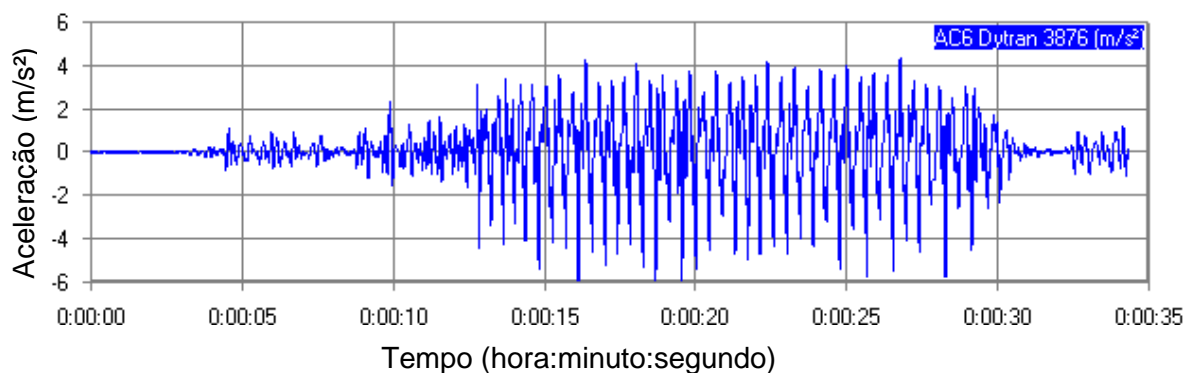


Figura 313 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: ida.

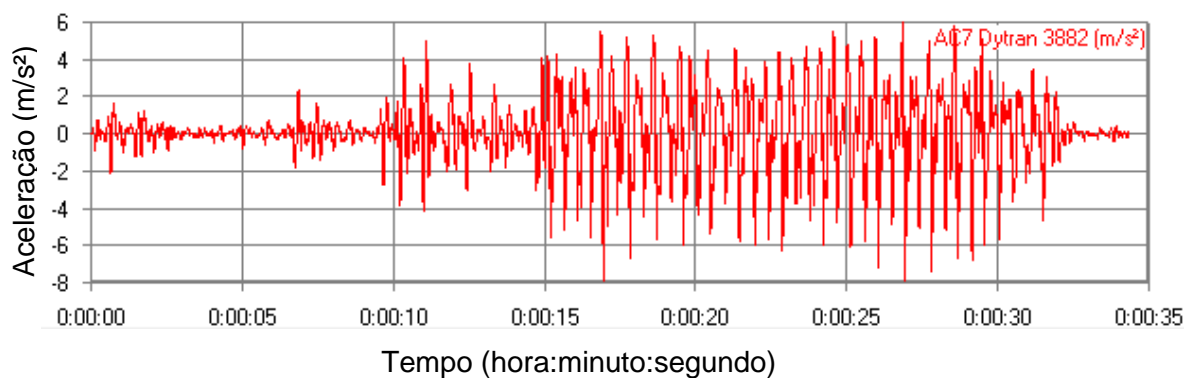


Figura 314 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: ida.

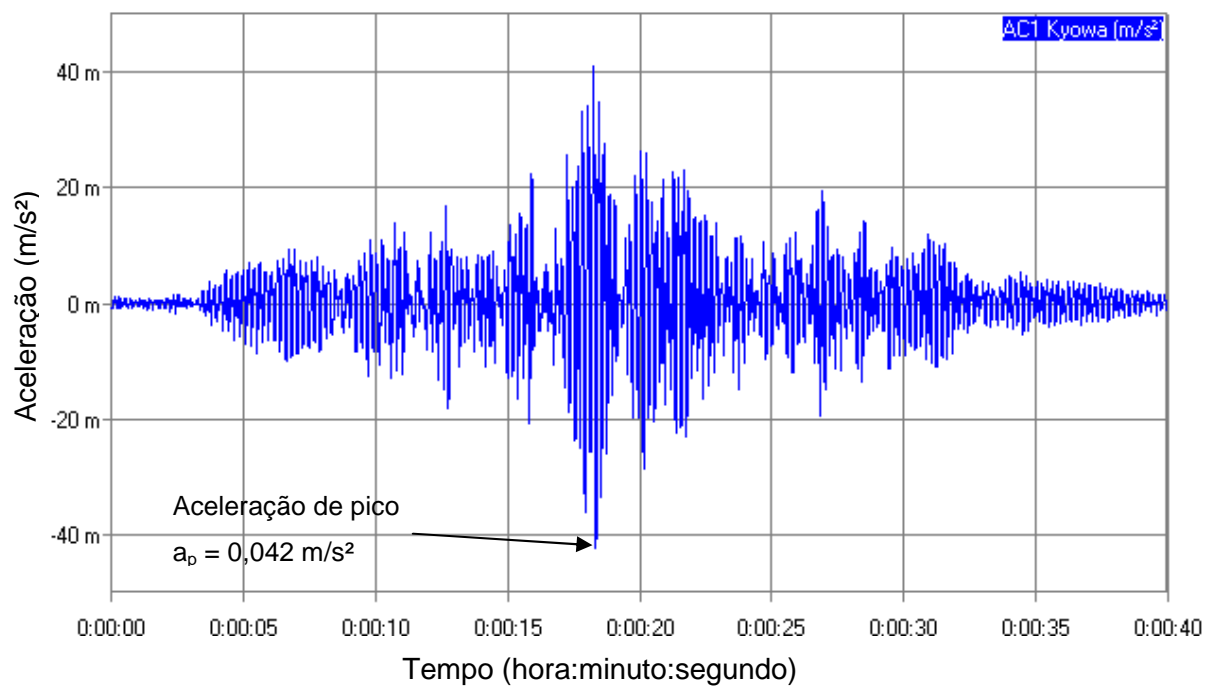


Figura 315 – Ensaio 11: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 (f<sub>p</sub>=2,3 Hz): volta.

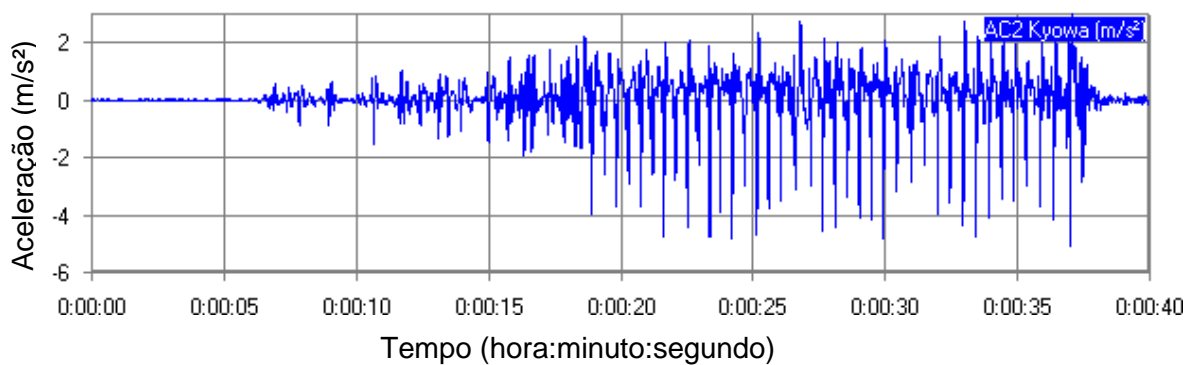


Figura 316 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: volta.

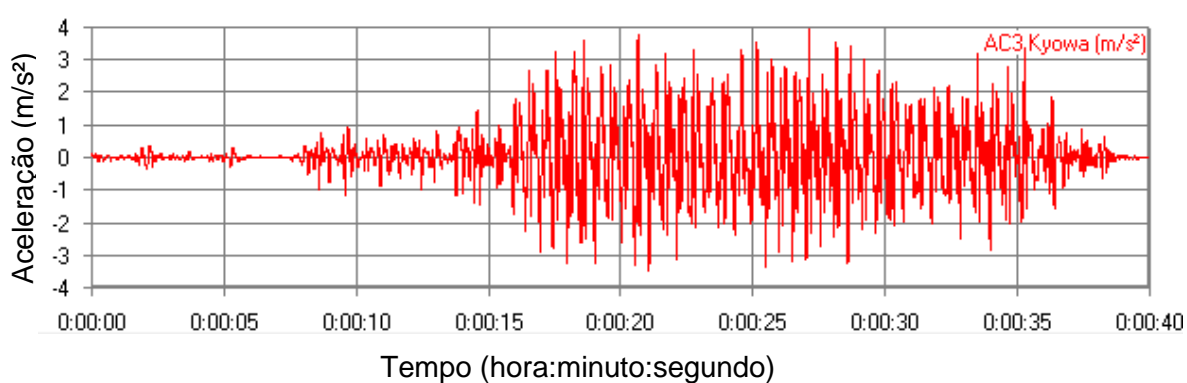


Figura 317 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: volta.

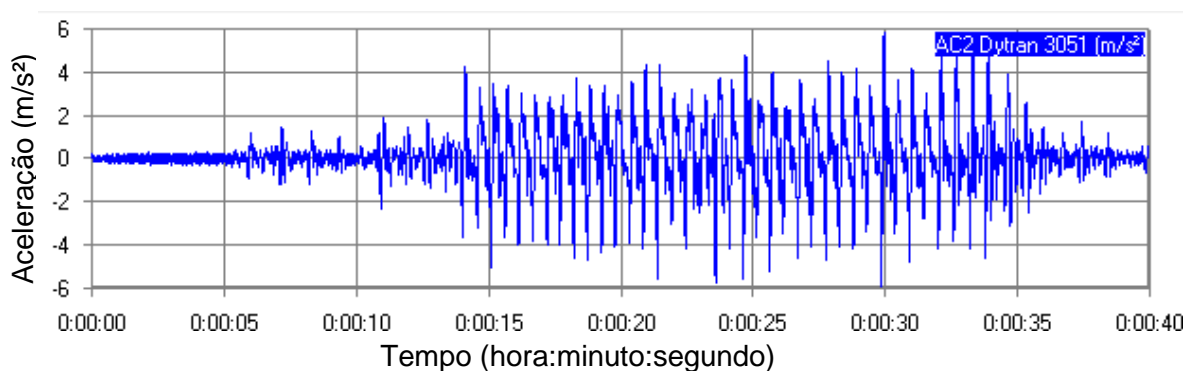


Figura 318 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: volta.

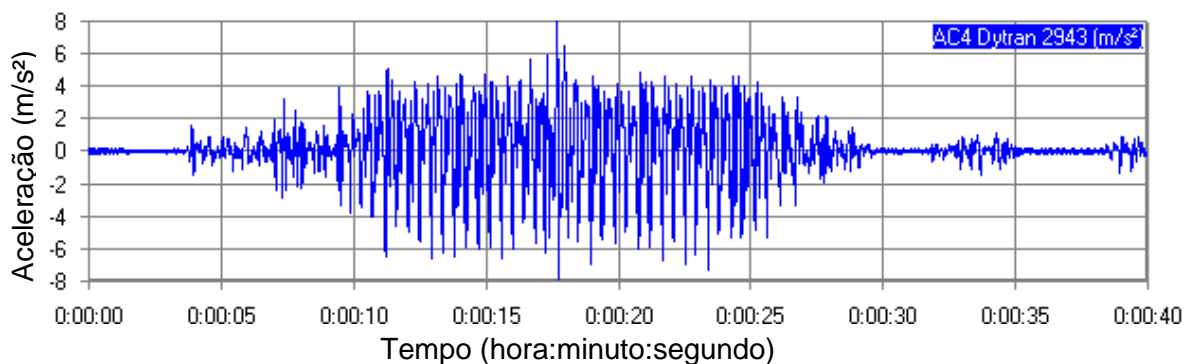


Figura 319 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: volta.

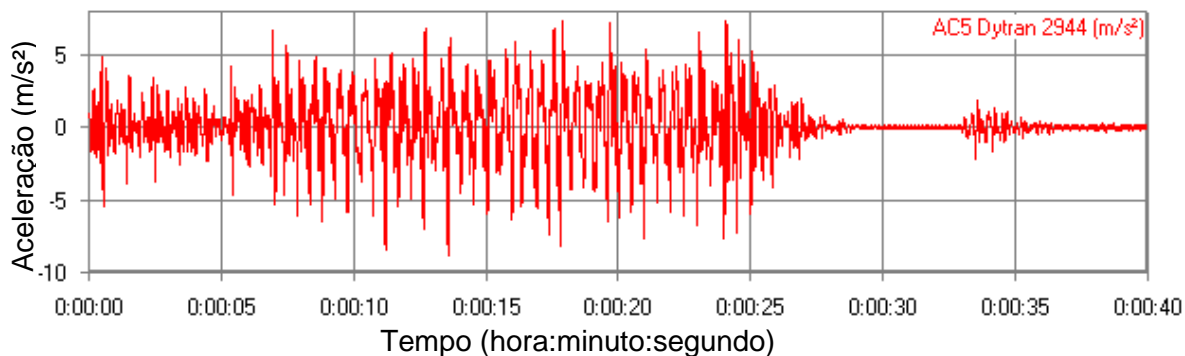


Figura 320 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: volta.

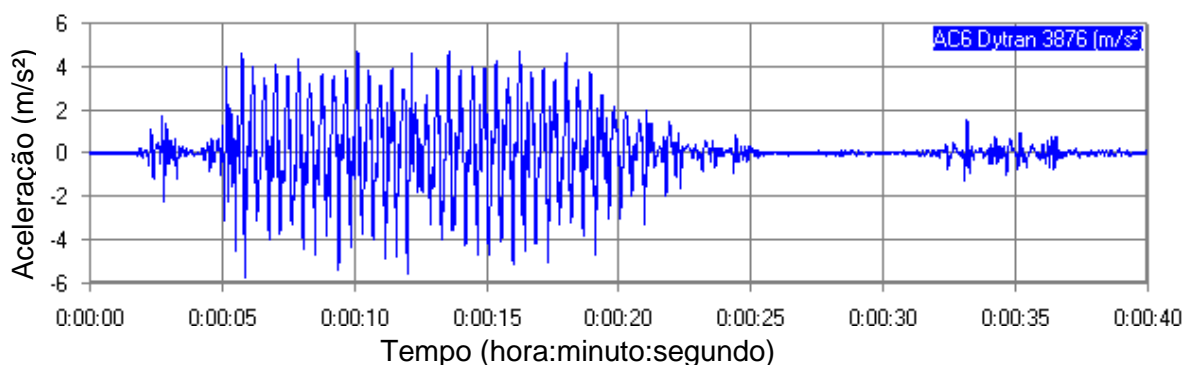


Figura 321 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: volta.

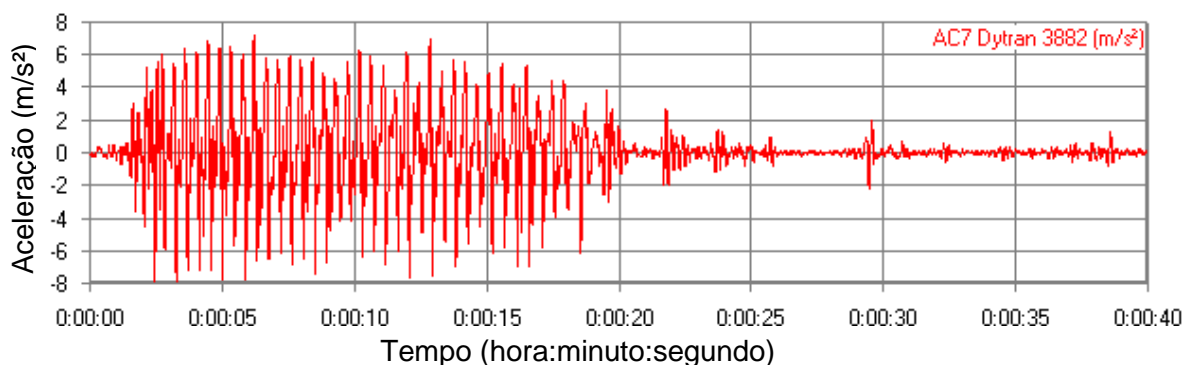


Figura 322 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: volta.

As acelerações máximas apresentadas nos gráficos de domínio do tempo, ilustradas pelas Figuras 305 e 315, para caminhada em ritmo rápido ( $f_p=2,3$  Hz) ocorreram nos tempos ( $t$ ) iguais a 19,16s e 18,35s ( $t = 19,16s$  e 18,35s) com valores máximos de aceleração apresentados na ordem de  $0,028$   $m/s^2$  e  $0,042$   $m/s^2$  (oito pessoas), nas caminhadas designadas de ida e volta sobre a passarela, respectivamente. As Transformadas Rápidas de Fourier estão apresentadas pelas Figuras 323 a 338.

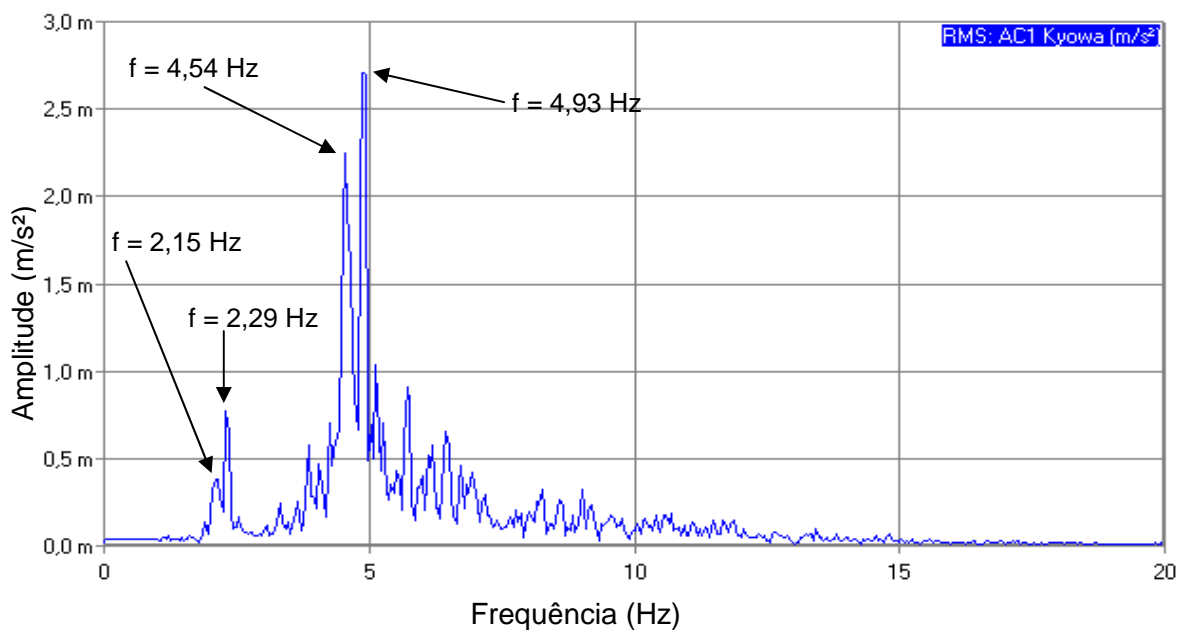


Figura 323 – Ensaio 11: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,3$  Hz): ida.

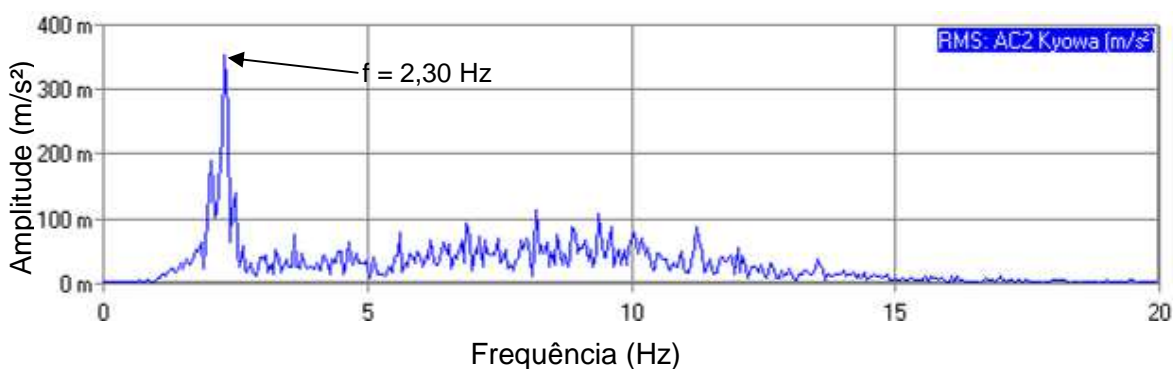


Figura 324 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: ida.

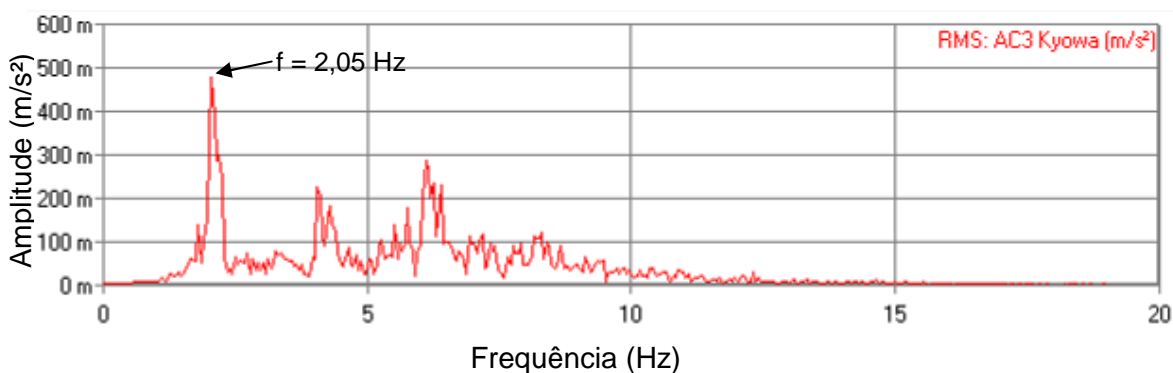


Figura 325 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: ida.



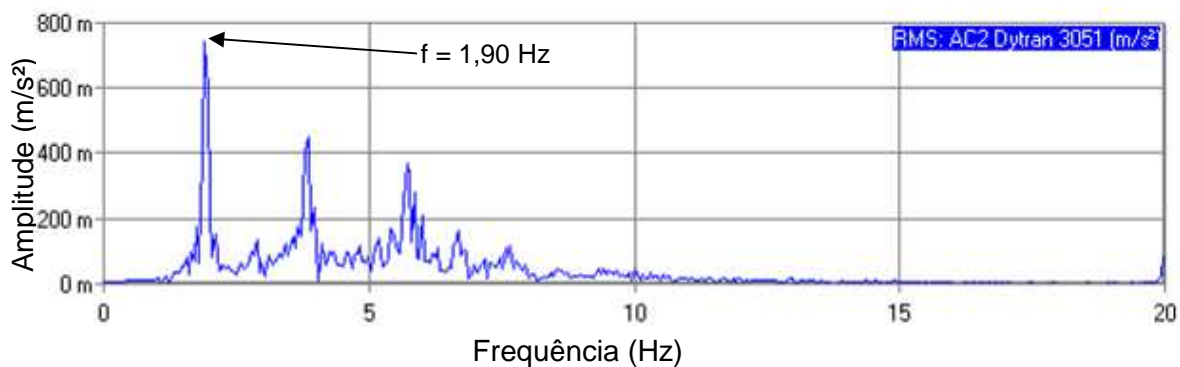


Figura 326 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: ida.

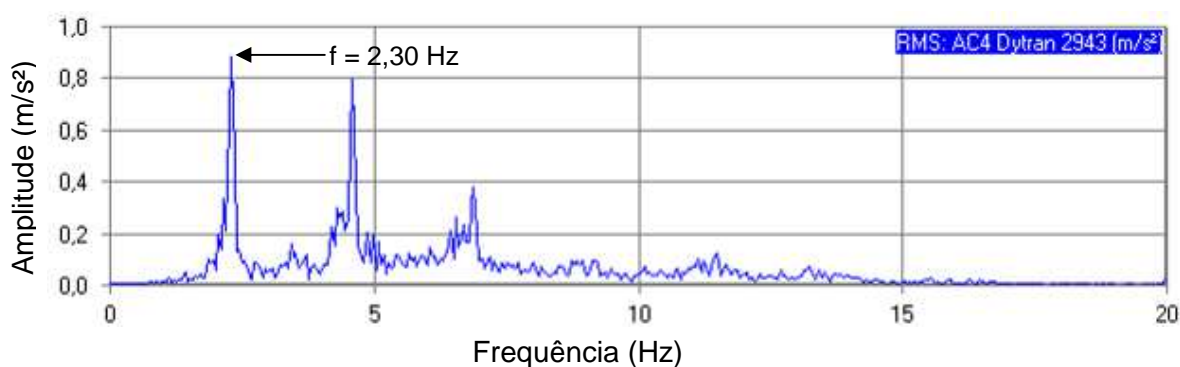


Figura 327 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: ida.

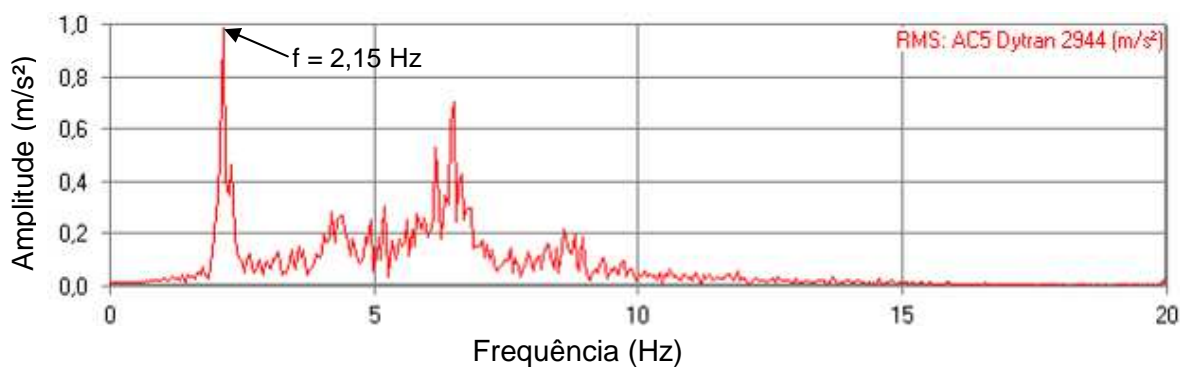


Figura 328 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: ida.

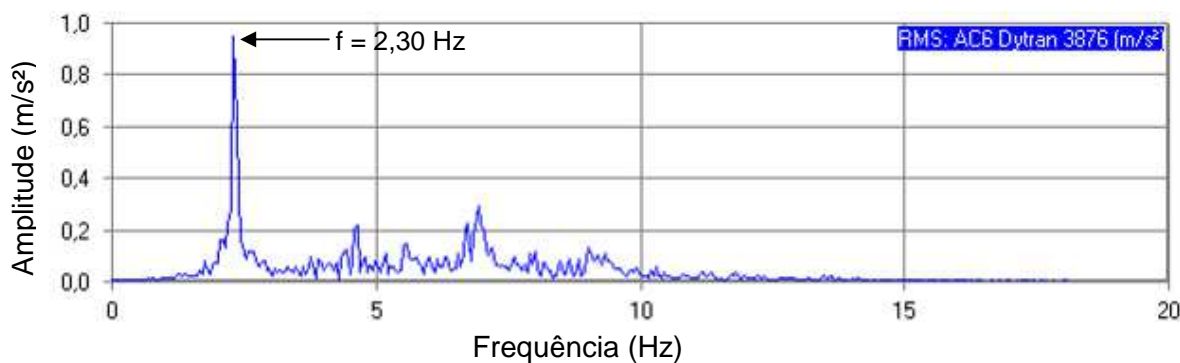


Figura 329 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: ida.

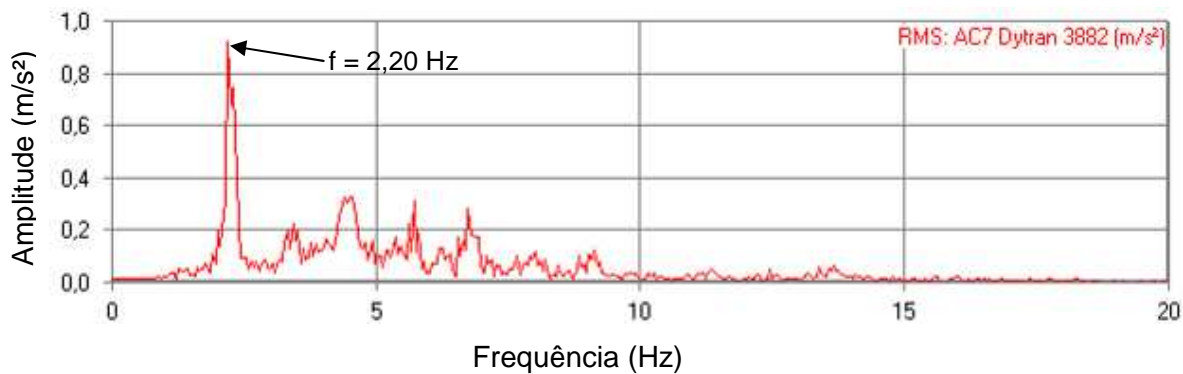


Figura 330 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: ida.

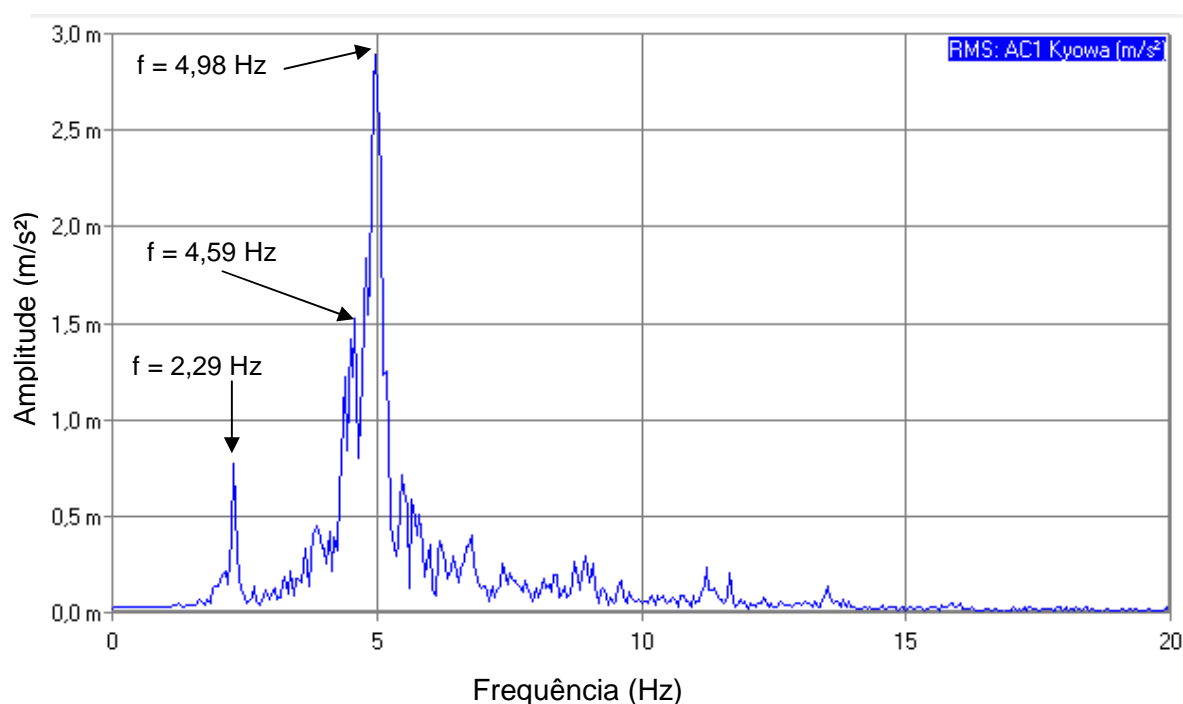


Figura 331 – Ensaio 11: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,3$  Hz): volta.

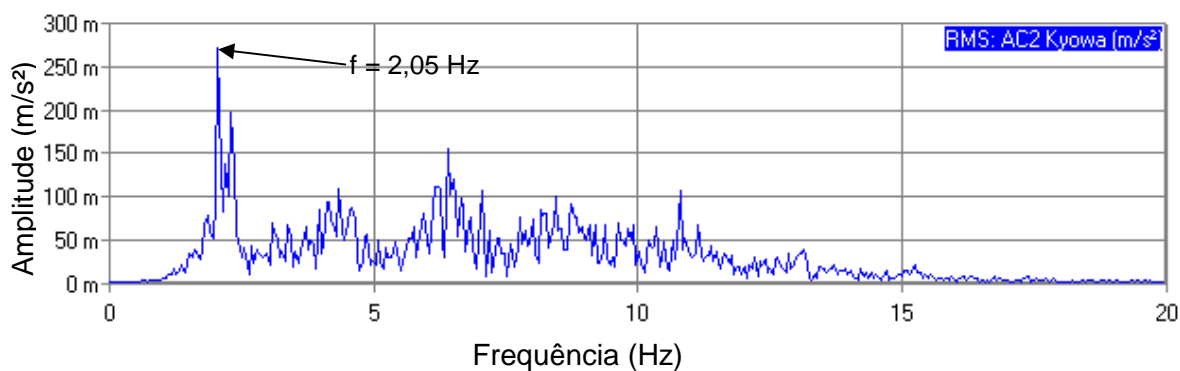


Figura 332 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: volta.

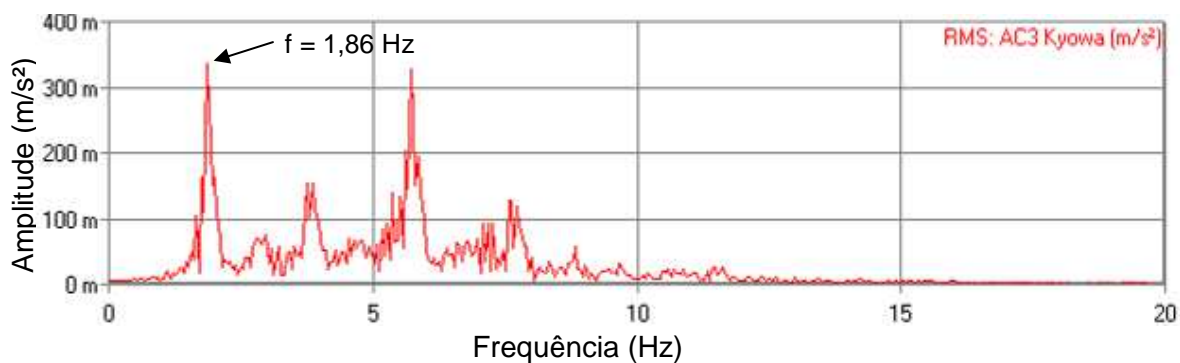


Figura 333 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: volta.

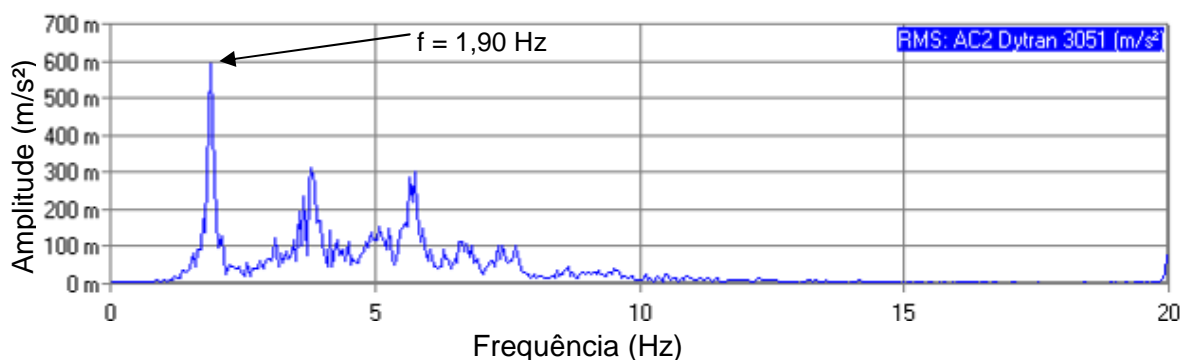


Figura 334 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: volta.

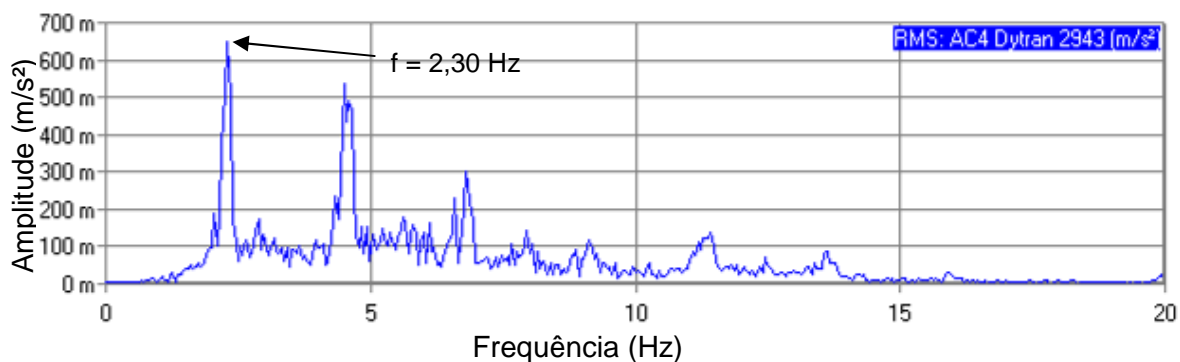


Figura 335 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: volta.

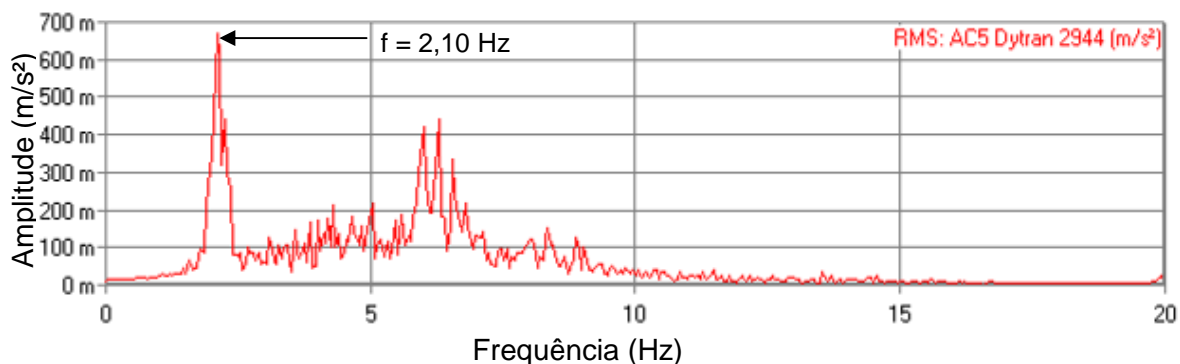


Figura 336 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: volta.

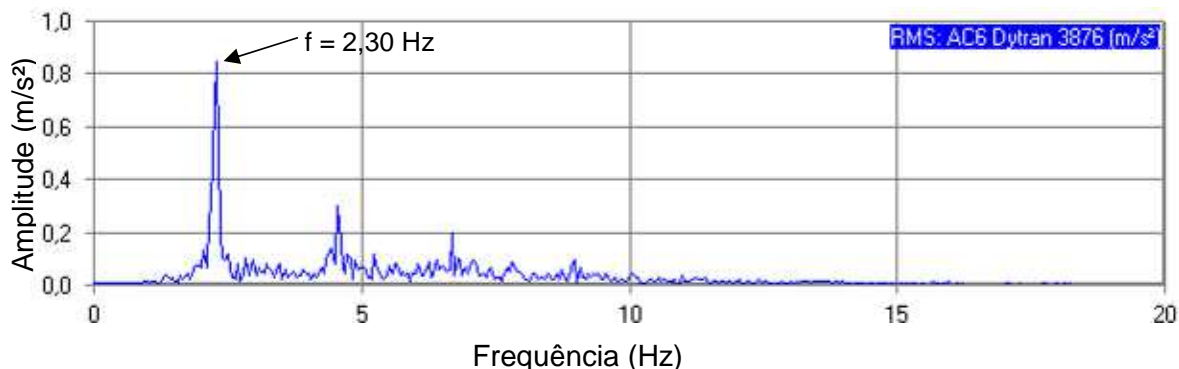


Figura 337 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: volta.

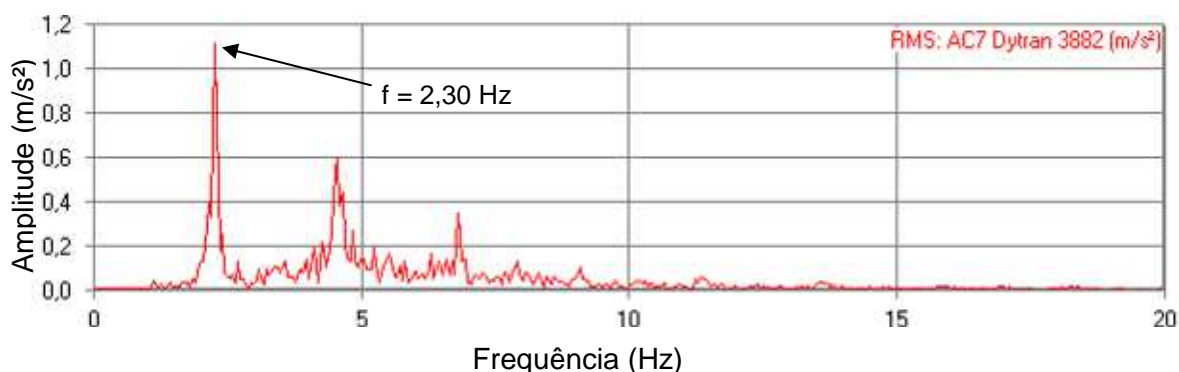


Figura 338 – Ensaio 11: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: volta.

Na Figura 323 (ida) está evidenciado que o primeiro harmônico de excitação, com dois picos muito próximos ( $f = 2,15$  e  $2,29$  Hz), se refletiu pelo caminhar descontrolado dos pedestres P2, P3, P6 e P8, mas muito próximo da frequência ensaiada ( $f = 2,30$  Hz). A partir do ensaio de volta (Figura 331), o pico de 2,30 Hz está bem evidenciado, mesmo sem o controle dos pedestres P1, P2, P3 e P6, que caminharam em um valor muito inferior do ensaio e divergentes. As frequências de ressonância ficaram bem evidentes com valores de 4,93 e 4,98 Hz.

#### 7.14 Ensaio 12: 8 pessoas em caminhada rápida ( $f_p=2,45$ Hz: fila)

Para o Ensaio 12, optou-se para a caminhada em ressonância ( $f_p = 2,45$  Hz, correspondente a 147 bpm medidas no metrônomo) com 8 (oito) pessoas caminhando em uma única fila, com espaçamentos medidos por um cronômetro com tempo igual a dois segundos. As características e a ordem dos pedestres utilizados neste ensaio estão descritas na Tabela 19. A Figura 339 apresenta as fotos da caminhada de ida e volta da passarela. Os gráficos de domínio do tempo são apresentados pelas Figuras 340 a 355.



a) ida



b) volta

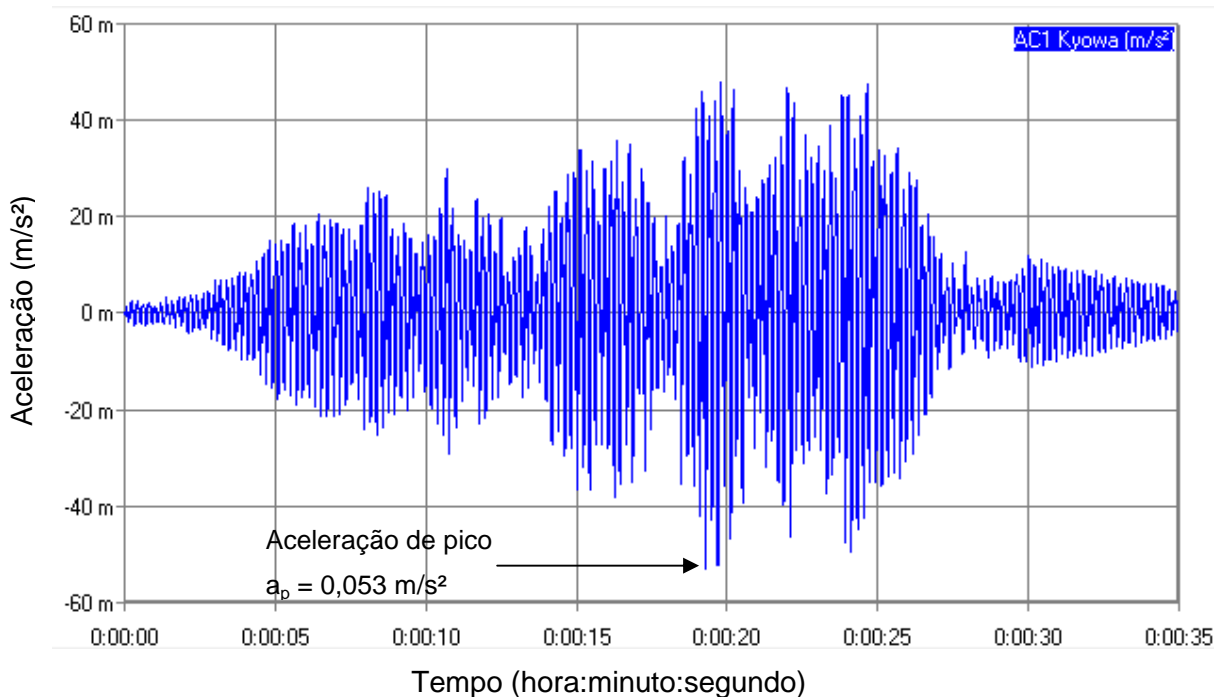
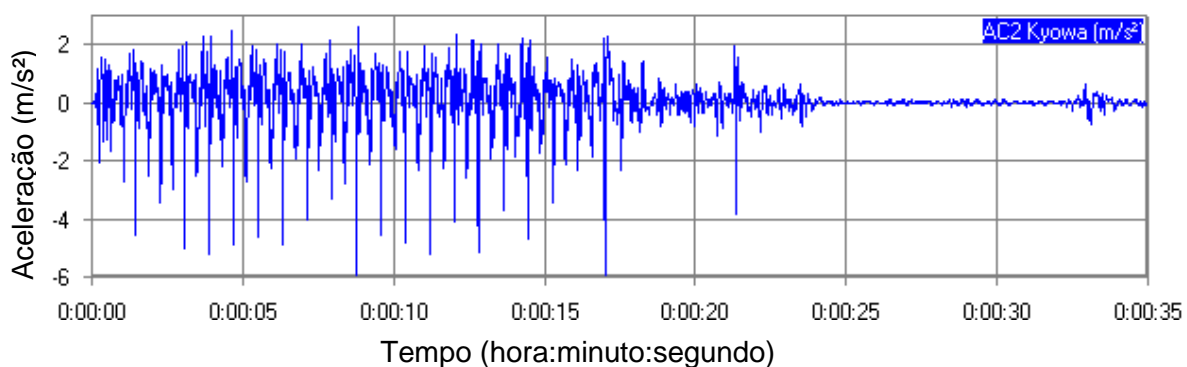
Figura 339 – Ensaio 12: pedestres em caminhada rápida ( $f_p=2,45$  Hz).Figura 340 – Ensaio 12: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,45$  Hz): ida.

Figura 341 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: ida.

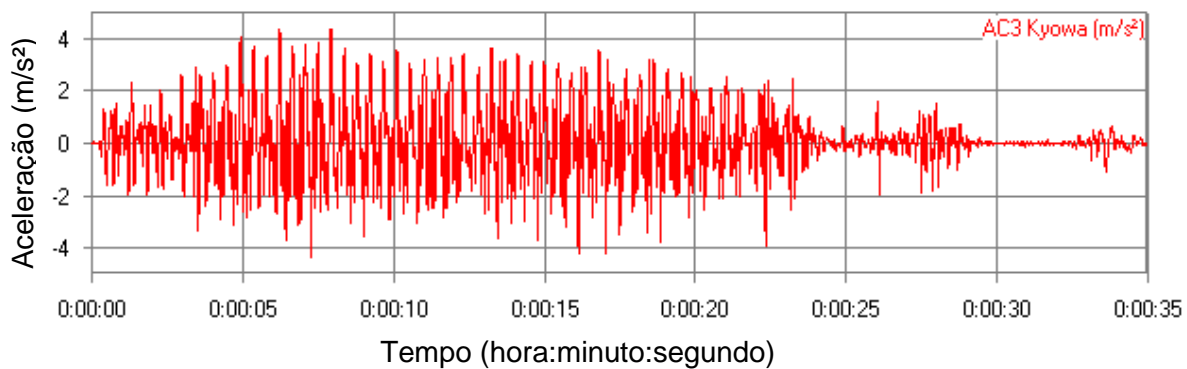


Figura 342 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: ida.

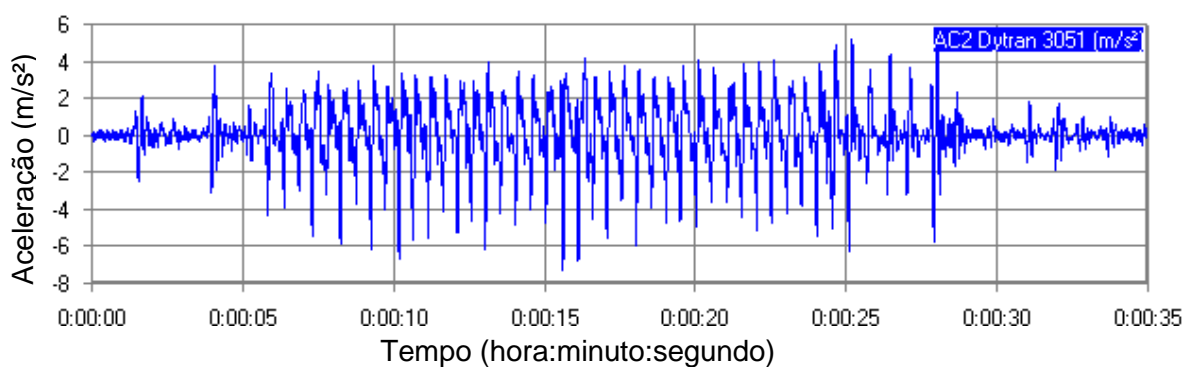


Figura 343 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: ida.

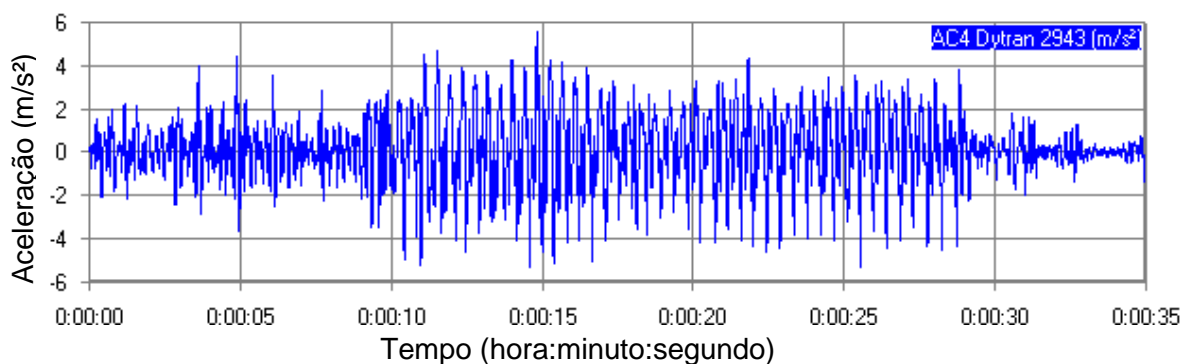


Figura 344 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: ida.

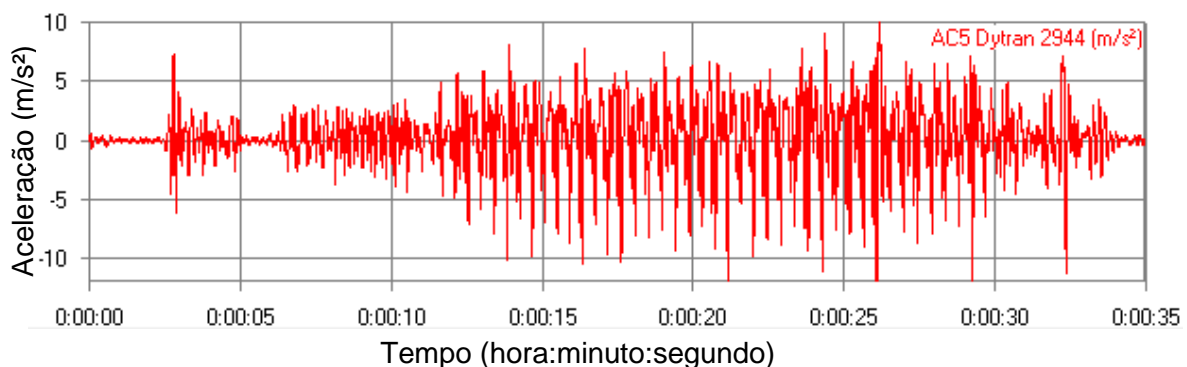


Figura 345 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: ida.

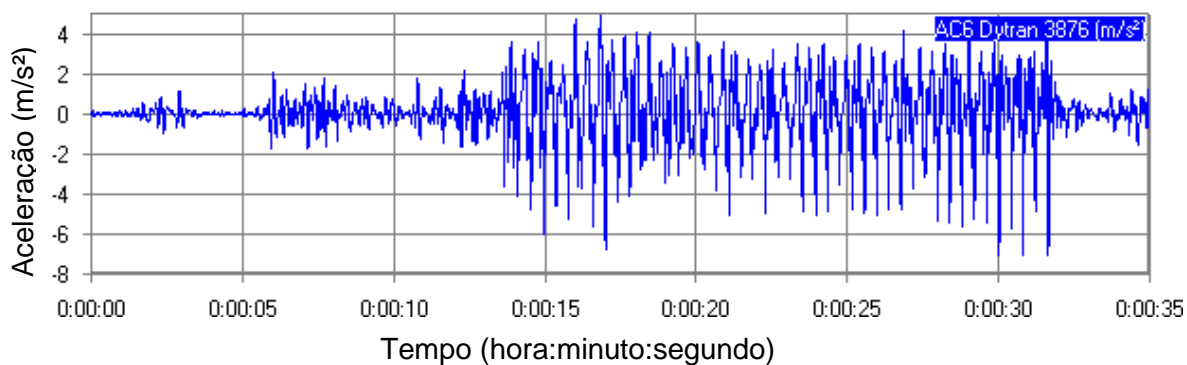


Figura 346 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: ida.

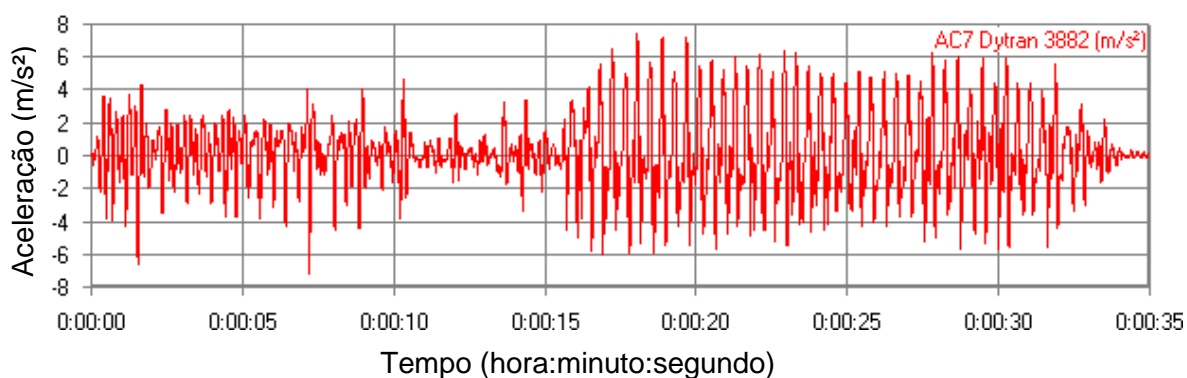


Figura 347 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: ida.

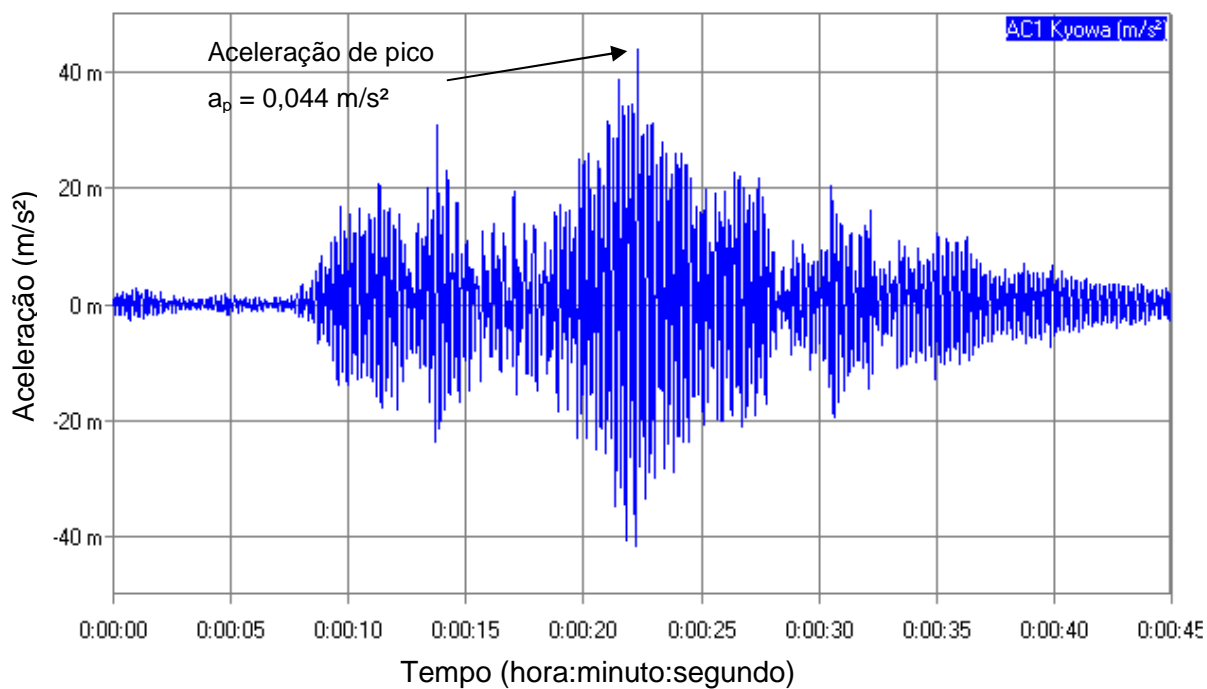


Figura 348 – Ensaio 12: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,45$  Hz): volta.



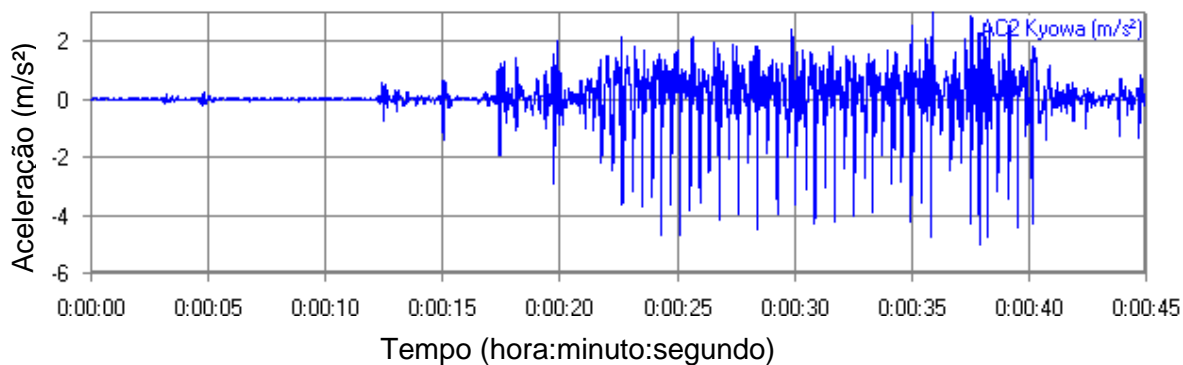


Figura 349 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo: volta.

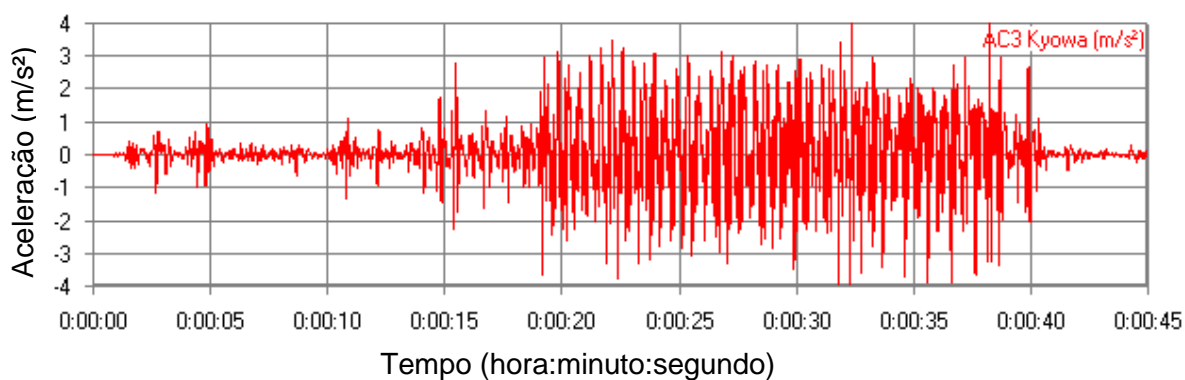


Figura 350 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio do tempo: volta.

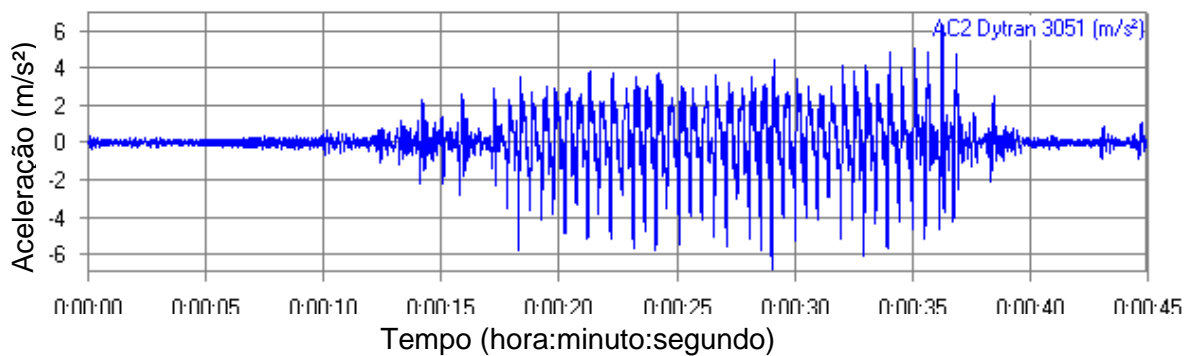


Figura 351 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio do tempo: volta.

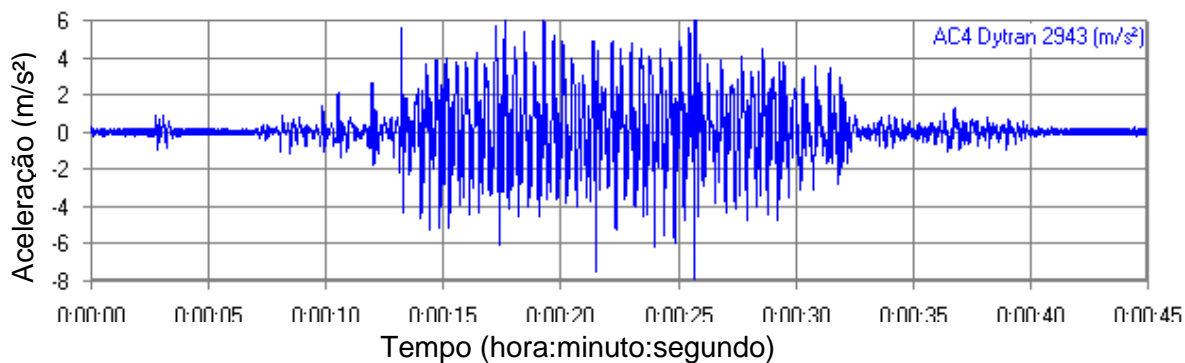


Figura 352 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio do tempo: volta.

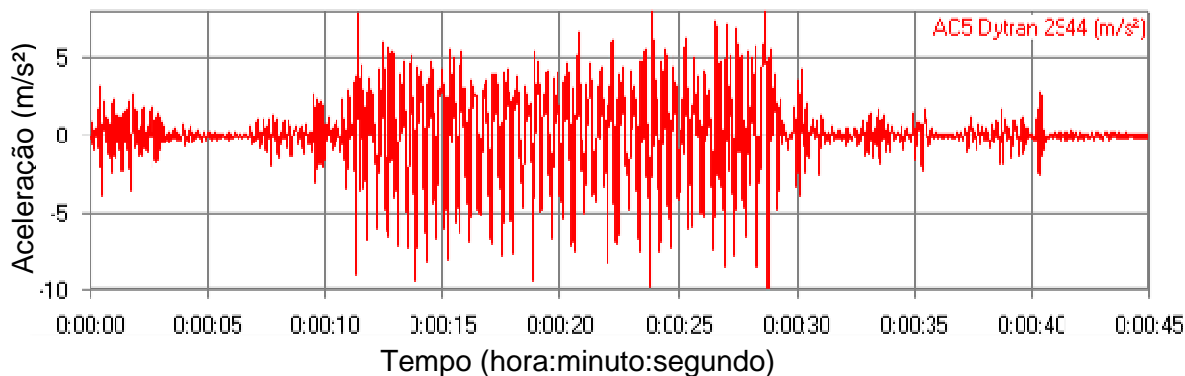


Figura 353 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio do tempo: volta.

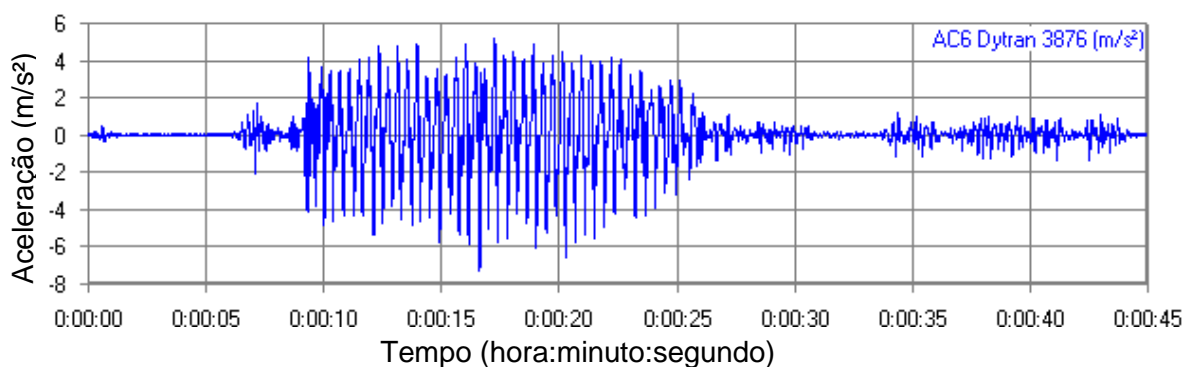


Figura 354 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio do tempo: volta.

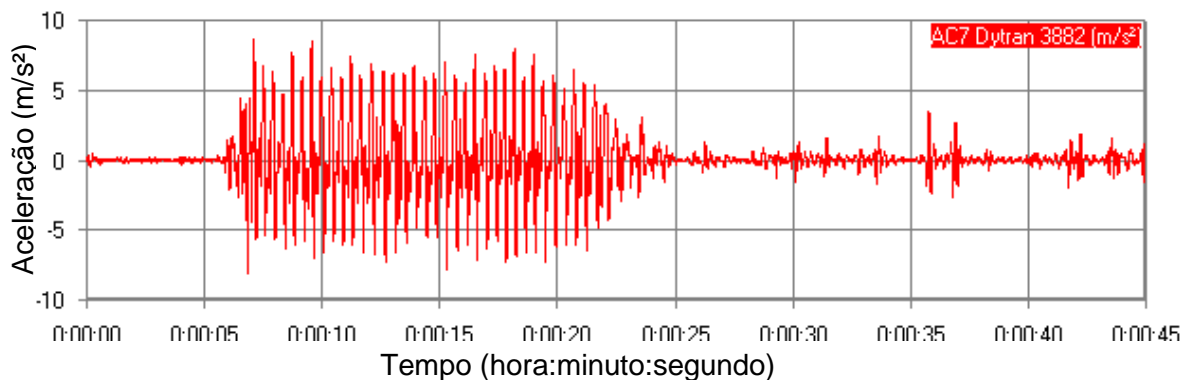


Figura 355 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio do tempo: volta.

Objetivando a ressonância com o segundo harmônico ( $f = 2 \times 2,45 = 4,90\text{Hz}$ ), observou-se, que a aceleração máxima ocorreu nos tempos ( $t$ ) igual a 19,29s e 22,30s ( $t = 19,29\text{s}$  e  $22,30\text{s}$ ), com valores máximos de aceleração apresentados da ordem de  $0,053 \text{ m/s}^2$  e  $0,044 \text{ m/s}^2$  (Figuras 340 e 348) para oito pessoas caminhando. A Transformada Rápida de Fourier (FFT) da estrutura correspondente à resposta de saída associada ao acelerômetro *Kyowa* utilizado na análise, é apresentado pelas Figuras 356 a 371.

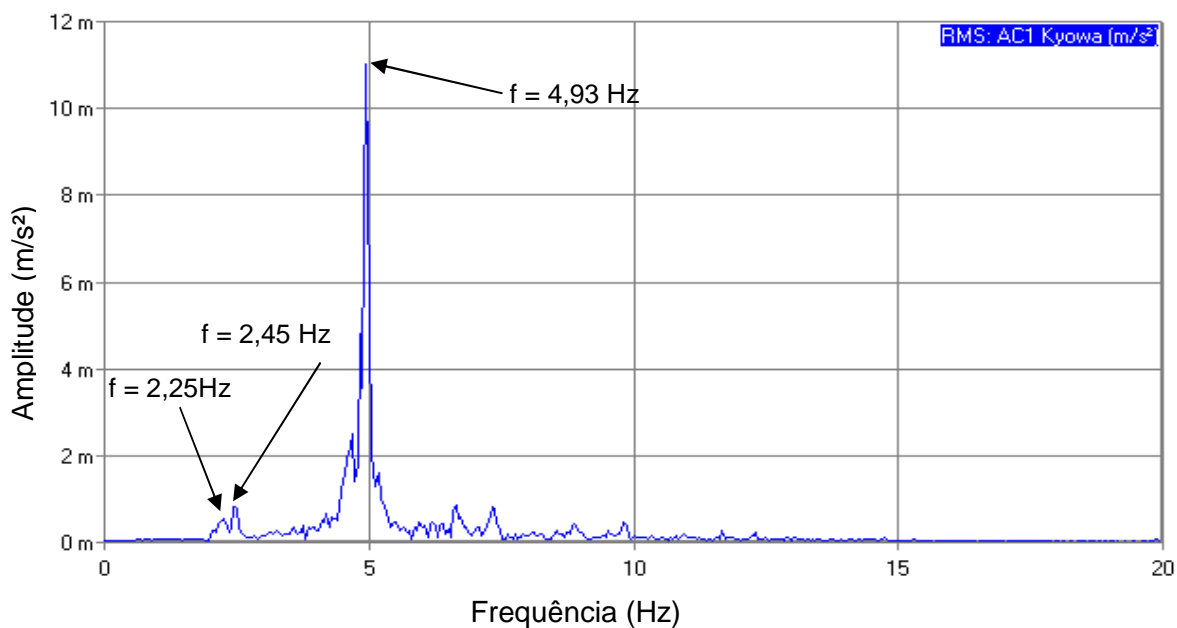


Figura 356 – Ensaio 12: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,45\text{Hz}$ ): ida.

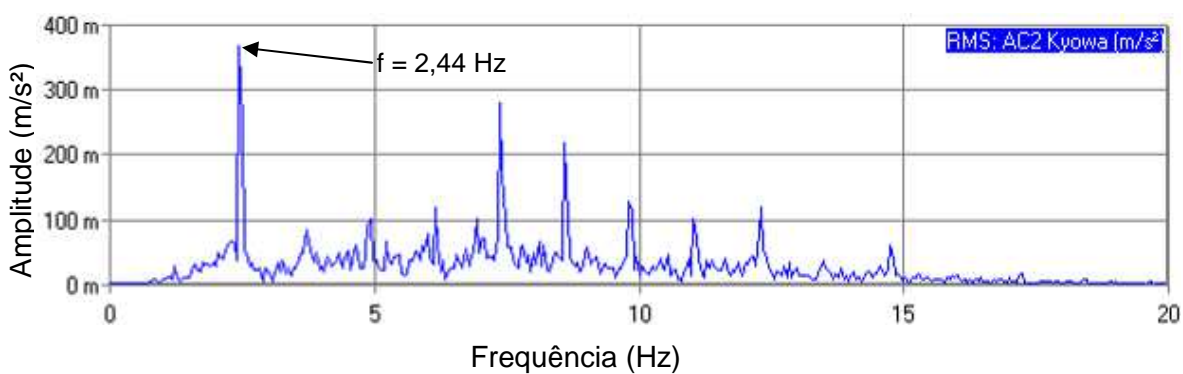


Figura 357 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: ida.

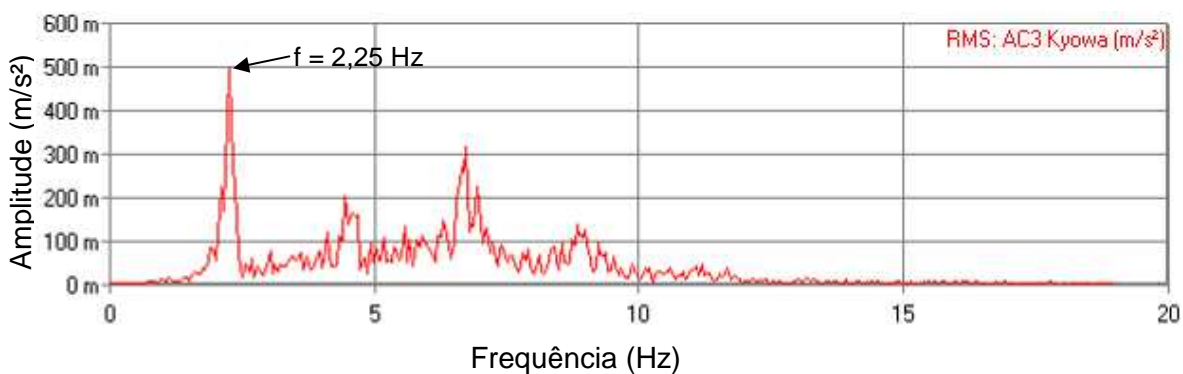


Figura 358 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: ida.

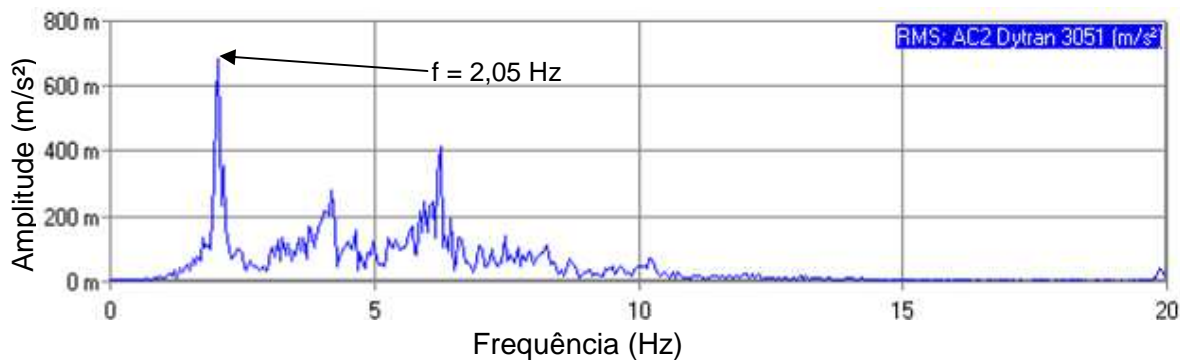


Figura 359 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: ida.

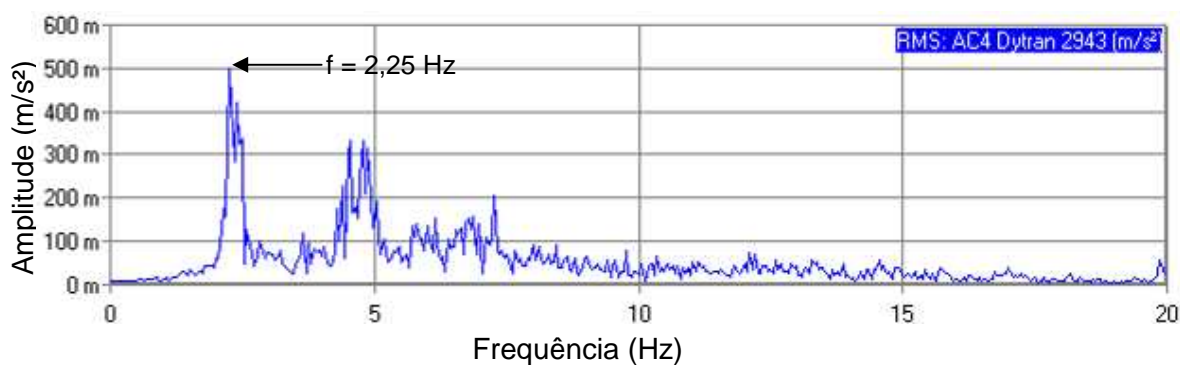


Figura 360 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: ida.

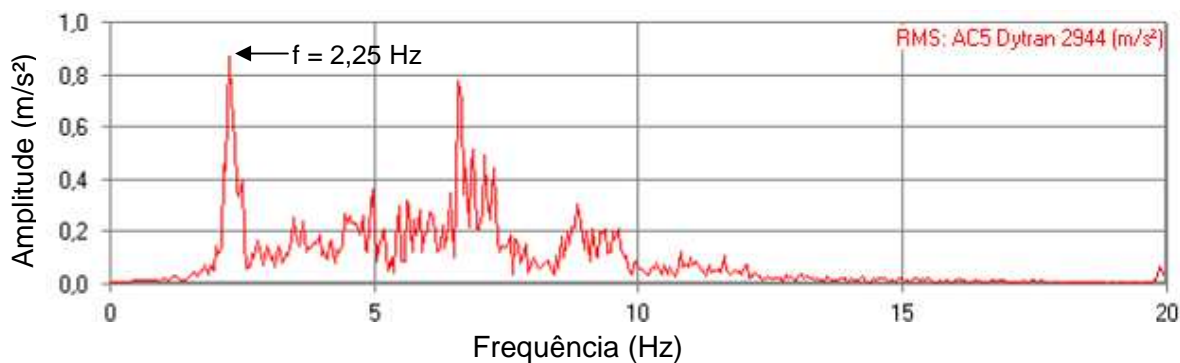


Figura 361 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: ida.

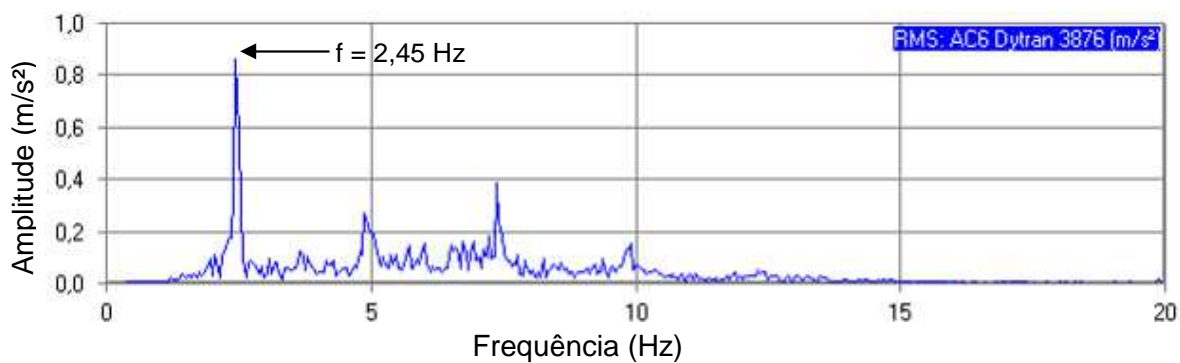


Figura 362 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: ida.

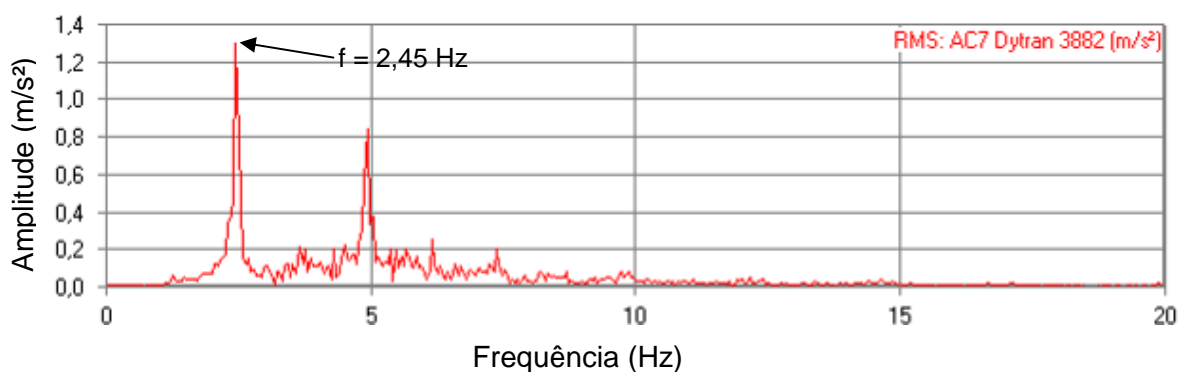


Figura 363 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: ida.

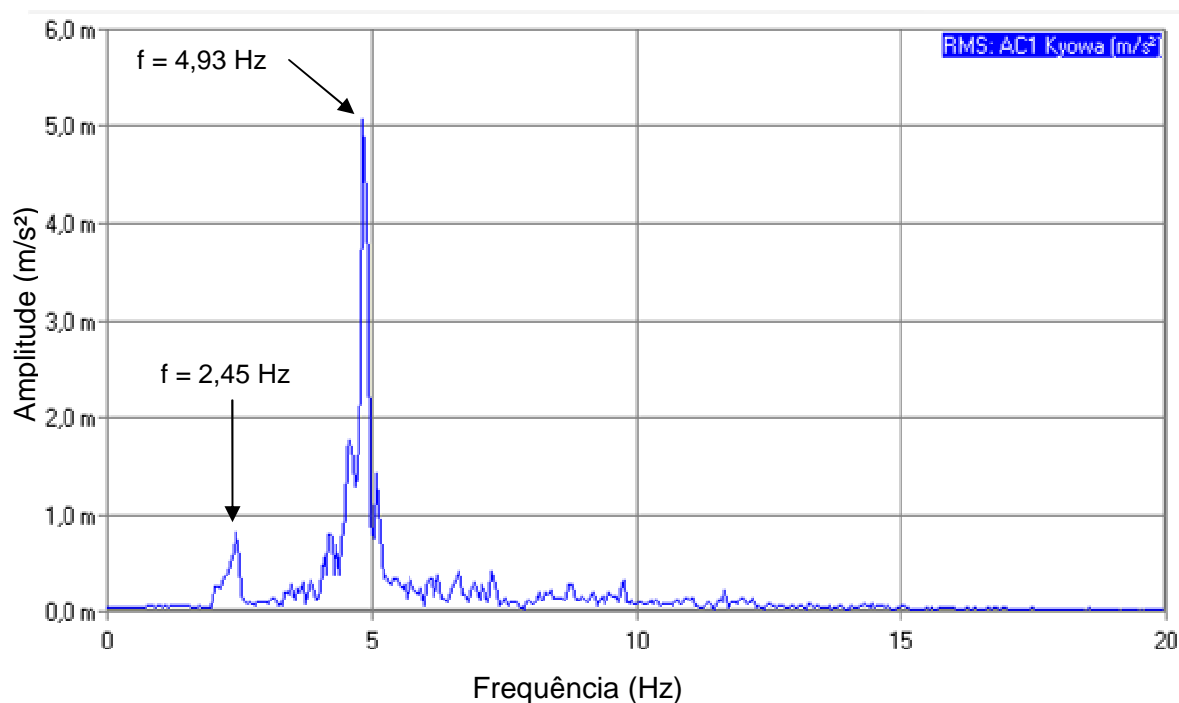


Figura 364 – Ensaio 12: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,45$ Hz): volta.

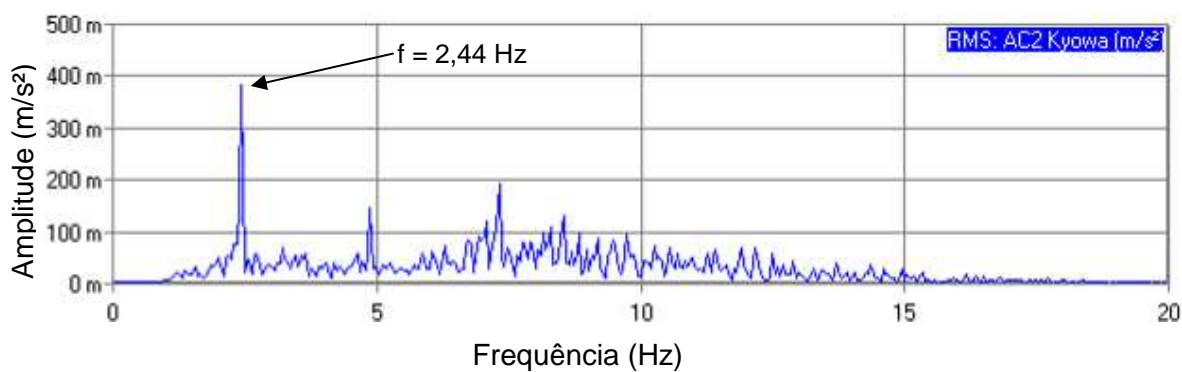


Figura 365 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência: volta.

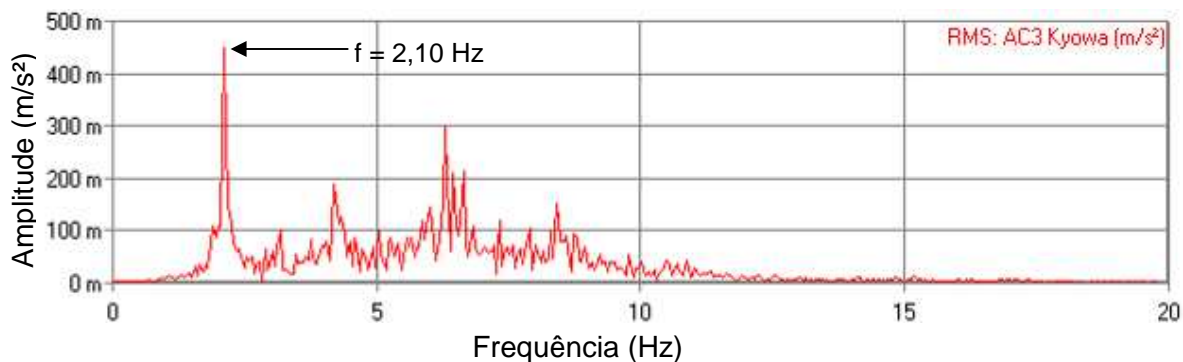


Figura 366 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P2 no domínio da frequência: volta.

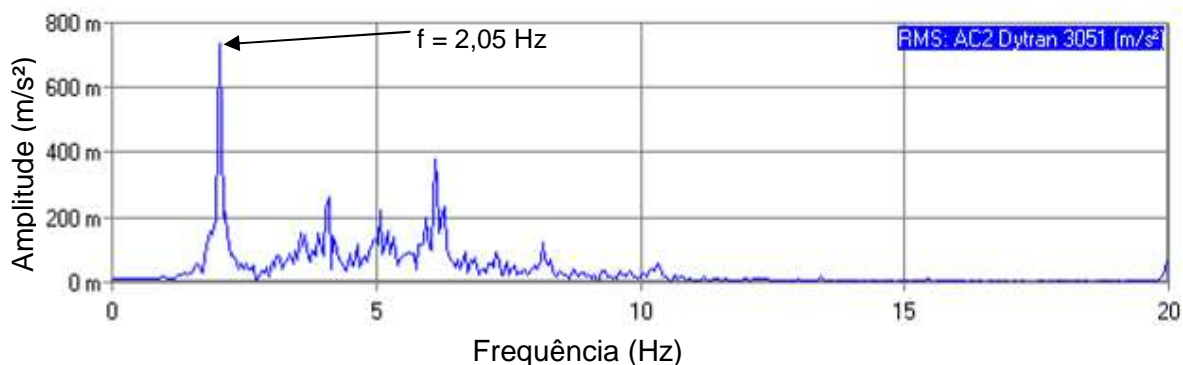


Figura 367 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P3 no domínio da frequência: volta.

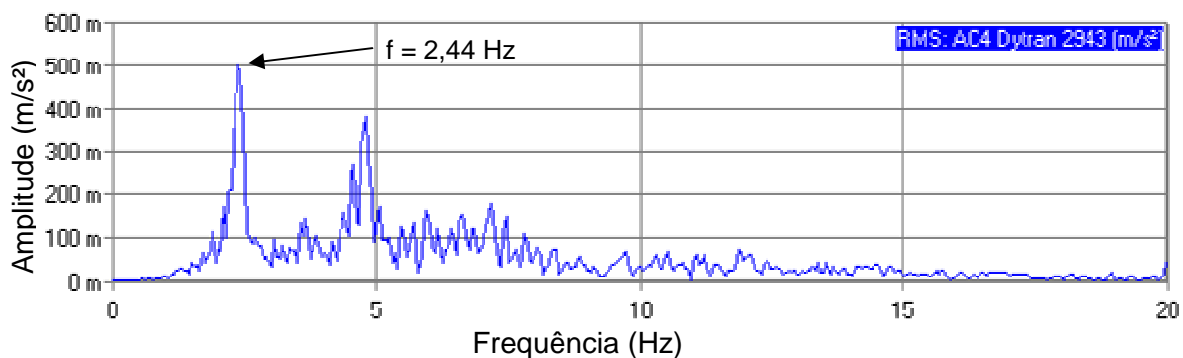


Figura 368 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P5 no domínio da frequência: volta.

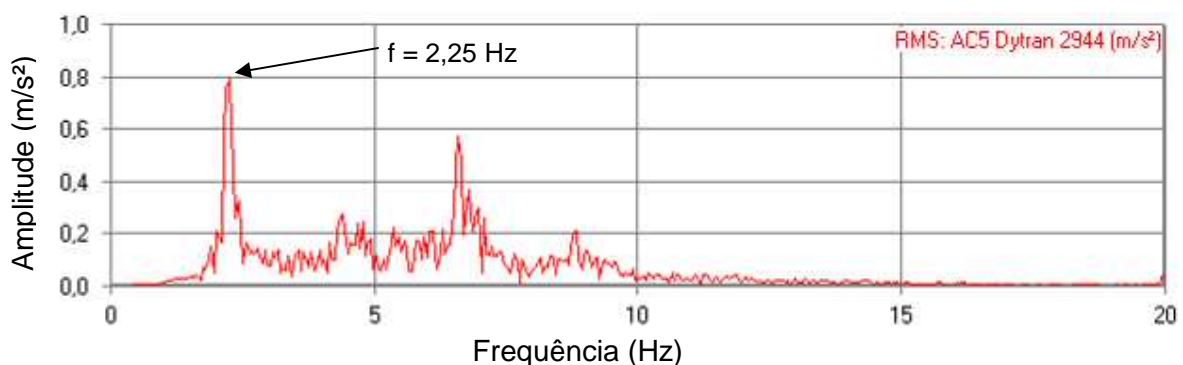


Figura 369 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P6 no domínio da frequência: volta.

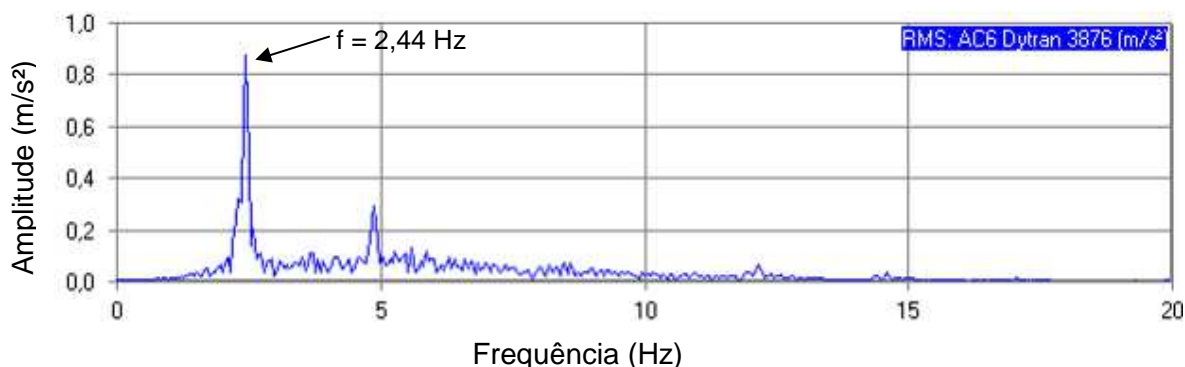


Figura 370 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P7 no domínio da frequência: volta.

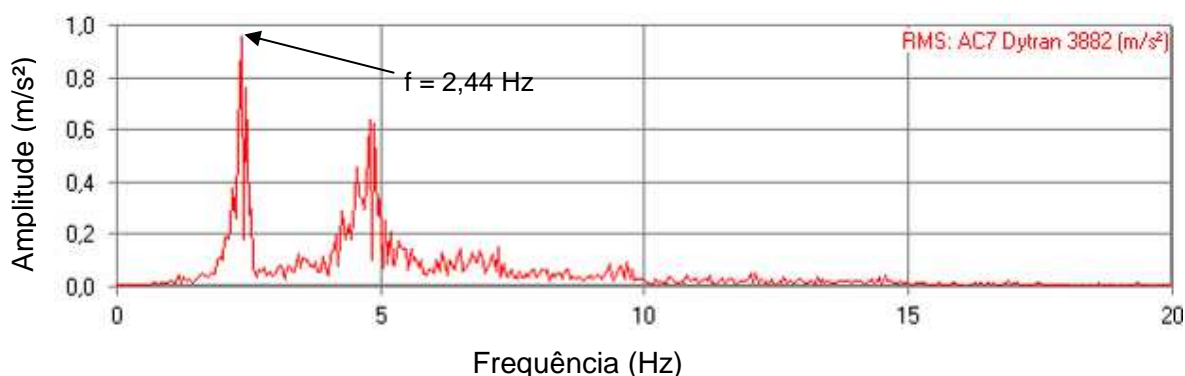


Figura 371 – Ensaio 12: aceleração vertical do pedestre P8 no domínio da frequência: volta.

Cabe ressaltar a predominância da frequência de 4,93 Hz, no domínio da frequência, correspondente a ressonância do modelo estrutural com a frequência do segundo harmônico da excitação ( $f = 2 \times 2,45 \text{ Hz} = 4,90 \text{ Hz}$ ), quando analisado a FFT do sinal no tempo da resposta estrutural dinâmica da passarela, como mostrado nas Figuras 356 e 364. Percebe-se que o pico de frequência em  $f = 2,25 \text{ Hz}$  (Figura 356) se manifestou porque os pedestres P2, P5 e P6 caminhavam nesta frequência.

#### 7.15 Ensaio 13: 1 pessoa em caminhada lenta ( $f_p=1,60\text{Hz}$ )

De acordo com os ensaios anteriores ficou evidente que a sincronização das frequências de todos os pedestres, nas diversas modalidades de caminhada, foi de extrema complexidade, sendo tal fato um fator importante para a resposta dinâmica dos ensaios de vibração forçada. De base dos argumentos mencionados, foram executados novos ensaios com apenas um pedestre, de forma a se ter apenas uma frequência de excitação, e assim resultados mais controlados.



O presente ensaio de vibração forçada (Figura 372) foi realizado com um pedestre caminhando de forma lenta ( $f_p = 1,60$  Hz, correspondente a 96 bpm medida no metrônomo). O pedestre caminhou no centro da passarela em caminhadas designadas de ida e volta, e as acelerações da massa efetiva do corpo foram medidas via acelerômetro acoplado ao indivíduo (Figura 175). Na Tabela 20 apresenta-se o resumo das características do pedestre utilizado neste ensaio experimental.

Tabela 20: Ensaio 13: características do pedestre utilizado.

Pedestre	Descrição do Pedestre				
	Sexo	Idade	Altura (m)	Massa (kg)	Calçado
P1	Masculino	32	1,71	80,8	Macio (tênis)



Figura 372 – Ensaio 13: um pedestre em caminhada lenta ( $f_p=1,6$  Hz).

O resultado obtido a partir do ensaio experimental (Ponto 2: 1/2 do vão, ver Figura 178), da ida e da volta do caminhar sobre a passarela, é mostrado pela Figura 373, descrita no domínio do tempo. Os resultados foram tratados mediante o

emprego de filtros passa faixa (passa baixa e passa alta) para melhor apresentação do sinal no tempo sem “ruído”. Os sinais de resposta no domínio do tempo foram obtidos nos três eixos Z, Y e X (vertical, transversal e longitudinal) durante a caminhada do pedestre, ver Figuras 374 e 376. Deve ser enfatizado que o índice “m” no eixo vertical das figuras no domínio do tempo, corresponde ao prefixo “mili” ( $10^{-3}$ ). Por outro lado, os eixos horizontais apresentam o tempo em “hora:minuto:segundo” e frequência em Hz, respectivamente, de acordo com cada análise, como ilustrado pelas Figuras 181 e 182. Os espectros de resposta de vibração da estrutura e da aceleração do centro de massa do pedestre são apresentados pelas FFT (*Fast Fourier Transform*: Transformada Rápida de Fourier), conforme Figuras 377 a 380.

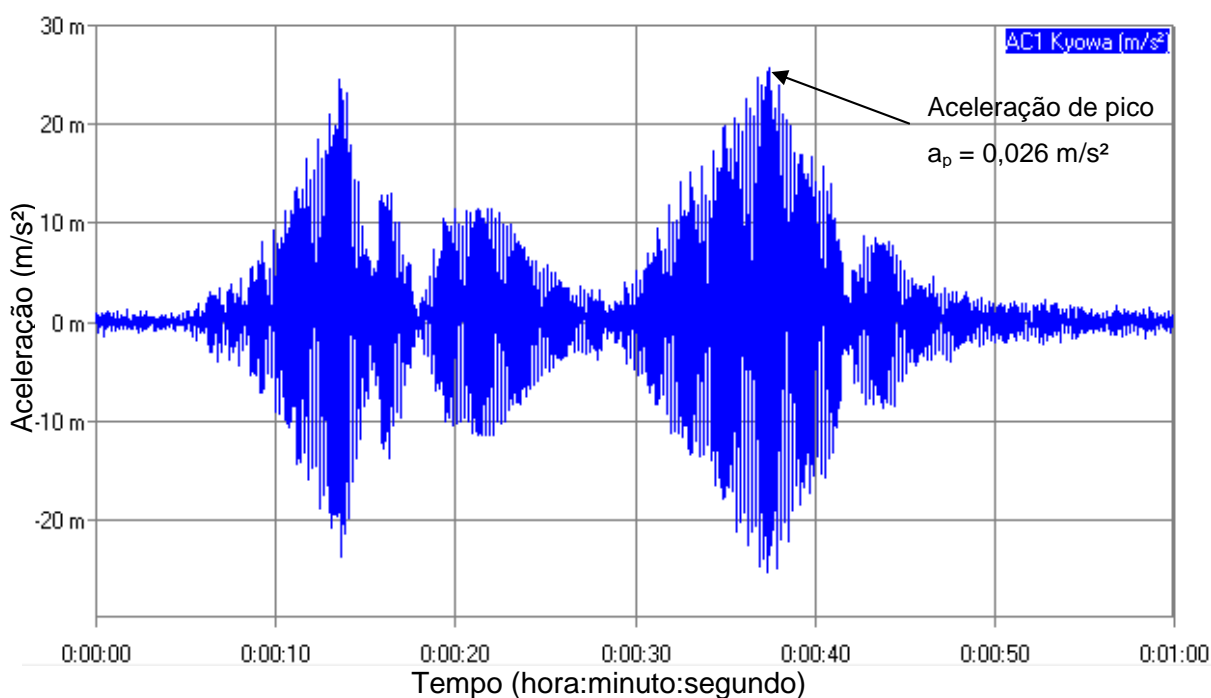


Figura 373 – Ensaio 13: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,6$  Hz).

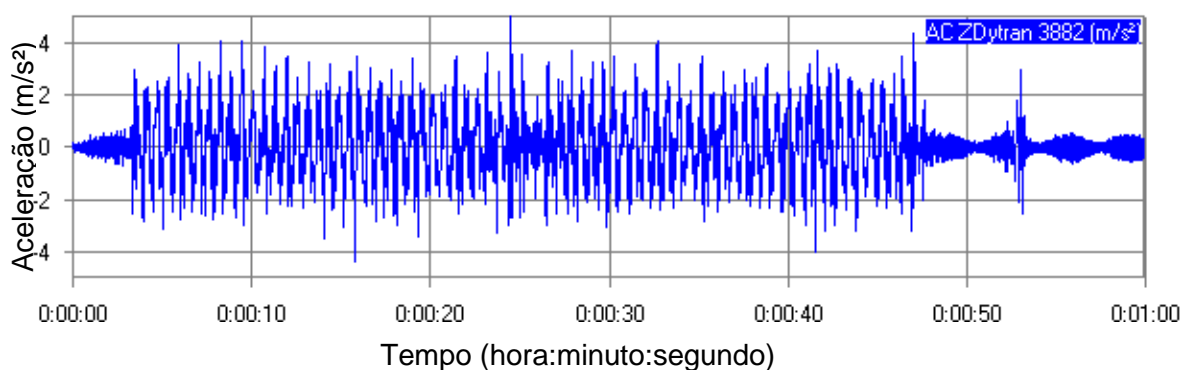


Figura 374 – Ensaio 13: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo.

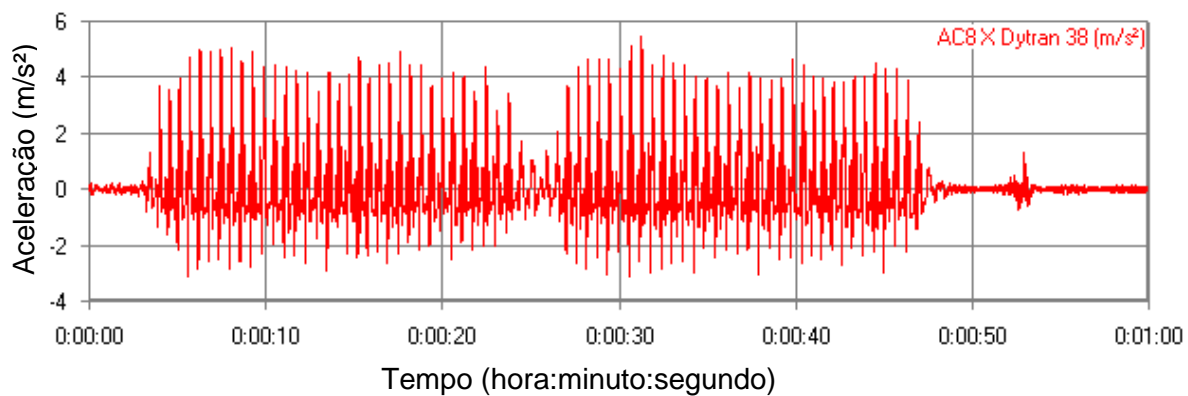


Figura 375 – Ensaio 13: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio do tempo.

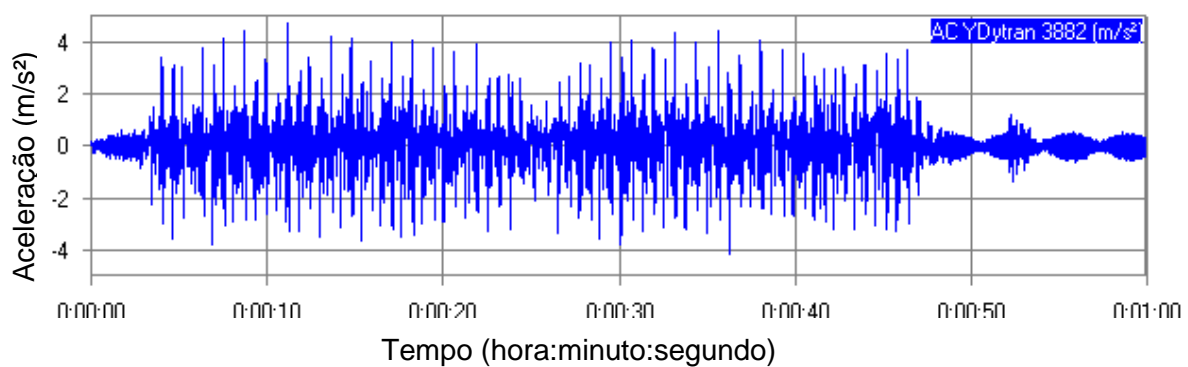


Figura 376 – Ensaio 13: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio do tempo.

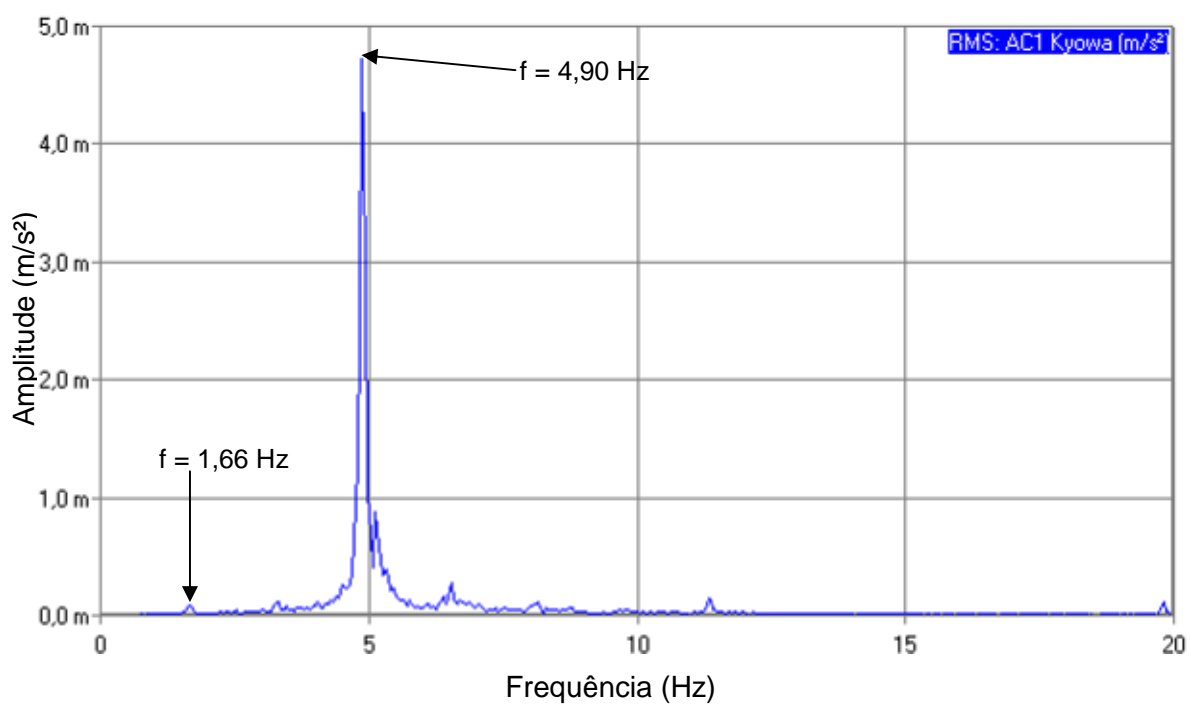


Figura 377 – Ensaio 13: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,6$  Hz).

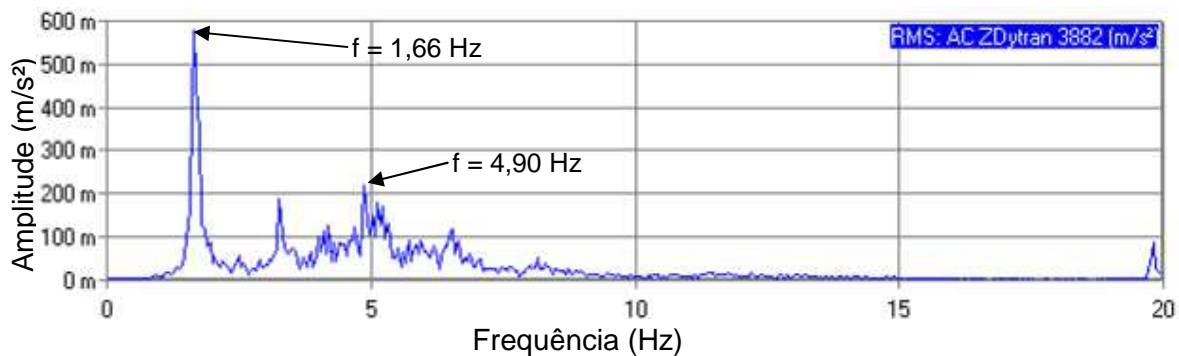


Figura 378 – Ensaio 13: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência.

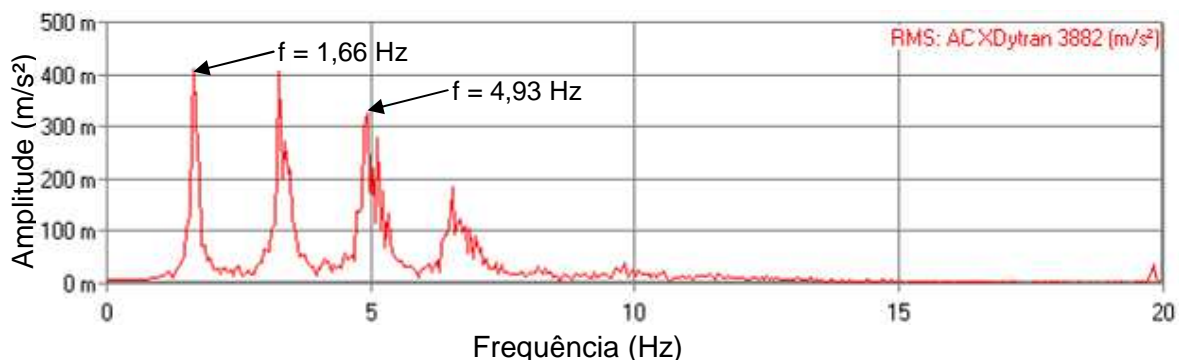


Figura 379 – Ensaio 13: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio da frequência.

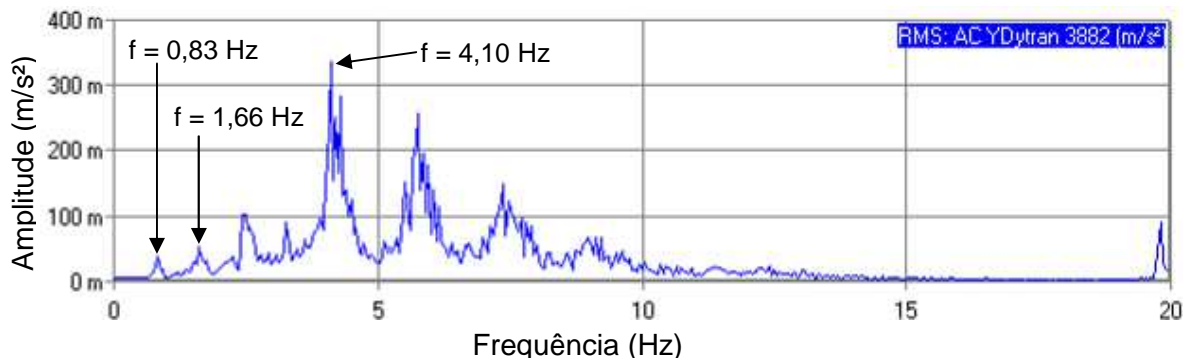


Figura 380 – Ensaio 13: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio da frequência.

Observa-se na Figura 373, para caminhada em ritmo lento de um pedestre ( $f_p=1,6$  Hz), no domínio do tempo, que a aceleração máxima ocorreu no tempo igual a 37,41 s ( $t = 37,41$  s), com valor máximo de aceleração da ordem de  $0,026$  m/s<sup>2</sup>. Cabe ressaltar a predominância da frequência de 4,90 Hz, no domínio da frequência, correspondente a ressonância do modelo estrutural com a frequência do terceiro harmônico de excitação ( $f = 3 \times 1,6$  Hz = 4,90 Hz), quando da FFT do sinal do tempo da resposta estrutural dinâmica da passarela, como mostrado na Figura 377. Percebe-se também o valor da frequência de excitação imposta ( $f = 1,66$  Hz) presente nas três direções (vertical, transversal e longitudinal).

### 7.16 Ensaio 14: 1 pessoa em caminhada lenta ( $f_p=1,70\text{Hz}$ )

Conforme o ensaio da caminhada de oito pedestres, o Ensaio 14 simulou a caminhada lenta com a frequência do passo média da literatura ( $f_p = 1,70 \text{ Hz}$ , correspondente a 102 bpm medida no metrônomo) de um pedestre caminhando no centro da passarela nos dois sentidos (ida e volta). As acelerações do centro de massa do corpo do pedestre foram registradas nas três direções (Z, Y e X) e as características do pedestre utilizado é demonstrada pela Tabela 20. A Figura 381 apresenta uma foto do ensaio sendo executado na passarela de pedestres.



Figura 381 – Ensaio 14: um pedestre em caminhada lenta ( $f_p=1,7 \text{ Hz}$ ).

As Figuras 382 a 389 apresentam as respostas dinâmicas dos ensaios experimentais descritos no domínio do tempo e da frequência, respectivamente. Foram obtidos os sinais de repostas da estrutura na direção vertical e da aceleração da massa do pedestre nas três direções (vertical, transversal e longitudinal), ambos no domínio do tempo e frequência durante a caminhada do pedestre.

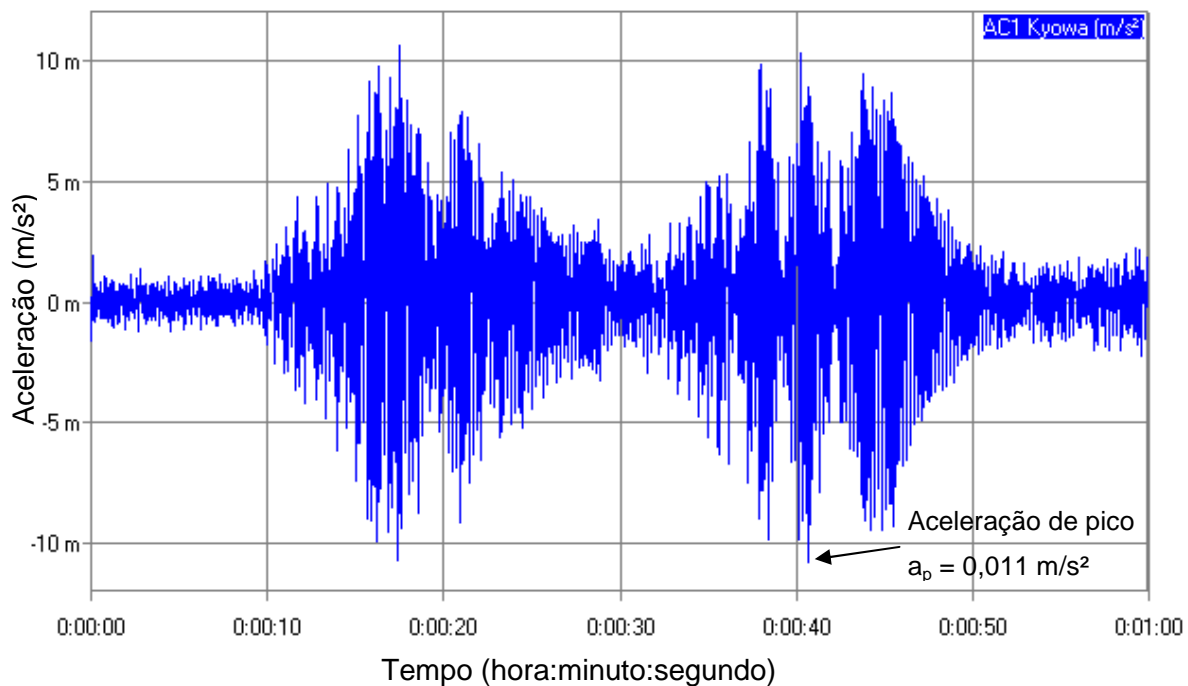


Figura 382 – Ensaio 14: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=1,7$  Hz).

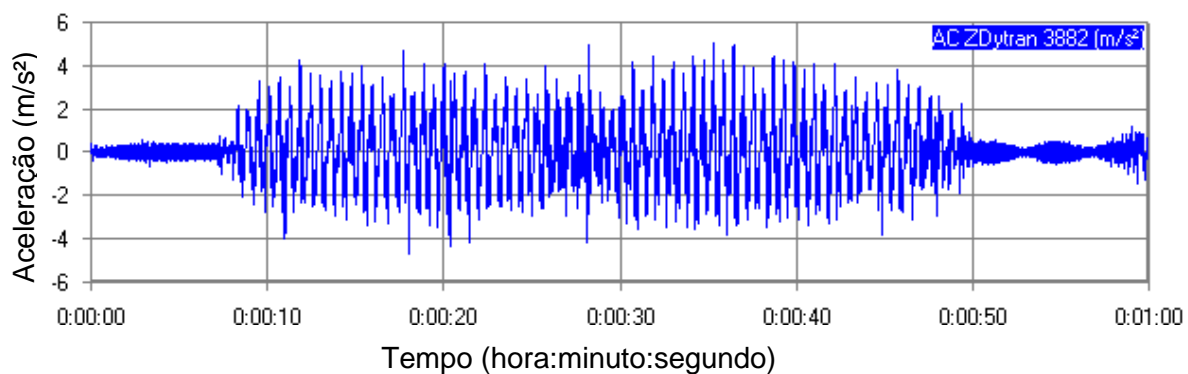


Figura 383 – Ensaio 14: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo.

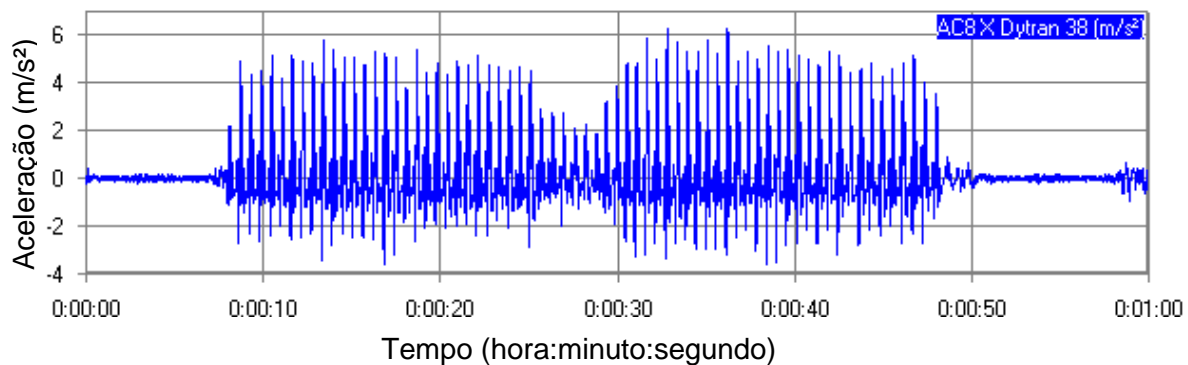


Figura 384 – Ensaio 14: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio do tempo.

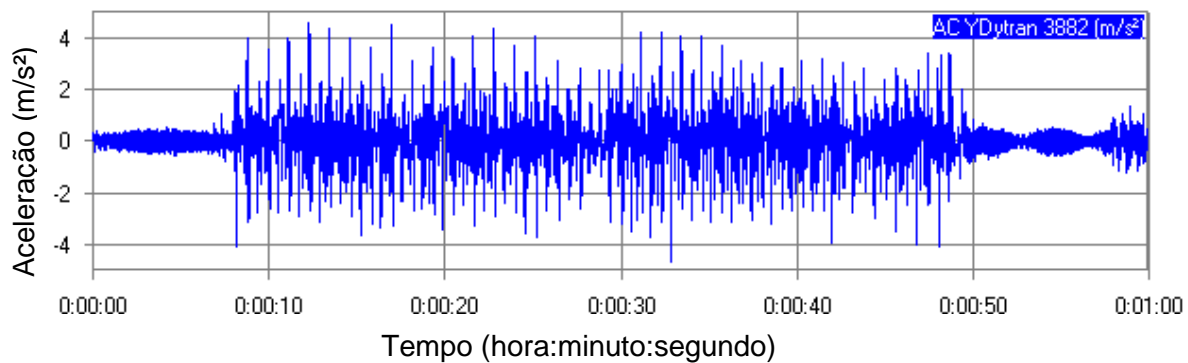


Figura 385 – Ensaio 14: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio do tempo.

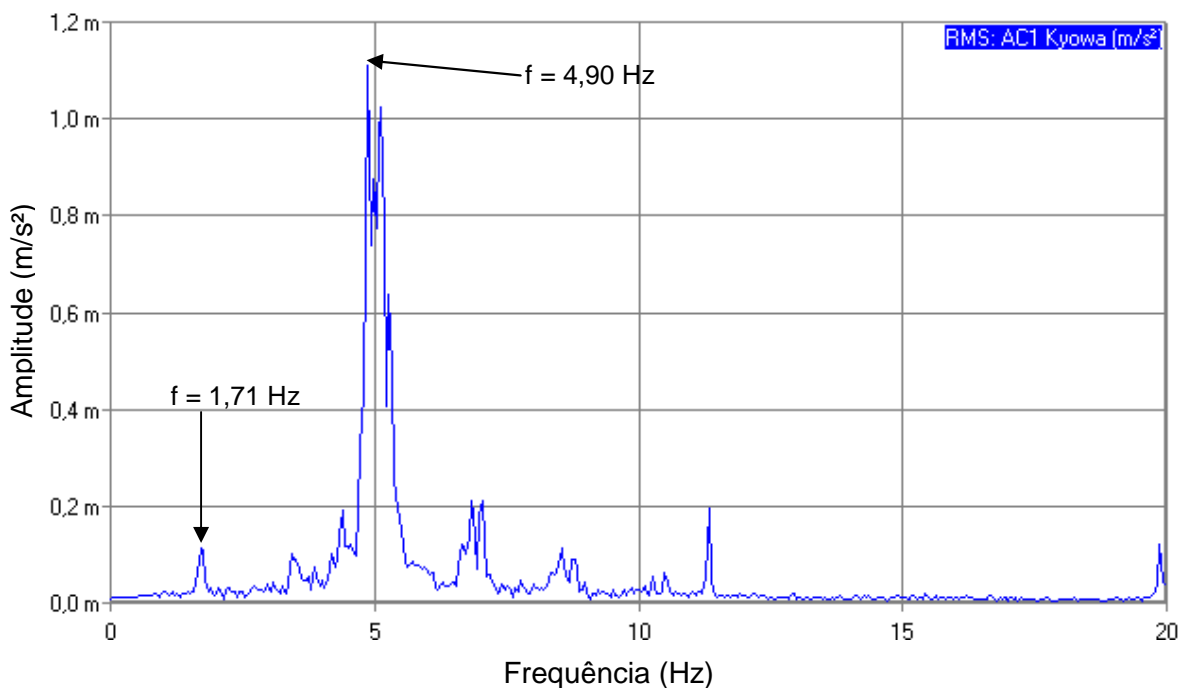


Figura 386 – Ensaio 14: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=1,6$  Hz).

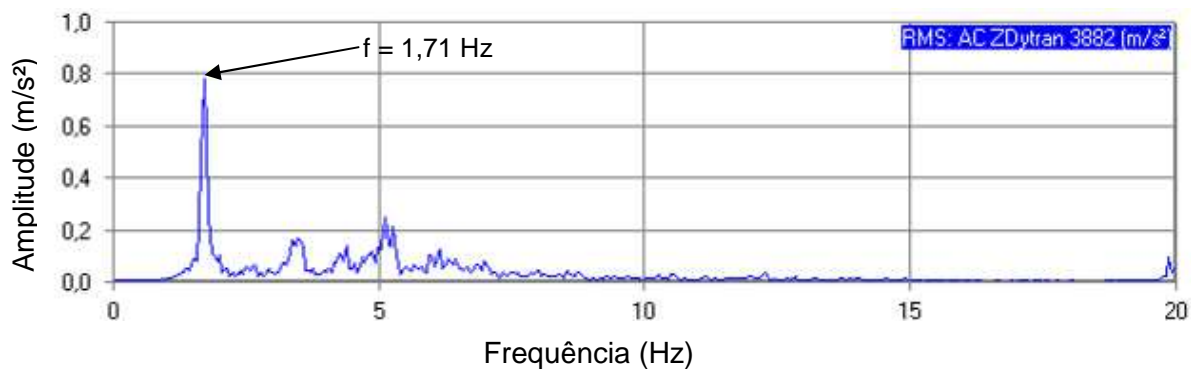


Figura 387 – Ensaio 14: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência.



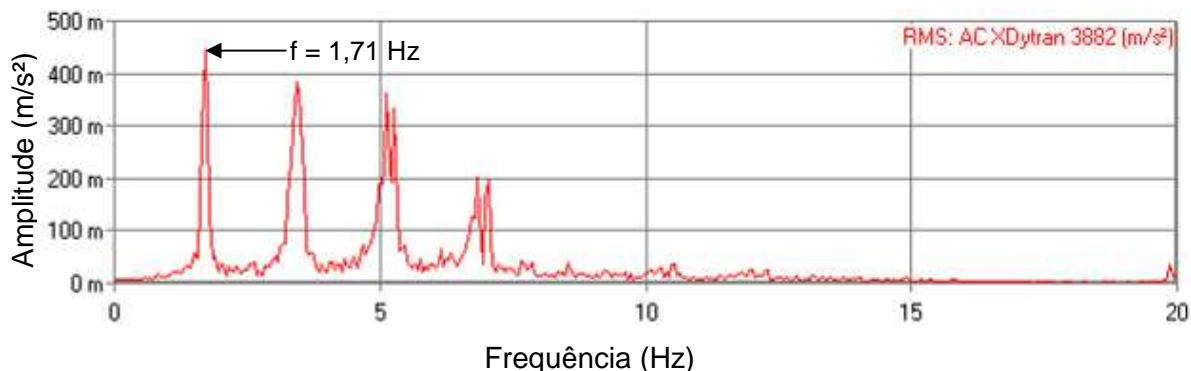


Figura 388 – Ensaio 14: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio da frequência.

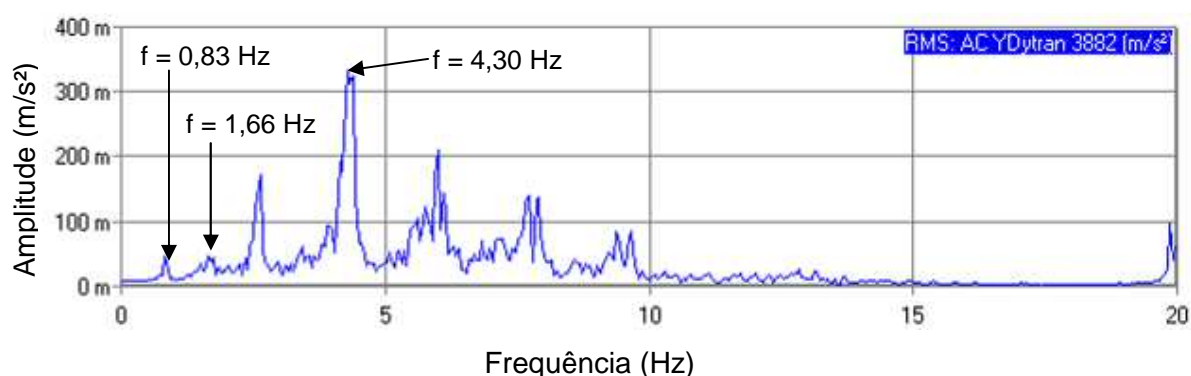


Figura 389 – Ensaio 14: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio da frequência.

A aceleração máxima da estrutura conduziu a valores da ordem de  $0,011\text{m/s}^2$ , no tempo igual a  $40,73\text{ s}$  ( $t = 40,73\text{ s}$ ). Observa-se que o valor foi inferior ao obtido no ensaio anterior, pois o terceiro harmônico de excitação ( $3 \times 1,70\text{ Hz} = 5,10\text{ Hz}$ ) se afastou mais da frequência de ressonância da estrutura ( $f_1 = 4,90\text{ Hz}$ ). Nas Figuras 386 a 389 pode-se constatar que o harmônico de excitação se destacou, assim como a ressonância com a frequência da estrutura, conforme Figura 386.

#### 7.17 Ensaio 15: 1 pessoa em caminhada normal ( $f_p=2,00\text{Hz}$ )

O ensaio de caminhada em ritmo normal com frequência do passo de  $f_p = 2,00\text{ Hz}$  (120 bpm medida no metrônomo), foi realizado através do caminhar humano de 1 (uma) pessoa andando no centro da passarela. Neste ensaio, as acelerações da massa efetiva do corpo humano foram registradas por acelerômetro acoplado no centro de massa do pedestre, conforme descrito no item 7.2. As características do pedestre utilizado neste ensaio estão descritas na Tabela 20. A

Figura 390 apresenta a foto do Ensaio 15, das caminhadas de ida e volta da passarela. Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais são descritos no domínio do tempo e mostrados nas Figuras 391 a 394.



Figura 390 – Ensaio 15: um pedestre em caminhada normal ( $f_p=2,0$  Hz).

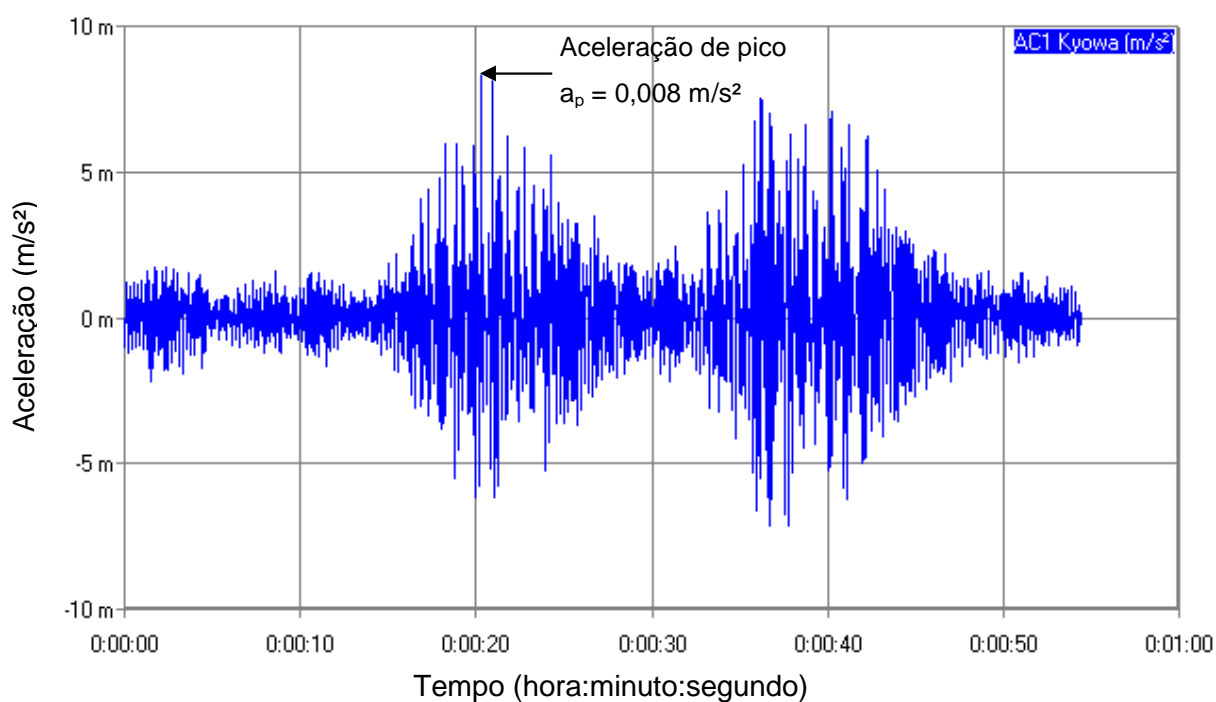


Figura 391 – Ensaio 15: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,0$  Hz).

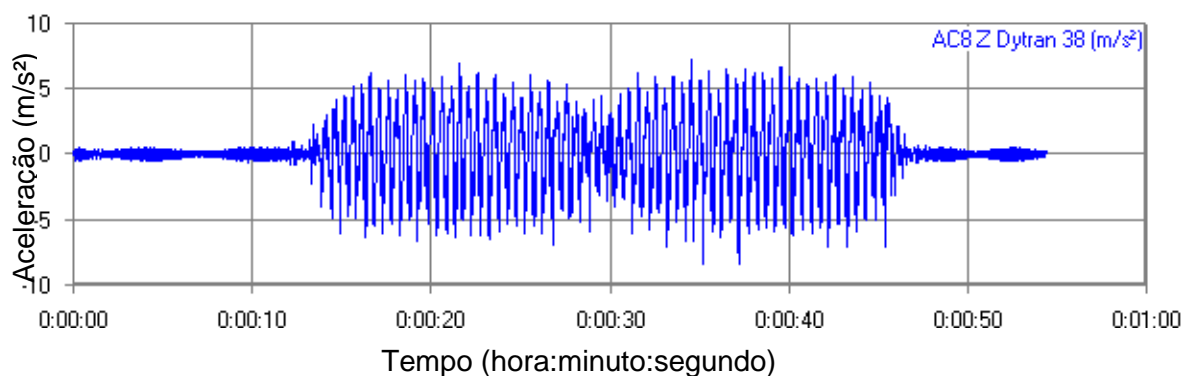


Figura 392 – Ensaio 15: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo.

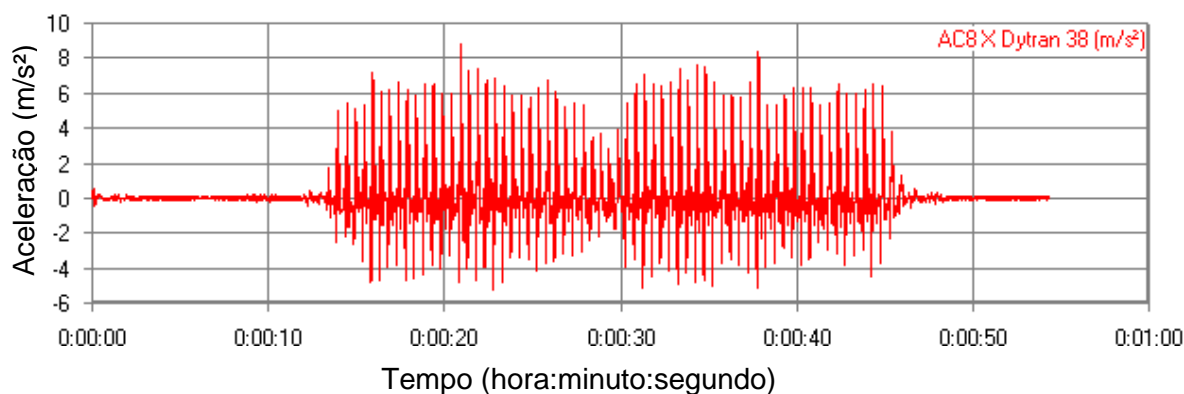


Figura 393 – Ensaio 15: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio do tempo.

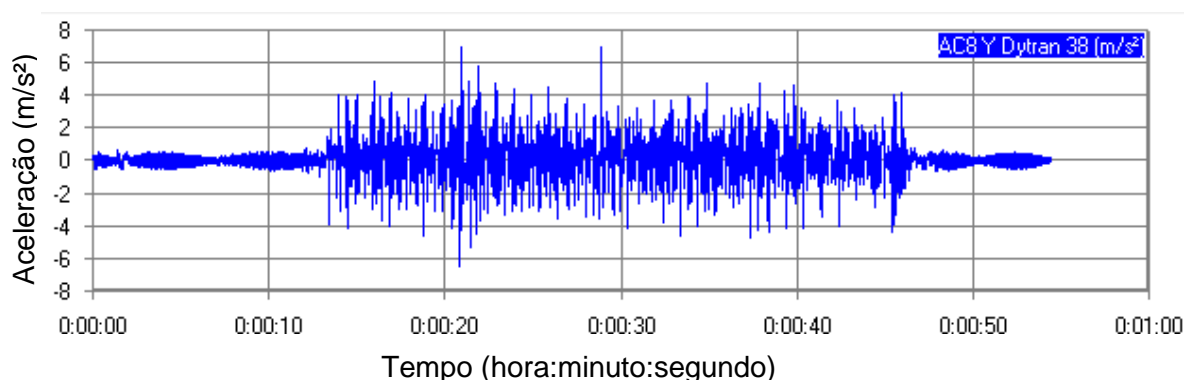


Figura 394 – Ensaio 15: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio do tempo.

De acordo com a Figura 391, a aceleração máxima da estrutura ocorreu no tempo igual a 20,27 s ( $t = 20,27$  s), com valor máximo de aceleração da ordem de 0,008 m/s<sup>2</sup>. Temos que esse valor se encontra abaixo do que encontrado nos dois ensaios anteriores, se justificando pelo mesmo argumento descrito anteriormente do terceiro harmônico de excitação ( $3 \times 2,00$  Hz = 6,00 Hz) se afastar mais da frequência de ressonância da estrutura ( $f_1 = 4,90$  Hz), do que nos outros ensaios.

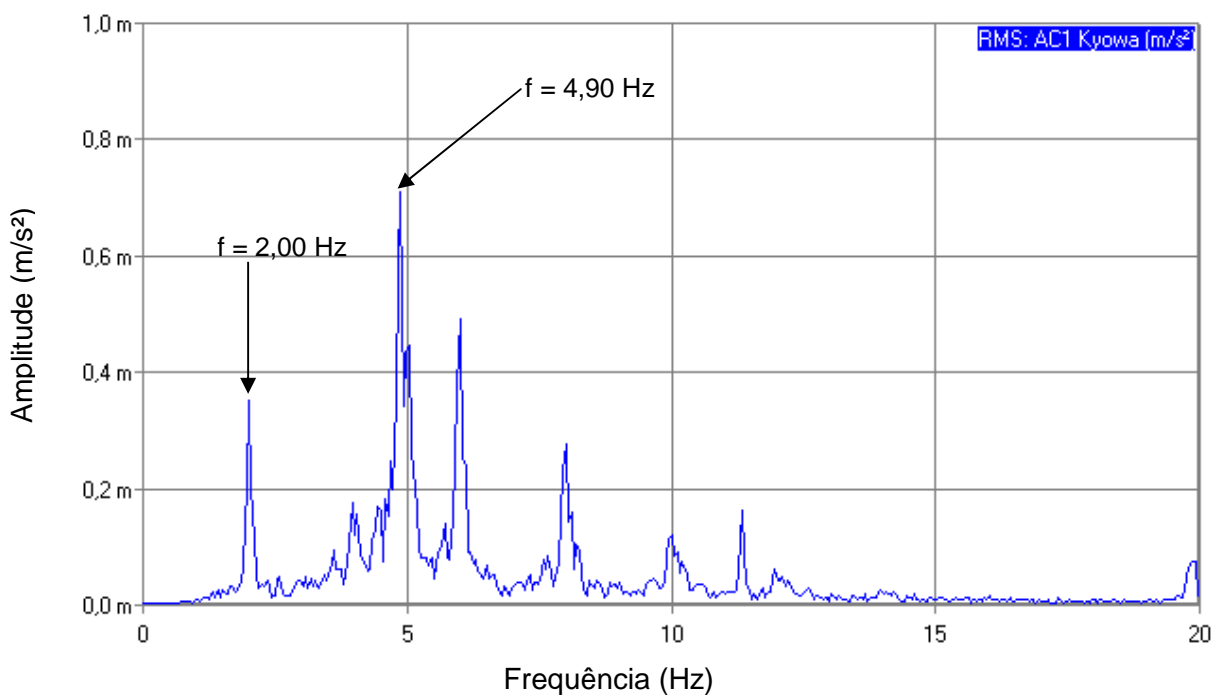


Figura 395 – Ensaio 15: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,0$  Hz).

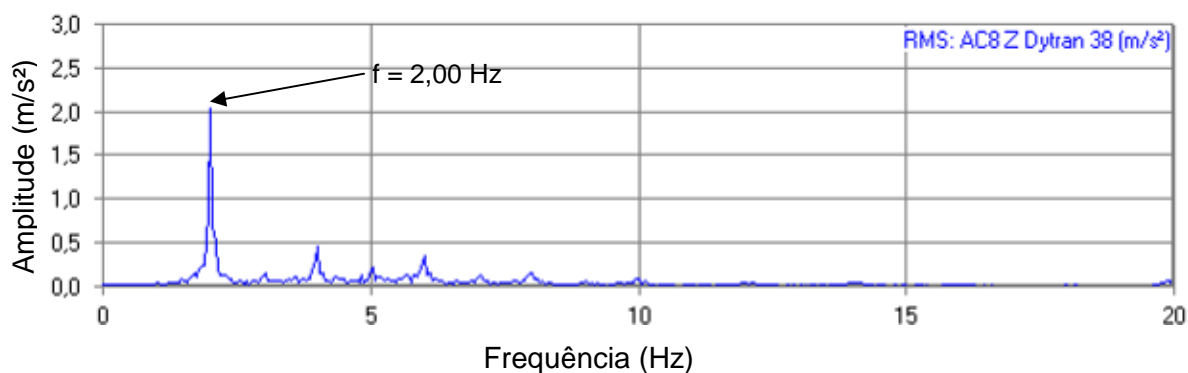


Figura 396 – Ensaio 15: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência.

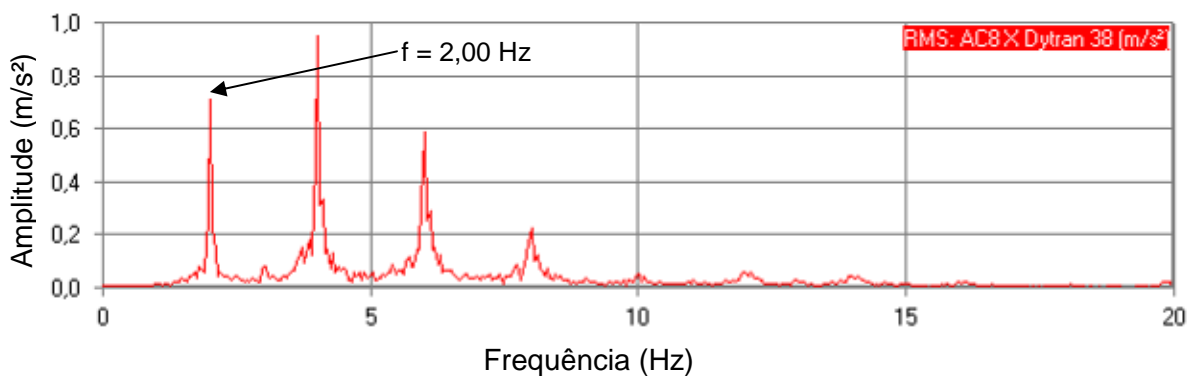


Figura 397 – Ensaio 15: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio da frequência.

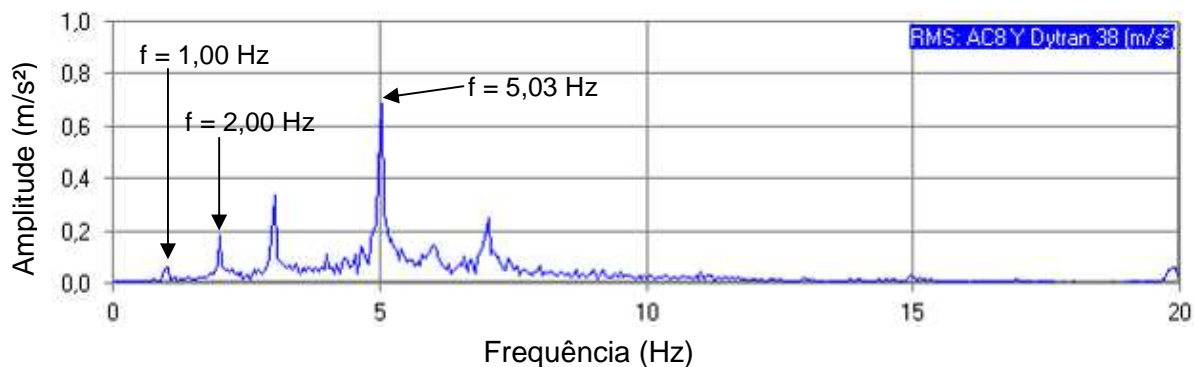


Figura 398 – Ensaio 15: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio da frequência.

As Transformadas Rápidas de Fourier do ensaio de vibração forçada (Figuras 395 a 398) demonstram que a frequência de excitação ( $f_p = 2,0$  Hz) foi obtida em todos os sinais da FFT do sinal do tempo da resposta estrutural dinâmica da passarela, assim como a predominância da frequência de ressonância com o primeiro harmônico da estrutura ( $f = 4,90$  Hz), de acordo com a Figura 395.

#### 7.18 Ensaio 16: 1 pessoa em caminhada rápida ( $f_p=2,30$ Hz)

O ensaio de caminhada rápida ( $f_p = 2,30$  Hz, correspondente a 138 bpm medidas no metrônomo) foi realizada através do caminhar de 1 (um) pedestre andando no centro da passarela. A Figura 399 apresenta a foto do Ensaio 16 e as características do pedestre estão descritas na Tabela 20. Os resultados dos ensaios no domínio do tempo são apresentados pelas Figuras 400 a 403.



Figura 399 – Ensaio 16: um pedestre em caminhada normal ( $f_p=2,3$  Hz).

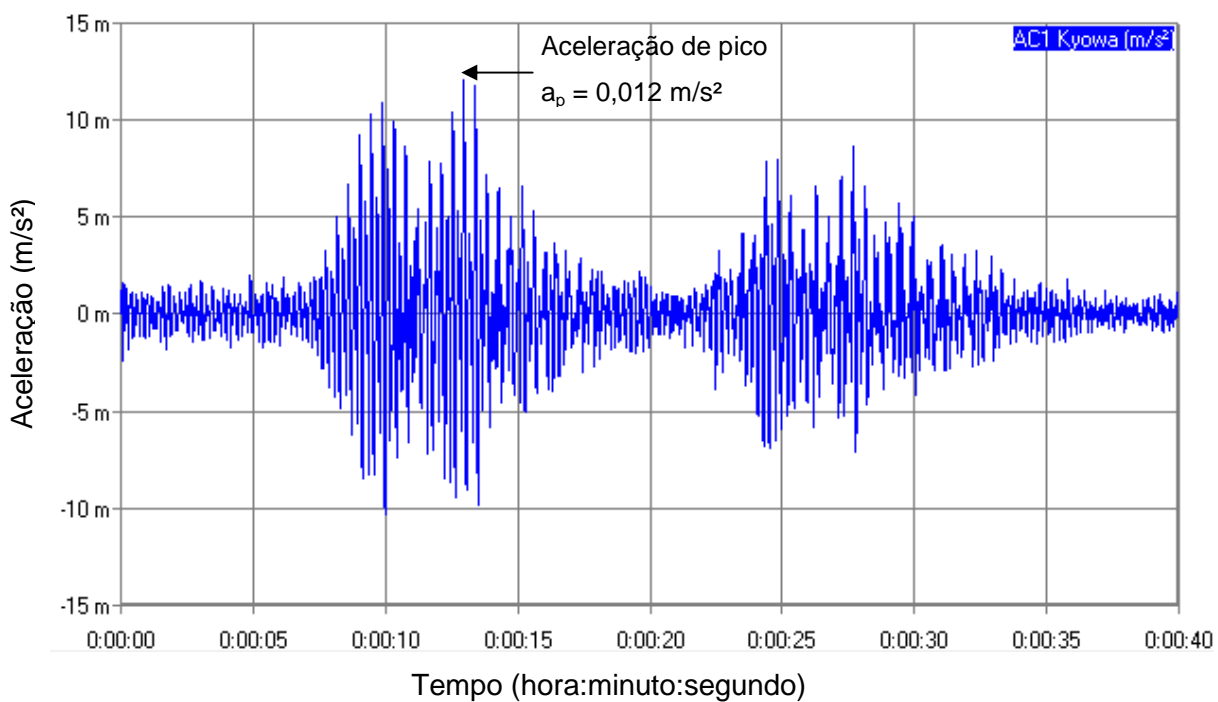


Figura 400 – Ensaio 16: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,3$  Hz).

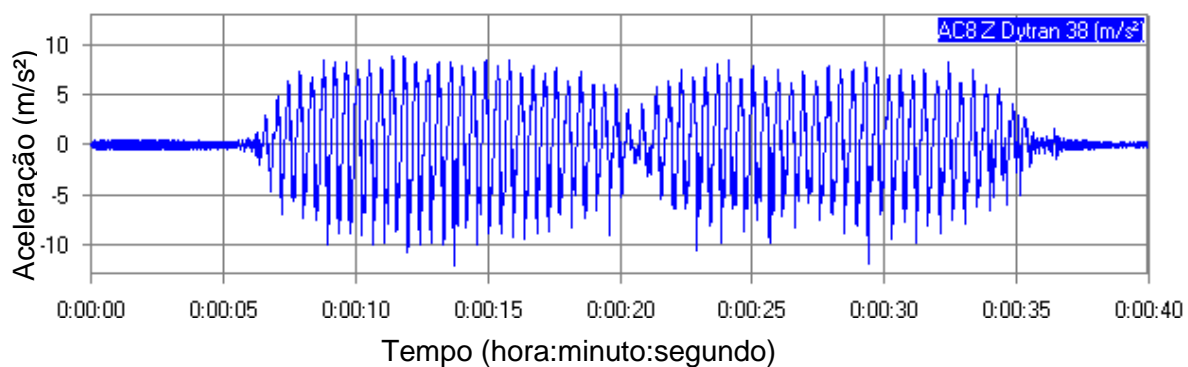


Figura 401 – Ensaio 16: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo.

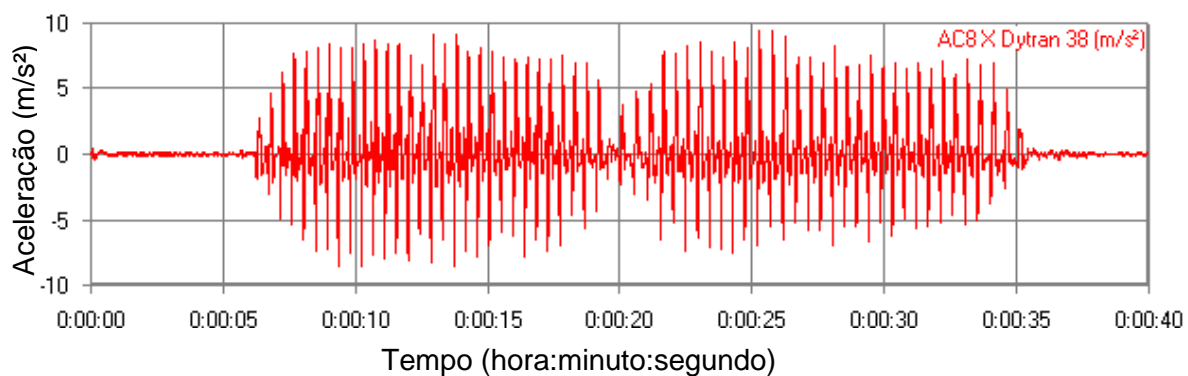


Figura 402 – Ensaio 16: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio do tempo.

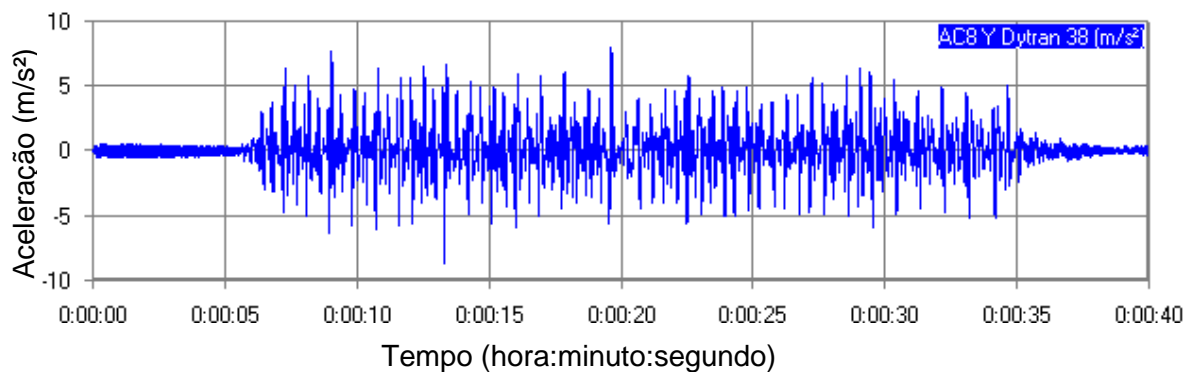


Figura 403 – Ensaio 16: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio do tempo.

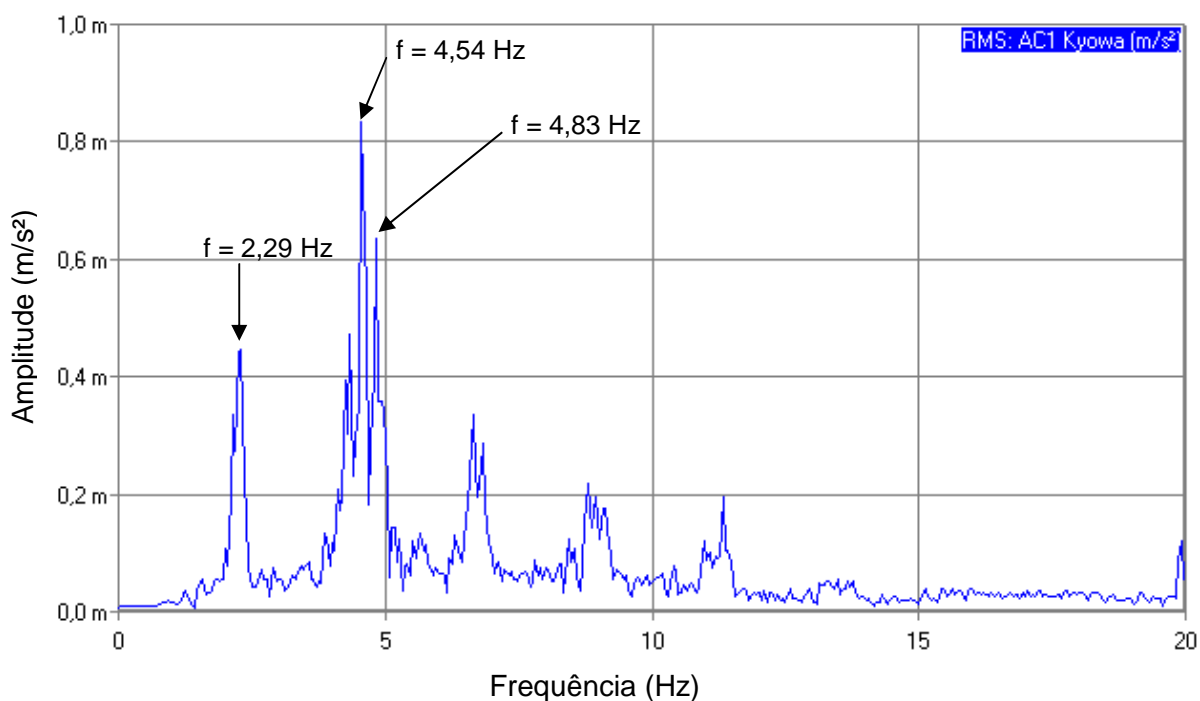


Figura 404 – Ensaio 16: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,3$  Hz).

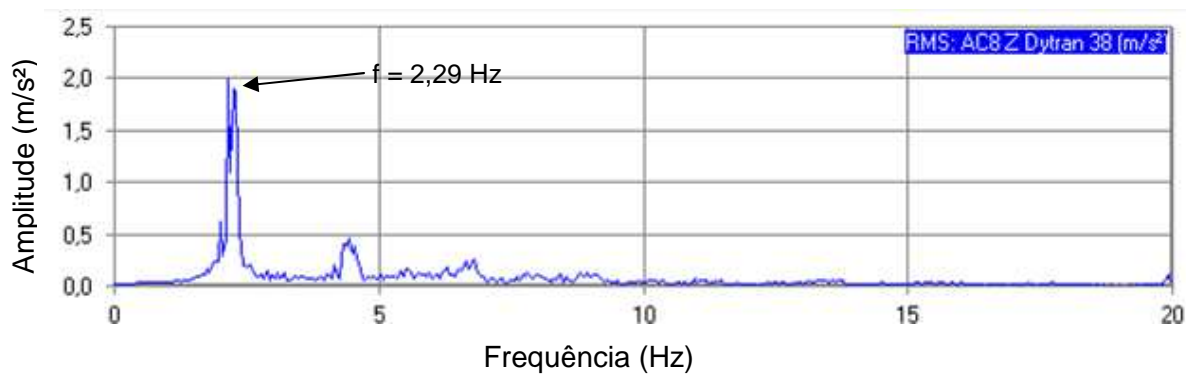


Figura 405 – Ensaio 16: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência.



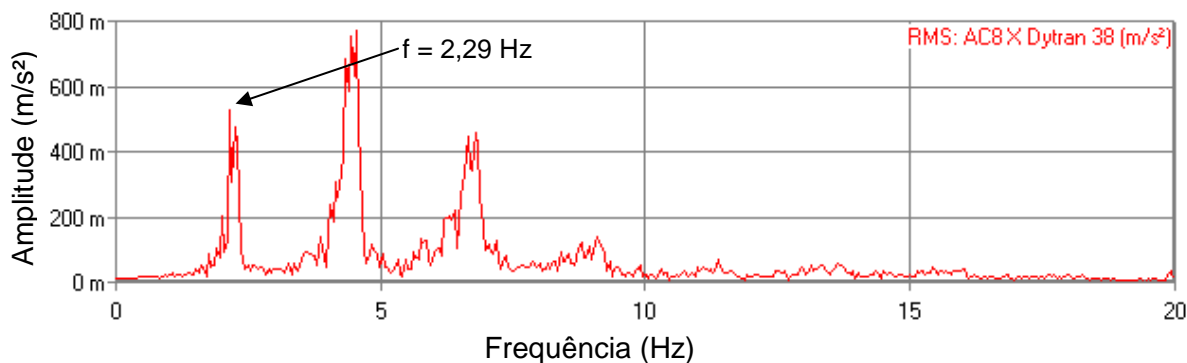


Figura 406 – Ensaio 16: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio da frequência.

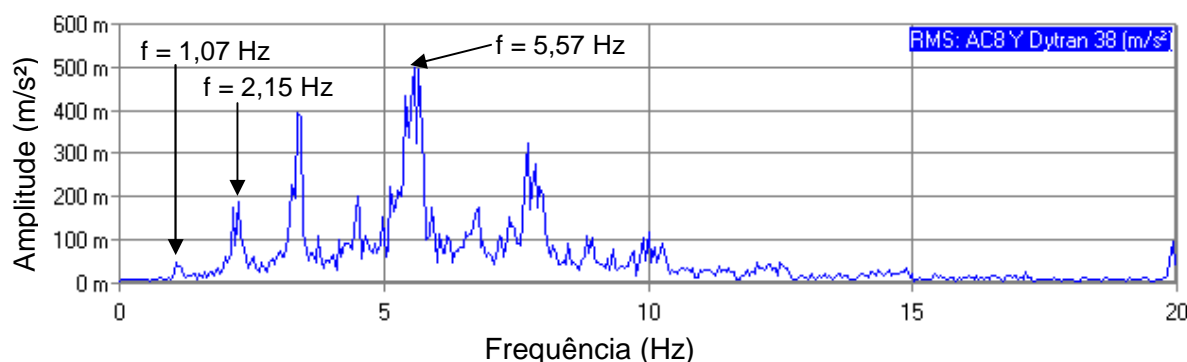


Figura 407 – Ensaio 16: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio da frequência.

Analisando o gráfico da Figura 404, temos que o pico de ressonância do primeiro harmônico não foi excitado corretamente pela caminhada rápida com frequência do passo de  $f_p = 2,30$  Hz, pois se apresentou dois picos de frequências com valores da ordem 4,54 e 4,83 Hz. As frequências de excitação do pedestre ficaram bem evidentes nos gráficos das três direções (Z, Y e X), conforme Figuras 405 a 407. Entretanto, a aceleração máxima no domínio do tempo, descrita pela Figura 400, apresentou um valor da ordem de  $0,012$  m/s<sup>2</sup>, no tempo igual a 12,95 s ( $t = 12,95$  s).

#### 7.19 Ensaio 17: 1 pessoa em caminhada rápida ( $f_p=2,45$ Hz)

No Ensaio 17, tentou-se reproduzir uma caminhada em ressonância com o segundo harmônico da caminhada rápida com frequência do passo de  $f_p = 2,45$  Hz (147 bpm medidas no metrônomo) com 1 (uma) pessoa caminhando. A Figura 408 apresenta a foto do ensaio sendo executado e a Tabela 20 as características do pedestre. Os gráficos de domínio do tempo são mostrados pelas Figuras 409 a 412.

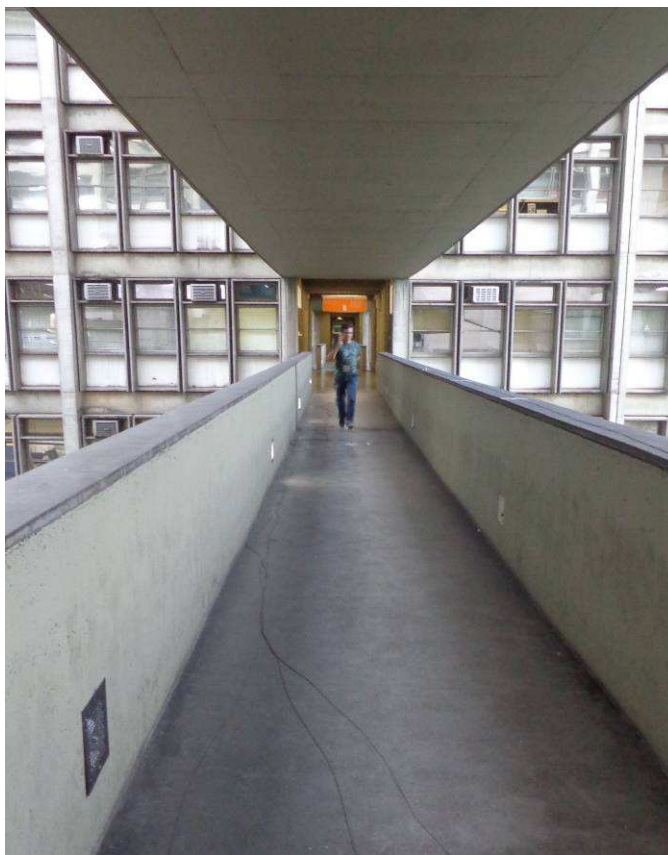


Figura 408 – Ensaio 17: um pedestre em caminhada rápida ( $f_p=2,45$  Hz).

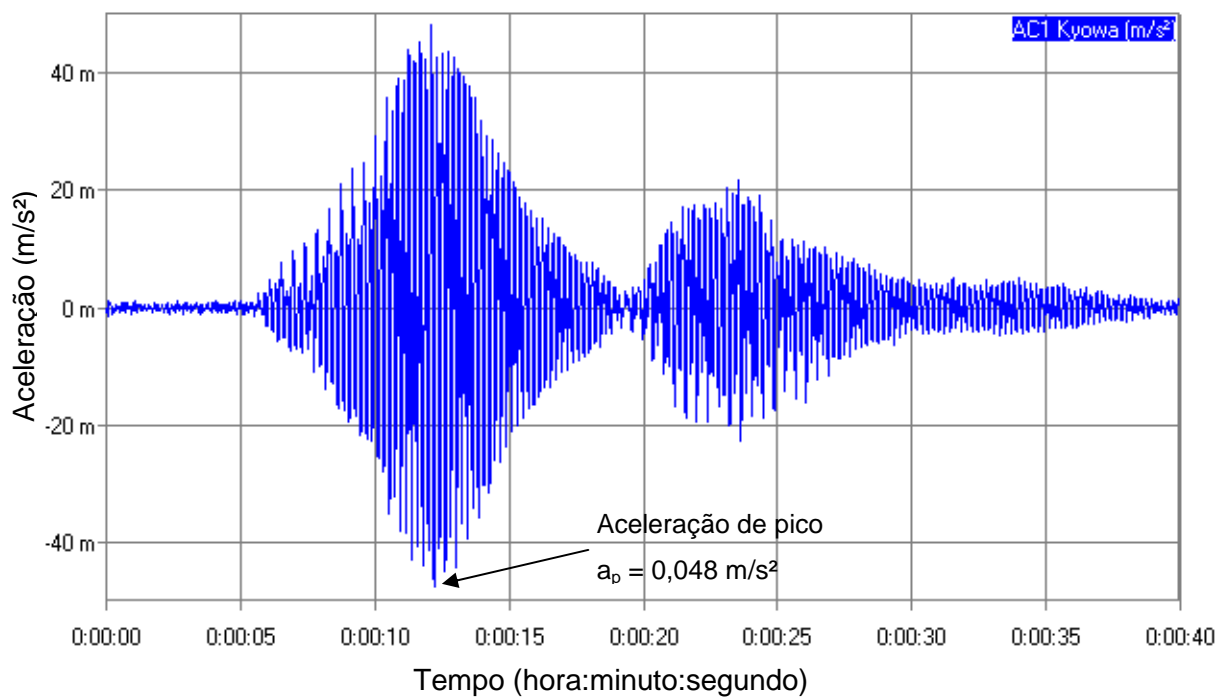


Figura 409 – Ensaio 17: aceleração vertical no domínio do tempo no ponto 2 ( $f_p=2,45$  Hz).

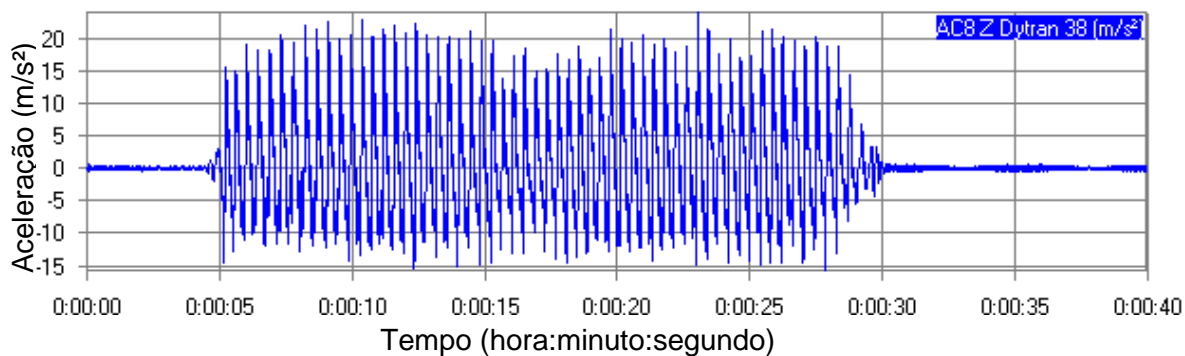


Figura 410 – Ensaio 17: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio do tempo.

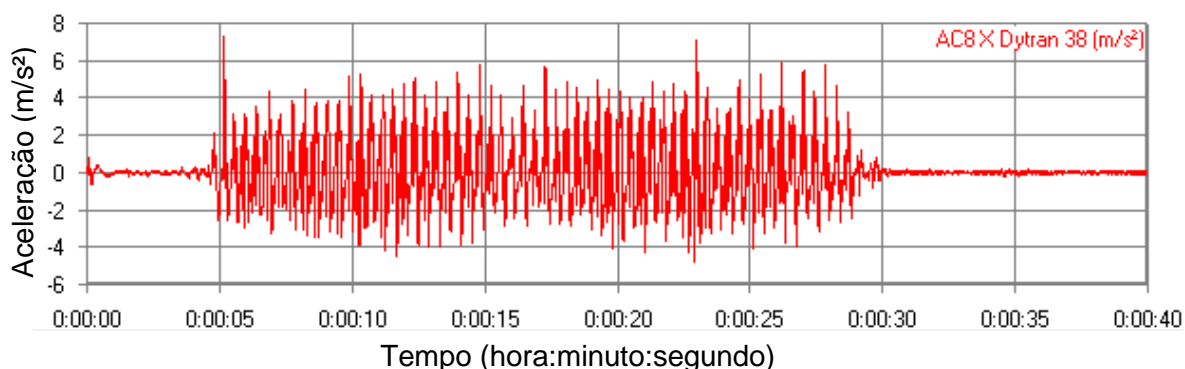


Figura 411 – Ensaio 17: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio do tempo.

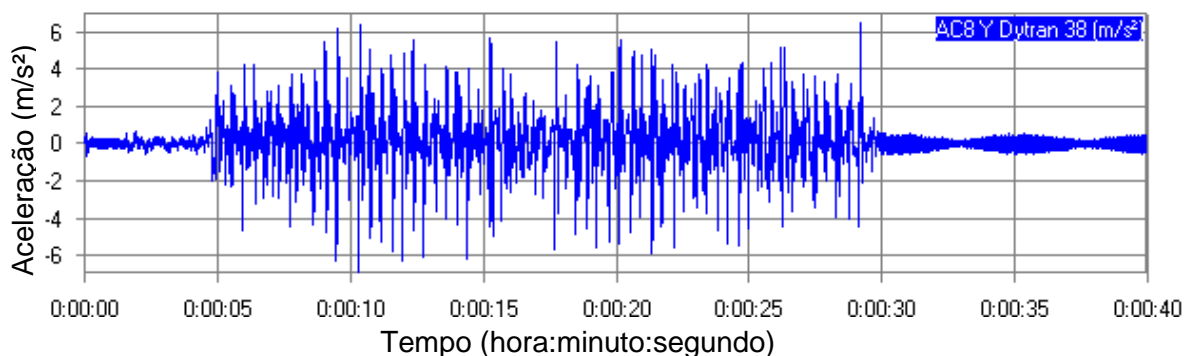


Figura 412 – Ensaio 17: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio do tempo.

De acordo com o ensaio de ressonância com o segundo harmônico ( $f = 2 \times 2,45 = 4,90\text{Hz}$ ), observou-se, que a aceleração máxima ocorreu nos tempos ( $t$ ) igual a 12,10s ( $t = 12,10\text{s}$ ), com valor máximo de aceleração da ordem de  $0,048 \text{ m/s}^2$  (Figura 409), bem superior, comparados aos demais ensaios com um pedestre caminhando, mostrando a importância dos harmônicos na resposta dinâmica de estruturas. A Transformada Rápida de Fourier (FFT) da estrutura correspondente à resposta de saída associada ao acelerômetro *Kyowa* utilizado na análise, é apresentado pelas Figuras 413 a 416.

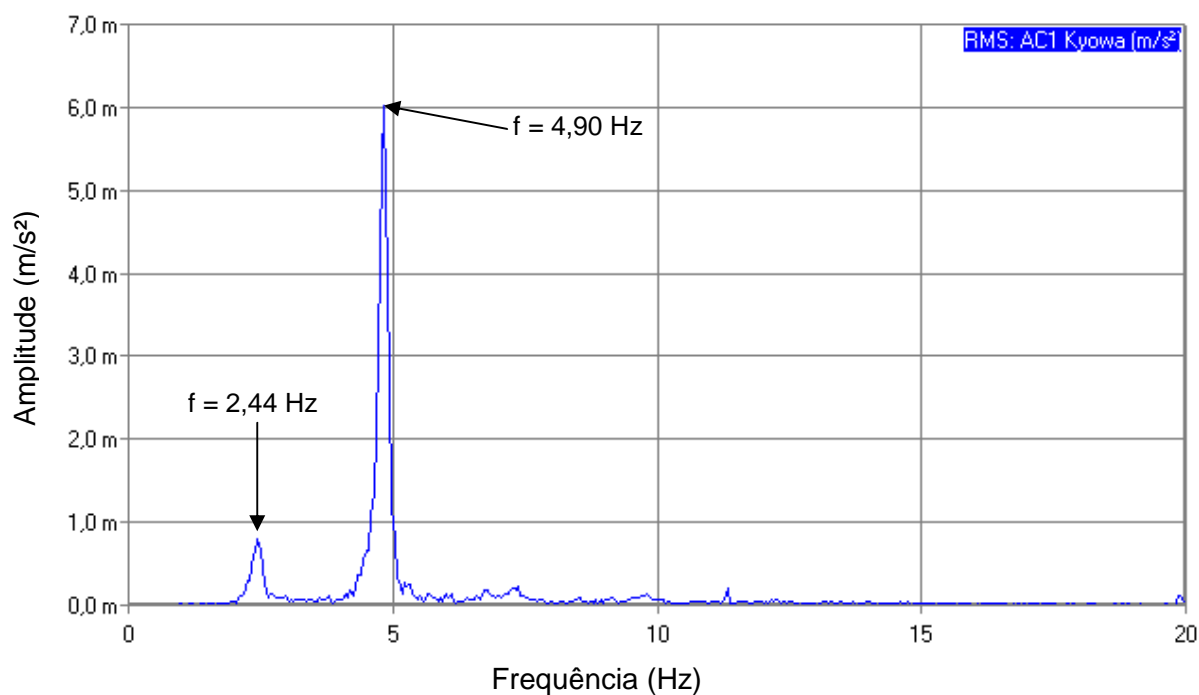


Figura 413 – Ensaio 17: aceleração vertical no domínio da frequência no ponto 2 ( $f_p=2,45$ Hz).

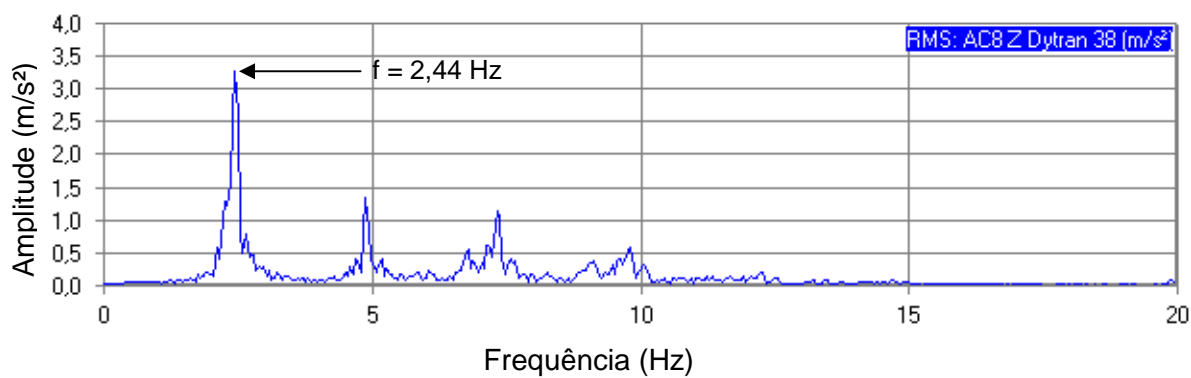


Figura 414 – Ensaio 17: aceleração vertical do pedestre P1 no domínio da frequência.

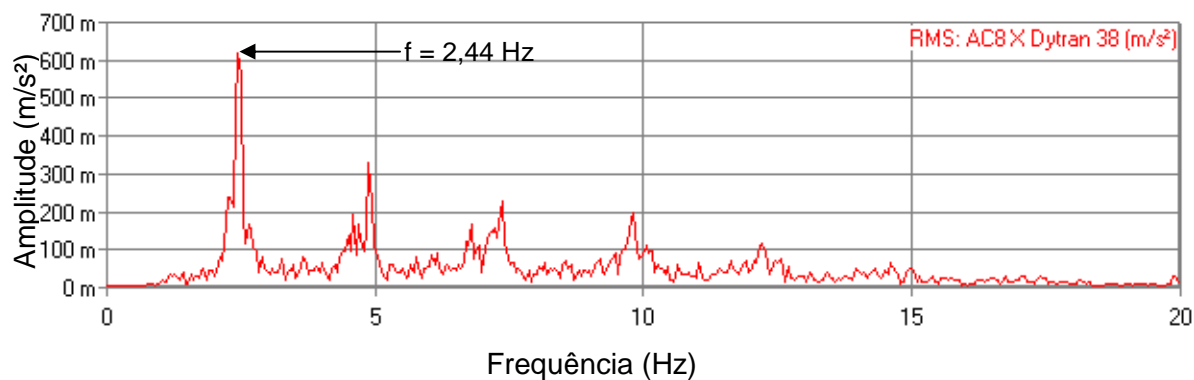


Figura 415 – Ensaio 17: aceleração longitudinal do pedestre P1 no domínio da frequência.

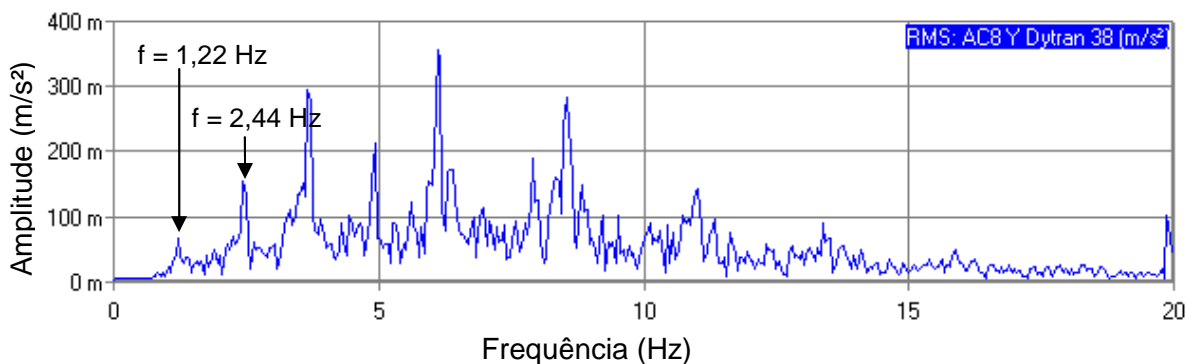


Figura 416 – Ensaio 17: aceleração transversal do pedestre P1 no domínio da frequência.

Cabe ressaltar a predominância da frequência de 4,90 Hz, no domínio da frequência, correspondente a ressonância do modelo estrutural com a frequência do segundo harmônico da excitação ( $f = 2 \times 2,45 \text{ Hz} = 4,90 \text{ Hz}$ ), quando da FFT do sinal do tempo da resposta estrutural dinâmica da passarela, como mostrado na Figura 413. Conforme as Figuras 413 a 416, evidencia-se a frequência de excitação de 2,44 Hz em todos os gráficos, mostrando que o caminhar humano foi identificado pelas FFTs do sinal no tempo.

## 7.20 Considerações do capítulo

No presente capítulo foram apresentados os resultados obtidos através dos ensaios de vibração forçada na passarela para uma, oito, doze e quatorze pessoas caminhando em ritmo lento, normal, rápido e aleatório, de forma a avaliar comportamento dinâmico da estrutura. Os resultados demonstram que o valor de aceleração máxima de pico ocorre quando o pedestre se encontra caminhando com ressonância em relação ao segundo harmônico ( $2 \times 2,45 \text{ Hz} = 4,90 \text{ Hz}$ ), da ação dinâmica do pedestre sobre a passarela. Cabe ressaltar que ocorreram dificuldades de sincronização dos pedestres na frequência do passo e na permanência da distância entre indivíduos, tal fato é explicado pelo comprimento do passo de cada pedestre ser único e na dificuldade de alguns indivíduos em permanecerem em movimento sincronizado; outro fator importante foi à dificuldade de logística dos ensaios utilizando-se acelerômetros com cabos, sendo limitada a composição do caminhar humano em fila única e no número de pedestres, mostrando que em ensaios futuros devem ser utilizados acelerômetros sem cabeamento, para melhor sincronização. O resumo das acelerações deste capítulo é apresentado pela Tabela 22 (item 9.2).

## 8 CALIBRAÇÃO DOS VALORES DAS ACELERAÇÕES DE PICO

### 8.1 Considerações iniciais

Neste capítulo é feita a calibração dos modelos em elementos finitos, resolvido a partir do programa computacional ANSYS [118], a partir dos resultados experimentais de vibração forçada obtidos no capítulo anterior. O objetivo principal consiste em identificar os comportamentos das curvas de aceleração e seus respectivos picos máximos referentes aos modelos computacionais, de acordo as propriedades reais da estrutura. Após a análise de vibração forçada do modelo numérico em elementos finitos (MEF), será descrito qual a diferença do modelo calibrado com os resultados experimentais obtidos.

### 8.2 Modelagem do caminhar humano sobre a estrutura

Objetivando melhorar a interação dinâmica pedestre-estrutura, com modelos mais realistas da simulação dos seres humanos, o modelo biodinâmico de pessoas caminhando é um modelo simplificado no qual representa a dinâmica vertical deste movimento. A sua representação surgiu da necessidade de complementar o modelo de força largamente utilizado com um modelo dotado de massa, rigidez e amortecimento, para assim levar em conta as contribuições dinâmicas que os pedestres aplicam sobre as estruturas, sobretudo em situação de multidão. Neste trabalho, os pedestres são modelados como um sistema massa-mola-amortecedor com um grau de liberdade (S1GL) juntamente com uma força que se move com velocidade  $v(t)$  e exerce uma força  $F_p(t)$  sobre a estrutura (Figura 417).

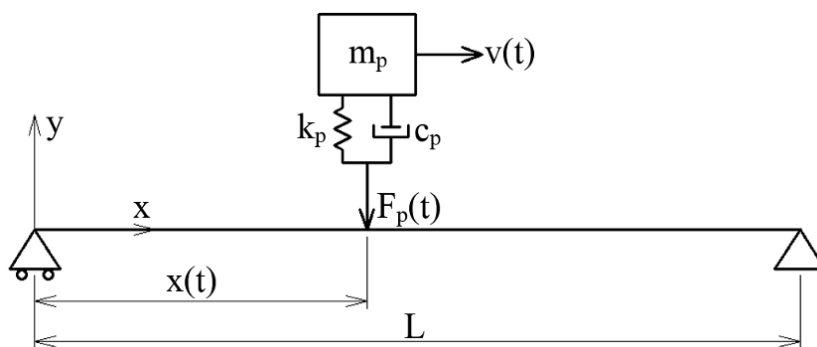


Figura 417 – Representação do caminhar humano sobre a passarela.

A função representativa do caminhar humano foi representada pela parcela estática mais a parcela dinâmica. A parcela estática do caminhar foi representada pelo conjunto massa-mola-amortecedor com um grau de liberdade (S1GL) e a parcela dinâmica foi obtida pelo conjunto dinâmico, da massa do pedestre com a aceleração dinâmica do caminhar de cada indivíduo obtidos pelos ensaios experimentais (itens 7.10 a 7.19). Estes modelos de carregamentos foram colocados para “andar” com velocidade  $v(t)$  sobre a estrutura em um modelo tridimensional em elementos finitos, resolvido a partir do programa computacional ANSYS [118].

Os parâmetros dos modelos biodinâmicos foram considerados conforme descritos por Silva e Pimentel [128] e Silva *et al.* [129], que propuseram três equações empíricas para o caminhar humano baseados em testes com 20 indivíduos (11 homens e 9 mulheres) sobre uma superfície rígida. As três equações empíricas para a massa ( $m_p$ ), o amortecimento ( $c_p$ ) e a rigidez ( $k_p$ ) do pedestre são descritas pelas Equações (8) a (10), respectivamente.

$$m_p = 97,082 + (0,275 \times M_t) - (37,518 \times f_p) \quad (8)$$

$$c_p = 29,041 \times m_p^{0,883} \quad (9)$$

$$k_p = 30351,744 - (50,261 \times c_p) + (0,035 \times c_p^2) \quad (10)$$

Onde:

- $M_t$  : massa total do pedestre (kg);
- $m_p$  : massa modal do pedestre (kg);
- $c_p$  : amortecimento do pedestre (Ns/m);
- $k_p$  : rigidez do pedestre (N/m);
- $f_p$  : frequência do passo (Hz).

Considerando-se as propriedades físicas e os parâmetros associados a cada pedestre, obtidos por meio dos ensaios experimentais, os modelos em elementos finitos são utilizados para a simulação e calibração da resposta estrutural dinâmica da passarela, no que tange ao caminhar dos pedestres, de acordo com o exposto nos Ensaios 8 a 17, conforme itens 7.10 a 7.19 desta tese de doutorado. Para mais detalhe sobre a modelagem do sistema no programa computacional ANSYS [118], ver Anexo C.



### 8.3 Análise de vibração forçada do modelo em elementos finitos

Devido ao grande número de testes experimentais executados ao longo desta tese, alguns dos casos de carregamentos associado à travessia de pedestres descrito no capítulo 7 foram escolhidos para serem analisados (Ensaio 8 a 12 e Ensaio 17) e calibrados conforme a análise dinâmica experimental, sendo assim, optou-se por simular a caminhada de um pedestre em ressonância (com o segundo harmônico) e de todos os casos com a caminhada de oito pessoas, considerando a ida ou a volta como representante da simulação de dada frequência de excitação.

A resposta dinâmica da estrutura investigada é apresentada, em termos de acelerações verticais associadas ao caminhar dos pedestres, representando a resposta do sistema. São realizadas análises de vibração forçada através da utilização do programa computacional ANSYS [118] via modelo em elementos finitos (ver item 3.2) com a utilização das acelerações de cada pedestre (conforme detalhado nos itens 7.10 a 7.14 e 7.17). As Figuras 418 a 429 mostram as acelerações no domínio do tempo e da frequência, de um pedestre ( $f_p = 2,45$  Hz) e de oito pedestres ( $f_p = 1,60, 1,70, 2,00, 2,30$  e  $2,45$  Hz) caminhando sobre a estrutura do modelo numérico estudado.

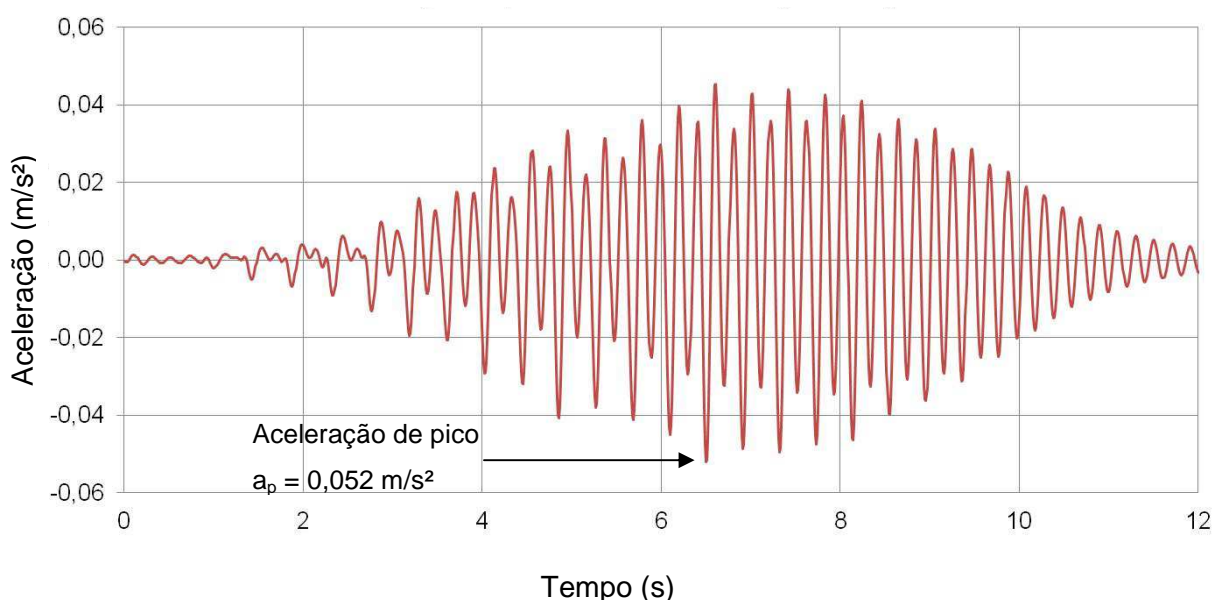


Figura 418 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a um pedestre caminhando ( $f_p=2,45$  Hz: ressonância): 1/2 do vão.

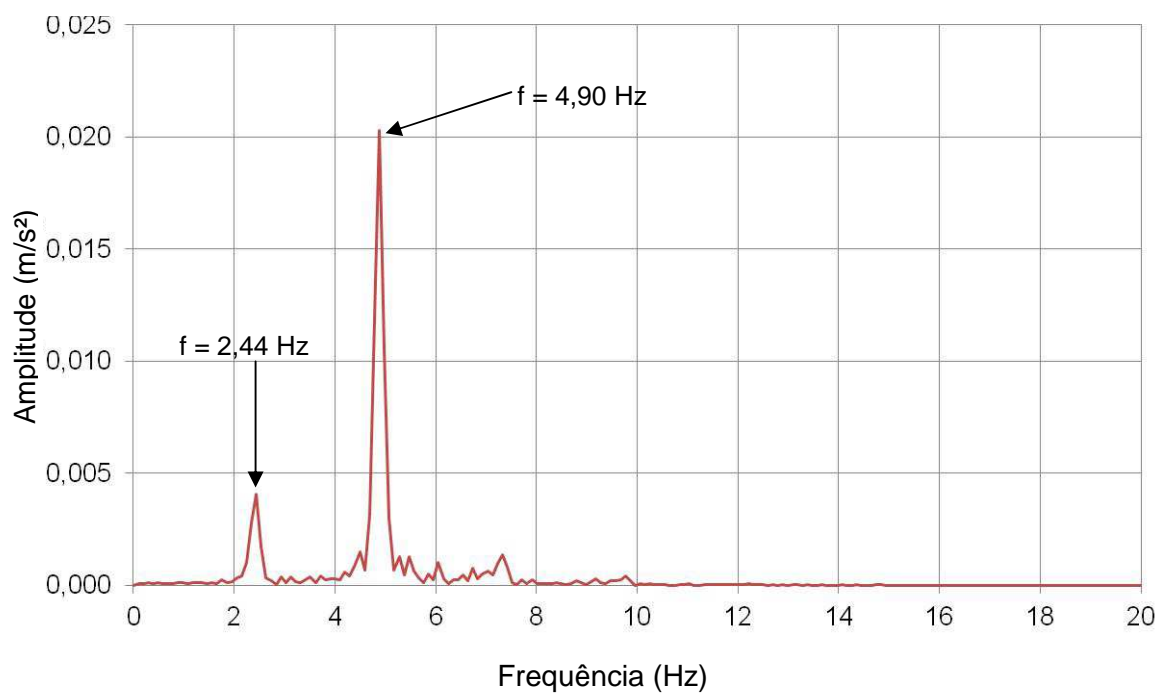


Figura 419 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a um pedestre caminhando ( $f_p = 2,45 \text{ Hz}$ : ressonância): 1/2 do vão.

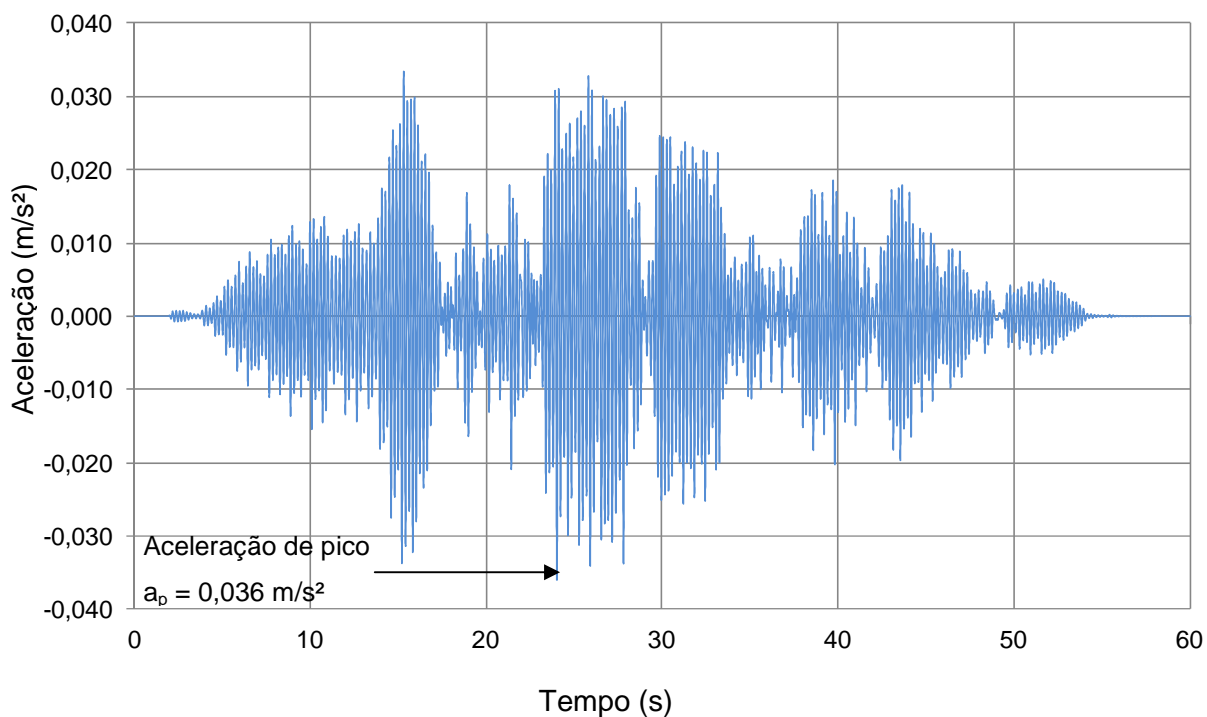


Figura 420 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,60 \text{ Hz}$ : lenta): 1/2 do vão.

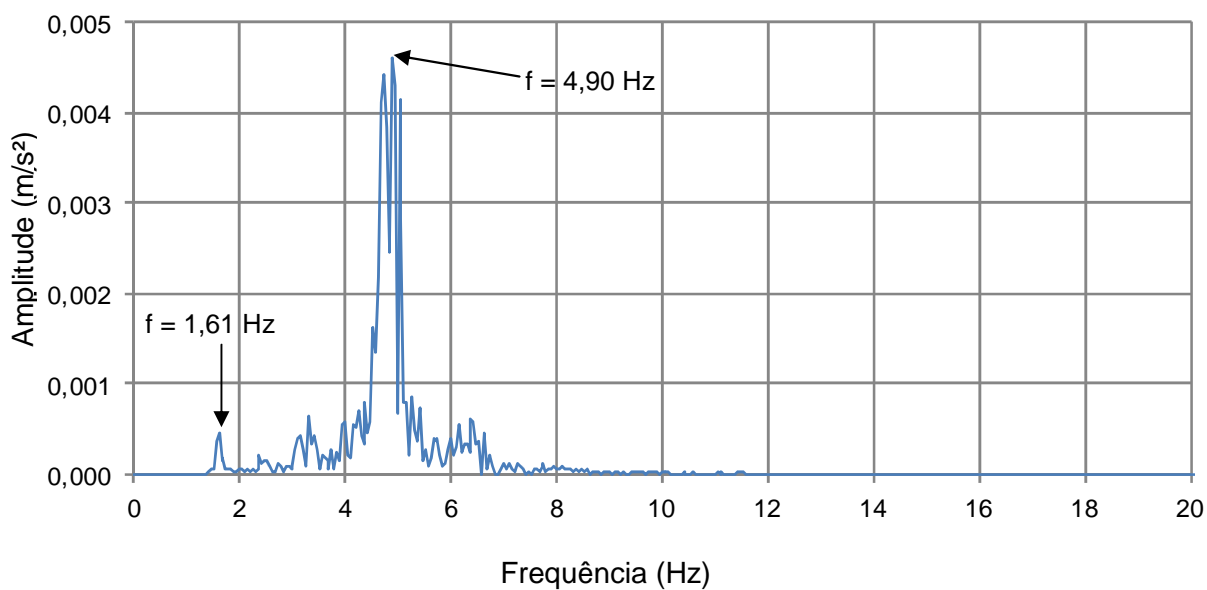


Figura 421 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,60$  Hz: lenta): 1/2 do vão.

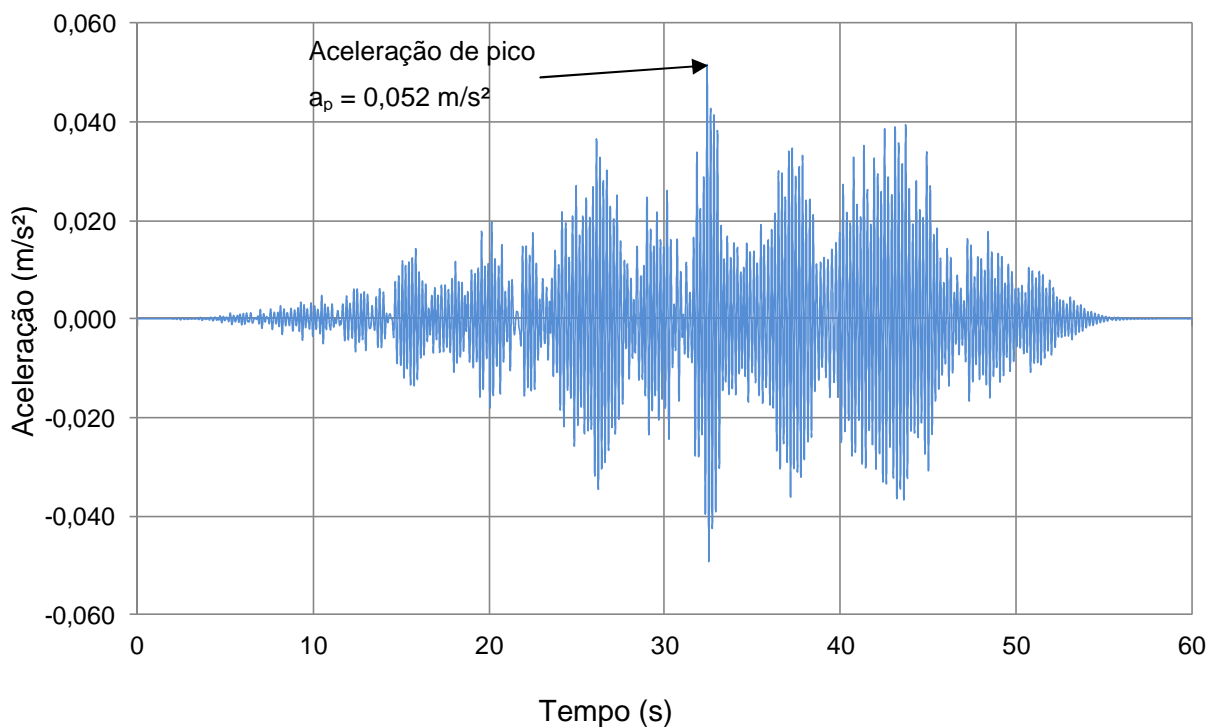


Figura 422 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,70$  Hz: lenta): 1/2 do vão.

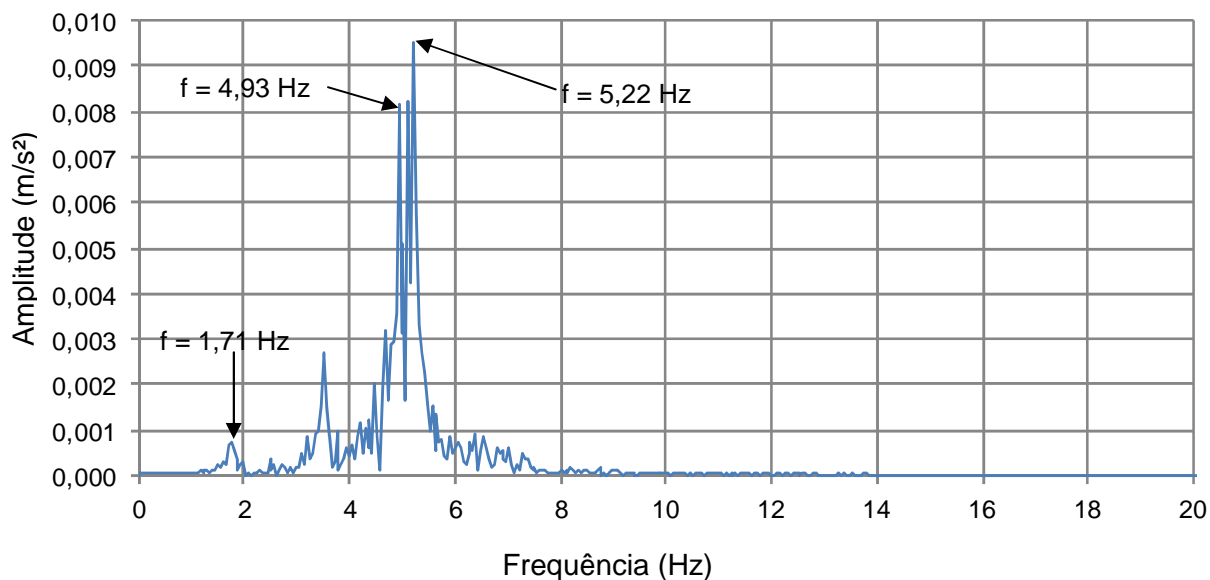


Figura 423 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,70$  Hz: lenta): 1/2 do vão.

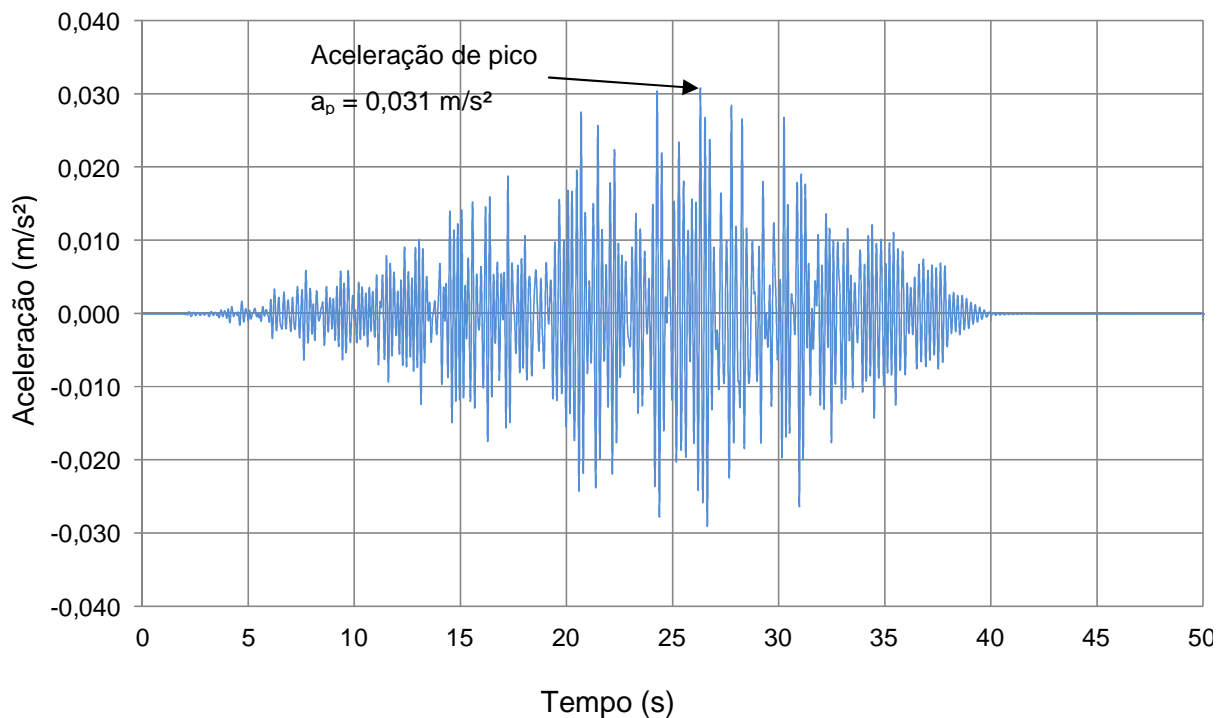


Figura 424 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,00$  Hz: normal): 1/2 do vão.

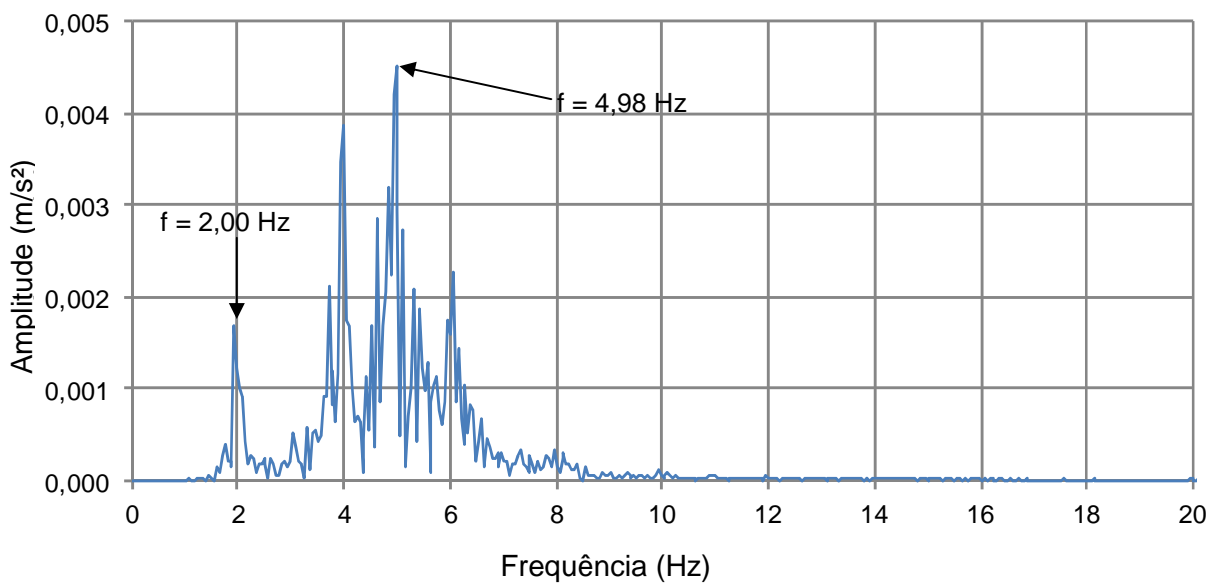


Figura 425 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,00$  Hz: normal): 1/2 do vão.

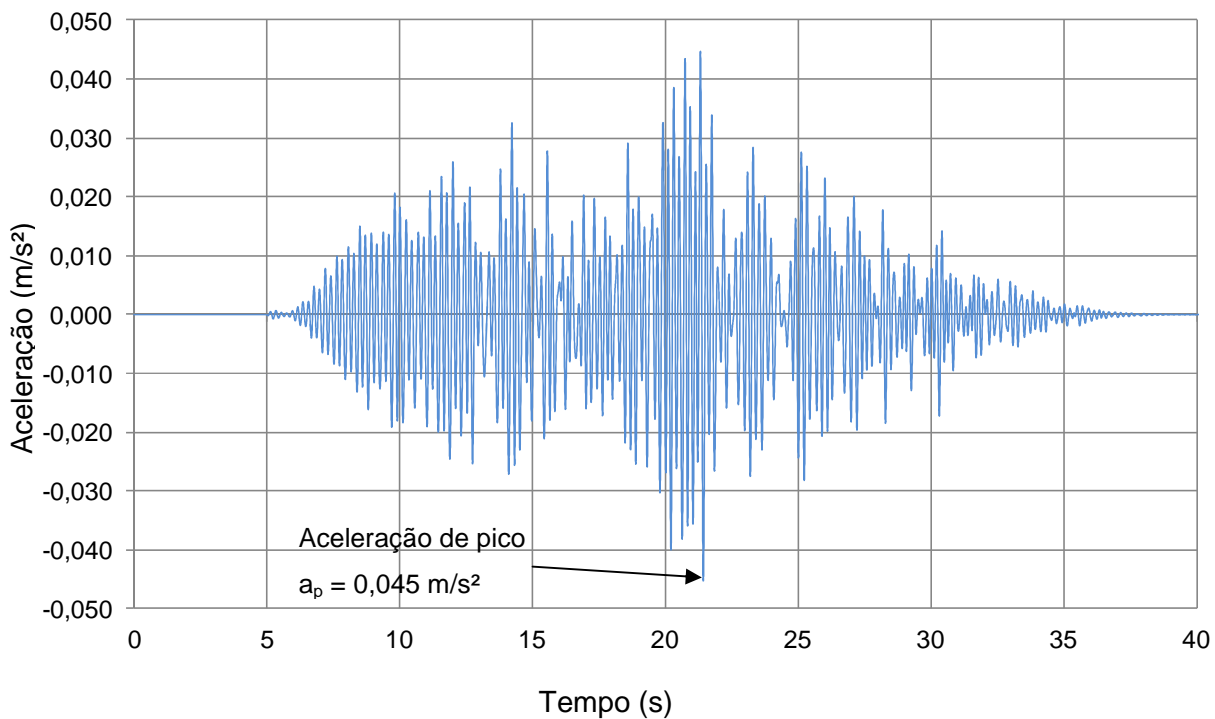


Figura 426 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,30$  Hz: rápido): 1/2 do vão.

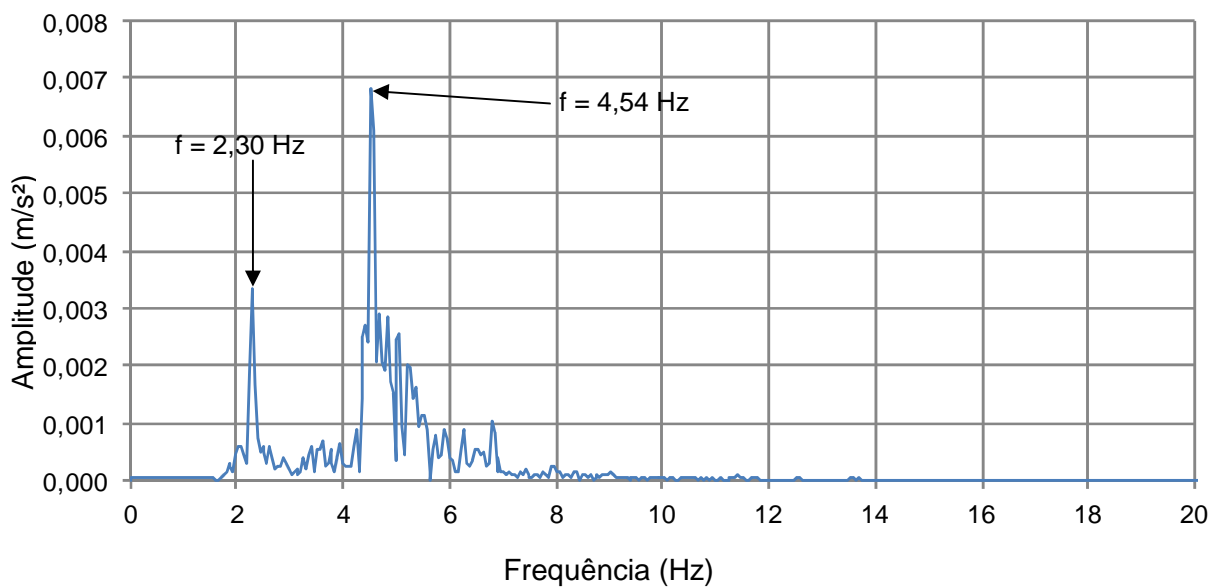


Figura 427 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,30$  Hz: rápido): 1/2 do vão.

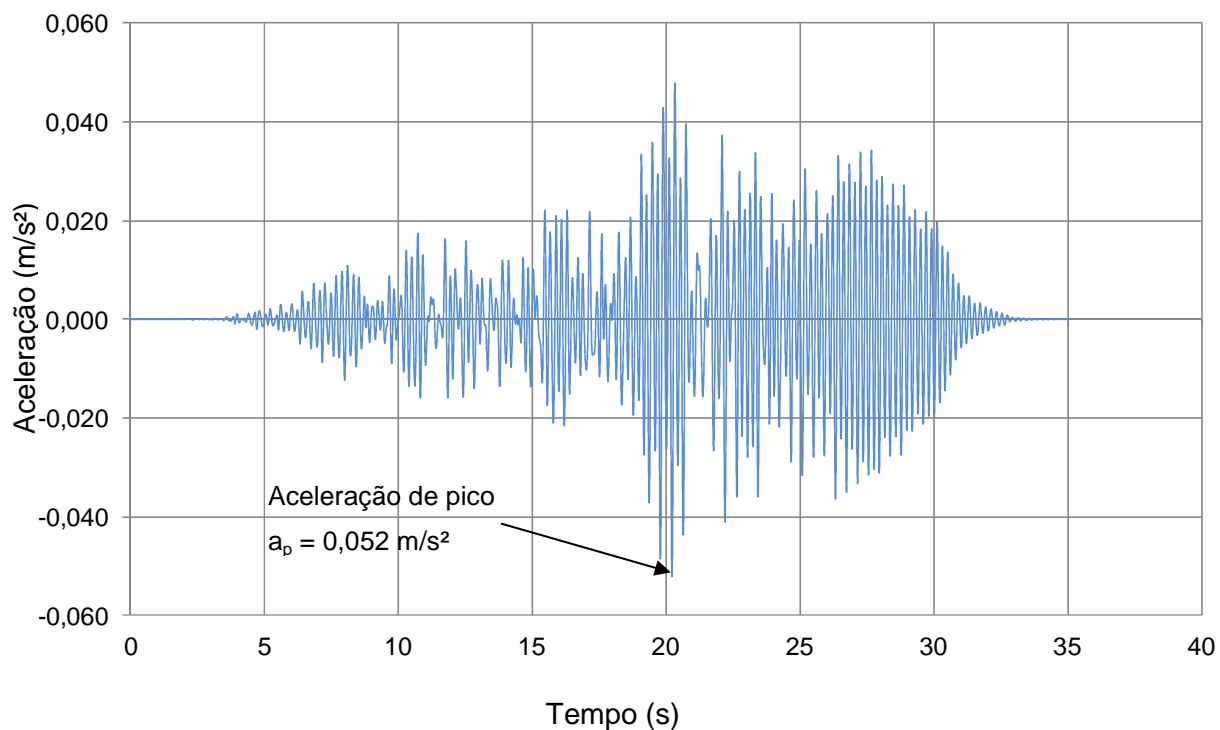


Figura 428 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,45$  Hz: rápido): 1/2 do vão.

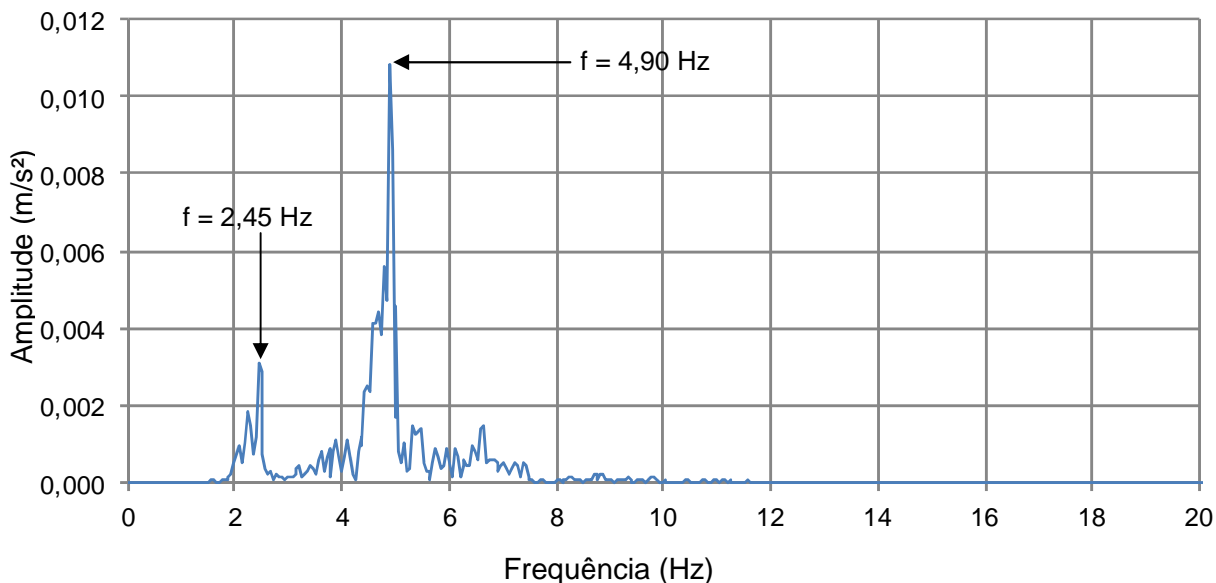


Figura 429 – Aceleração vertical numérica da estrutura no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,45$  Hz: rápido): 1/2 do vão.

De acordo com a Figura 418, observou-se que o valor da aceleração máxima obtida no modelo é da ordem de  $0,052 \text{ m/s}^2$  e ocorreu no tempo ( $t$ ) igual a  $6,5 \text{ s}$  ( $t = 6,5\text{s}$ ) para a caminhada em ressonância com o segundo harmônico de um indivíduo. Percebe-se que o harmônico de excitação foi evidenciado na Figura 419, com o valor de  $2,44 \text{ Hz}$  e sua ressonância com o segundo harmônico de  $4,90 \text{ Hz}$ .

Simulando o caminhar humano de oito pedestres em ritmo lento com frequências de passo de  $1,60$  e  $1,70 \text{ Hz}$ , as acelerações máximas obtidas foram da ordem de  $0,036 \text{ m/s}^2$  e  $0,052 \text{ m/s}^2$  nos tempos ( $t$ ) de  $24,0\text{s}$  e  $32,4\text{s}$  ( $t = 24,0\text{s}$  e  $32,4\text{s}$ ) e as frequências do passo foram evidenciadas com valores de  $1,61 \text{ Hz}$  e  $1,71 \text{ Hz}$ , conforme descrito nas Figuras 420 a 423.

Conforme a caminhada normal ( $f_p = 2,0 \text{ Hz}$ ) de oito pessoas, a aceleração máxima no modelo foi da ordem de  $0,031 \text{ m/s}^2$  e ocorreu no tempo ( $t$ ) igual a  $26,3 \text{ s}$  ( $t = 26,3\text{s}$ ), de acordo com a Figura 424. Ressalta que na Figura 425 ficaram evidenciados os harmônicos de excitação, múltiplo de  $2,00 \text{ Hz}$  e um pico máximo em  $4,98 \text{ Hz}$ , mostrando que a ressonância com o  $1^\circ$  modo é dominante na resposta.

Observa-se nos modelos da caminhada rápida com oito pessoas com frequências de passo de  $2,30$  e  $2,45 \text{ Hz}$ , que as acelerações máximas obtidas foram da ordem de  $0,045 \text{ m/s}^2$  e  $0,052 \text{ m/s}^2$  nos tempos ( $t$ ) de  $21,4\text{s}$  e  $20,2\text{s}$  ( $t = 21,4\text{s}$  e  $20,2\text{s}$ ), conforme Figuras 426 e 428. Cabe ressaltar a predominância da ressonância



com o segundo harmônico (Figura 429), descrita pela frequência de 4,90 Hz, assim como o primeiro harmônico de excitação ( $f = 2,45$  Hz). A frequência de excitação ( $f = 2,30$  Hz) também se manifestou na FFT da Figura 427.

#### 8.4 Calibração do modelo numérico-computacional desenvolvido

A Tabela 21 apresenta os resultados das acelerações verticais de pico dos modelos numéricos, obtidas via emprego do programa computacional ANSYS [118], descrito anteriormente neste capítulo, em comparação com os valores destas acelerações obtidas mediante testes experimentais realizados sobre a passarela de pedestres, conforme descrito no capítulo oito.

Tabela 21: Comparação das acelerações de pico.

Ensaio		Modelagem Numérica	Testes Experimentais	Diferença (%)	Figura / Página
Descrição	Valor	Aceleração de pico ( $m/s^2$ )	Aceleração de pico ( $m/s^2$ )		
1P ( $f_p = 2,45$ Hz)	máx	0,0454	0,0479	5,5	Figura 430 Página 273
	mín	0,0520	0,0474	9,7	
8P ( $f_p = 1,60$ Hz)	máx	0,0334	0,0389	16,4	Figura 432 Página 274
	mín	0,0360	0,0395	9,6	
8P ( $f_p = 1,70$ Hz)	máx	0,0516	0,0517	0,2	Figura 434 Página 275
	mín	0,0492	0,0498	1,2	
8P ( $f_p = 2,00$ Hz)	máx	0,0308	0,0268	12,8	Figura 436 Página 276
	mín	0,0289	0,0251	13,2	
8P ( $f_p = 2,30$ Hz)	máx	0,0447	0,0408	8,6	Figura 438 Página 277
	mín	0,0452	0,0422	6,5	
8P ( $f_p = 2,45$ Hz)	máx	0,0478	0,0479	0,3	Figura 440 Página 278
	mín	0,0520	0,0529	1,7	

Comparando-se os valores das acelerações de pico pode-se perceber que o modelo estrutural em estudo encontra-se bem representado numericamente pelo modelo computacional desenvolvido, via método dos elementos finitos (ANSYS [118]). As características dinâmicas do sistema estão bem representadas, pois o erro existente entre os valores numéricos e experimentais são muito pequenos, com diferenças de 5,5% e 9,7% para os picos máximo e mínimo, respectivamente, no que tange a caminhada de uma pessoa em ressonância com o segundo harmônico da estrutura ( $f_p = 2,45$  Hz).

Considerando-se a caminhada de oito pessoas sobre a passarela de pedestres, os valores de diferenças dos modelos numéricos e dos testes experimentais, para os picos máximos e mínimos, respectivamente, são os seguintes: 16,4% e 9,6% para a caminhada lenta ( $f_p = 1,60$  Hz); 0,2% e 1,2% para caminhada lenta ( $f_p = 1,70$  Hz); 12,8% e 13,2% para a caminhada normal ( $f_p = 2,00$  Hz); 8,6% e 6,5% para caminhada rápida ( $f_p = 2,30$  Hz) e 0,3% e 1,7% para a caminhada rápida ( $f_p = 2,45$  Hz).

Em seguida, a Figuras 430 a 441 apresentam a comparação gráfica dos resultados obtidos pelos ensaios experimentais com as respostas dinâmicas dos modelos numéricos computacionais desenvolvidos, via método dos elementos finitos (ANSYS [118]).

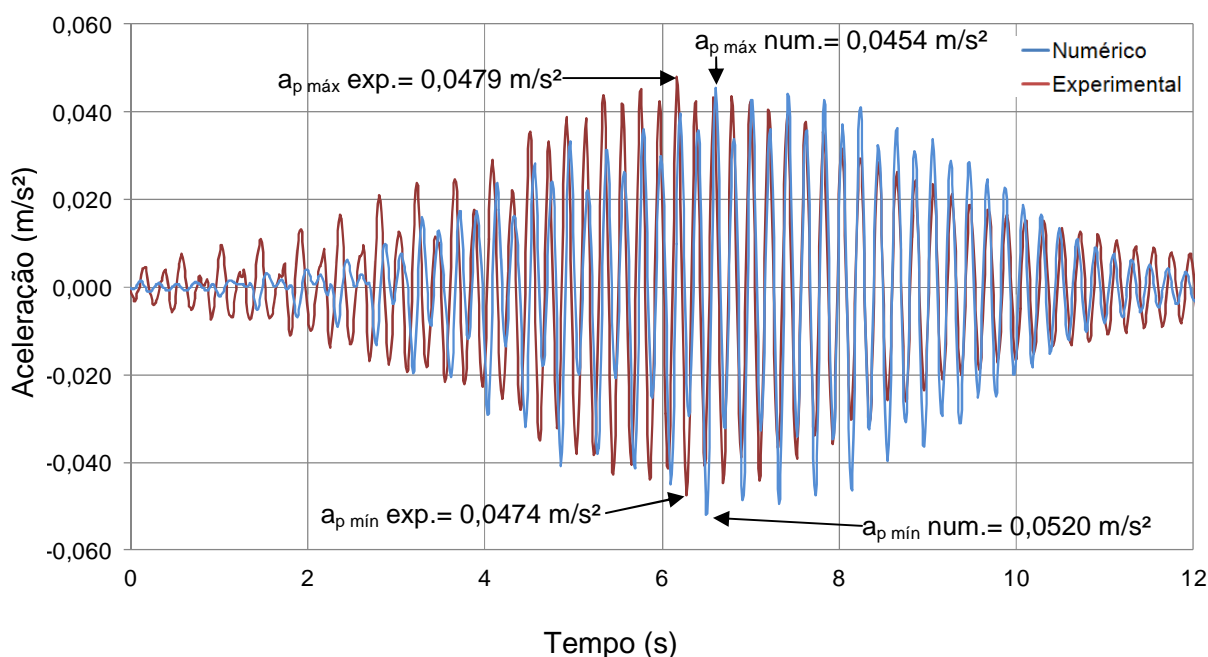


Figura 430 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a um pedestre caminhando ( $f_p = 2,45$  Hz: ressonância): 1/2 do vão.

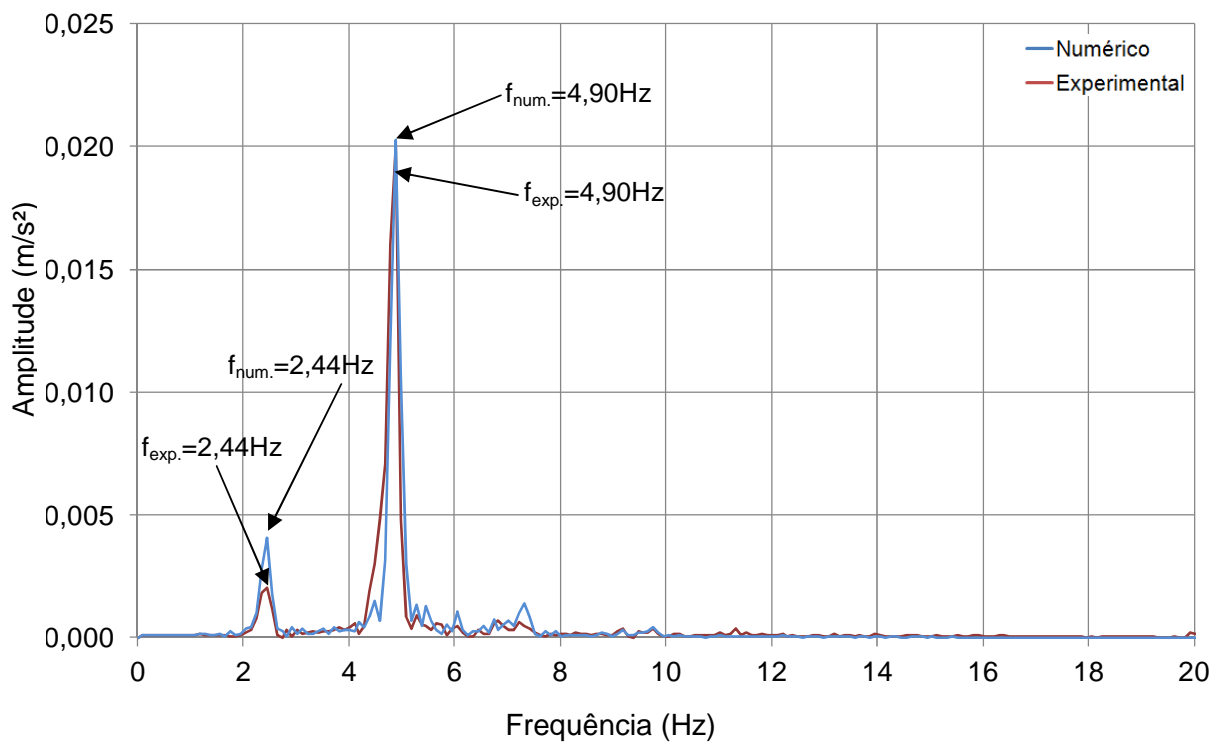


Figura 431 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a um pedestre caminhando ( $f_p = 2,45$  Hz: ressonância): 1/2 do vão.

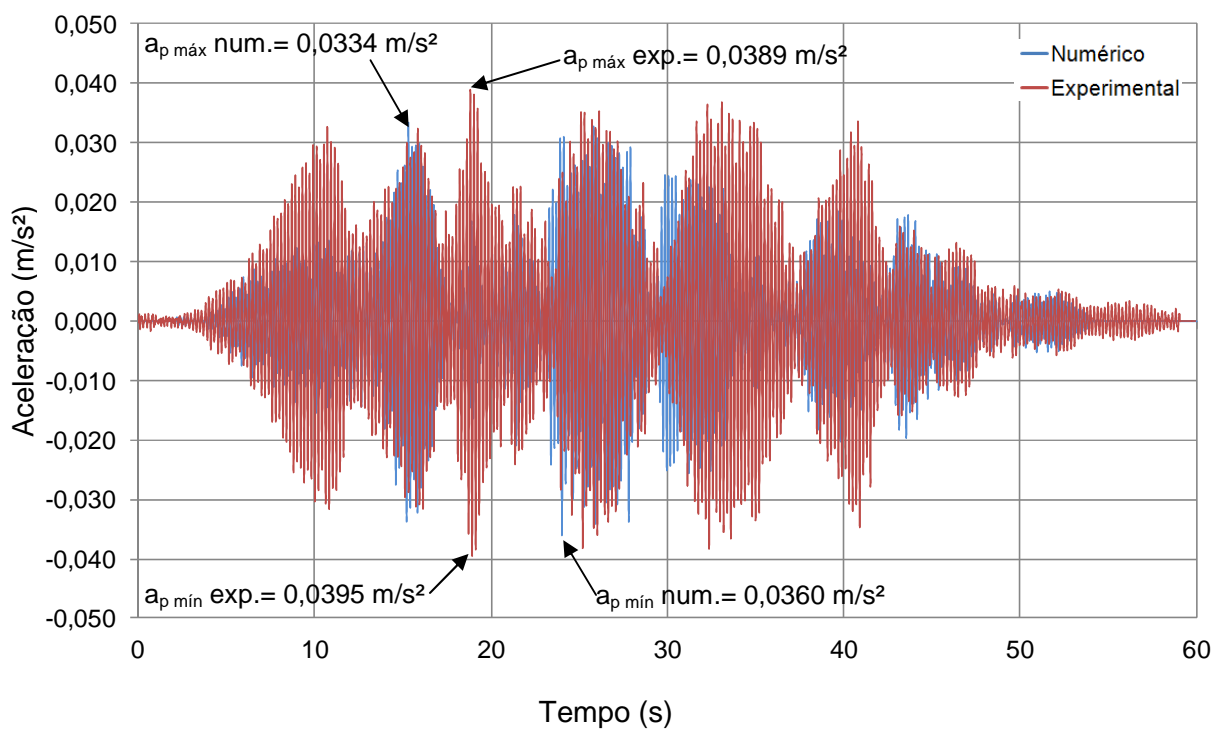


Figura 432 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,60$  Hz: lenta): 1/2 do vão.

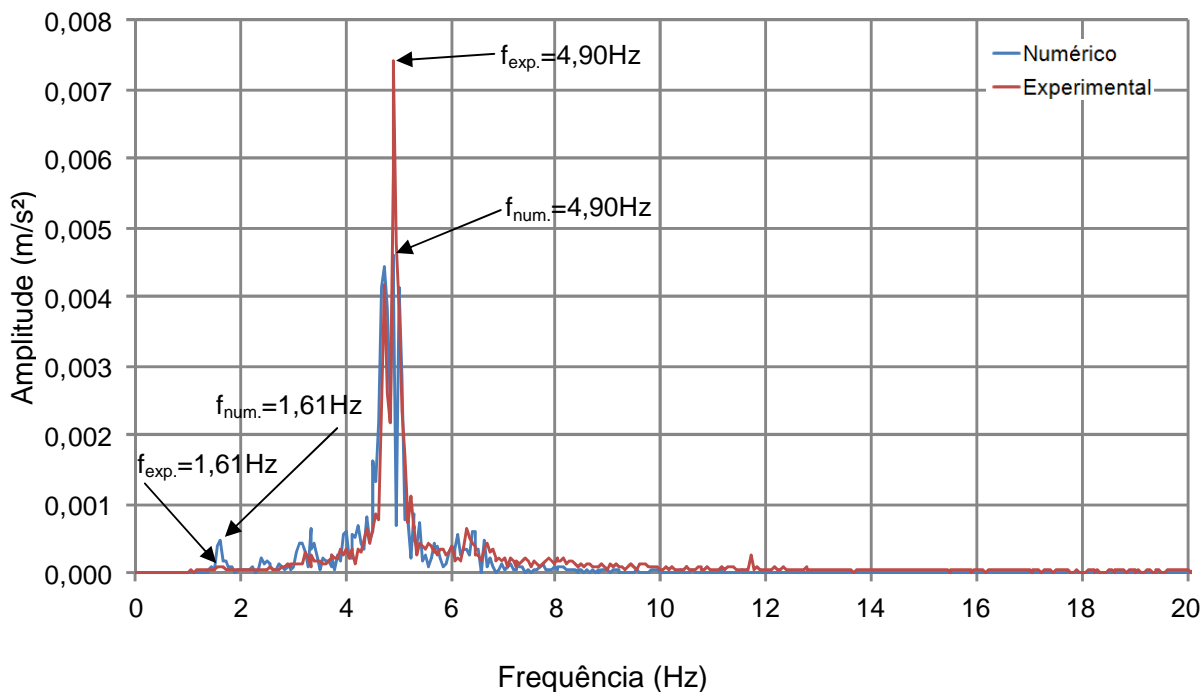


Figura 433 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,60 \text{ Hz}$ : lenta): 1/2 do vão.

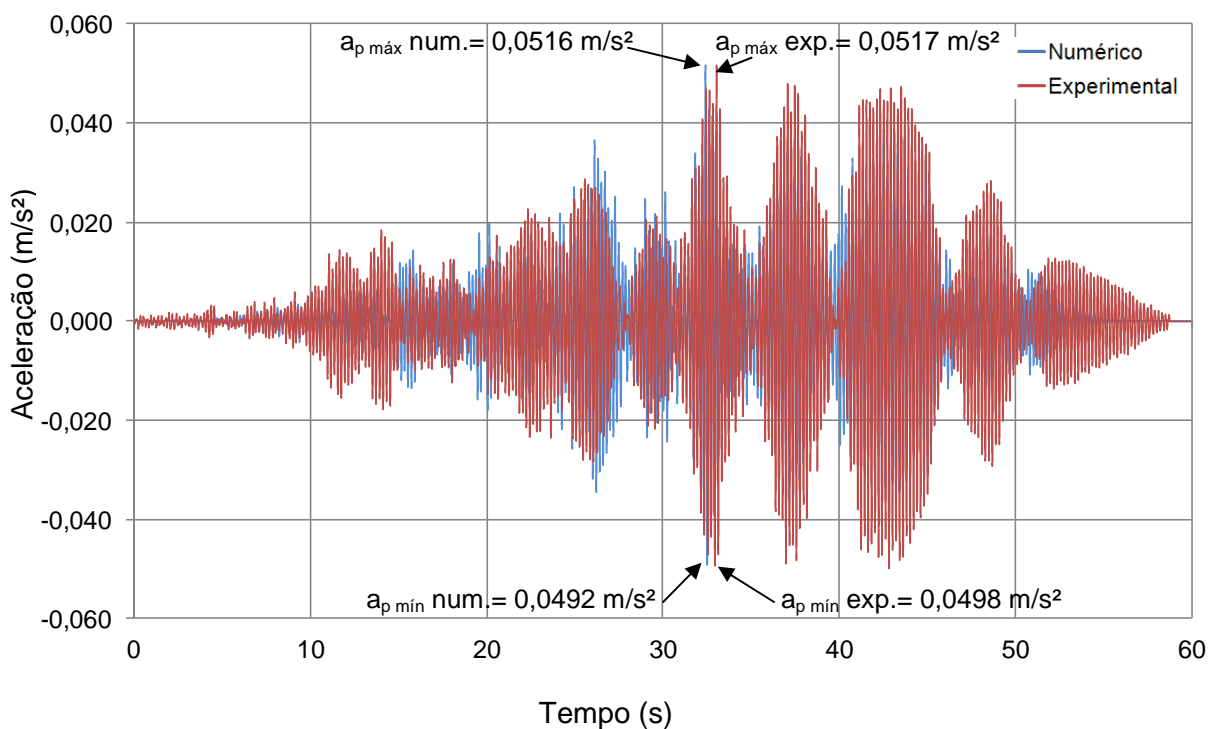


Figura 434 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,70 \text{ Hz}$ : lenta): 1/2 do vão.

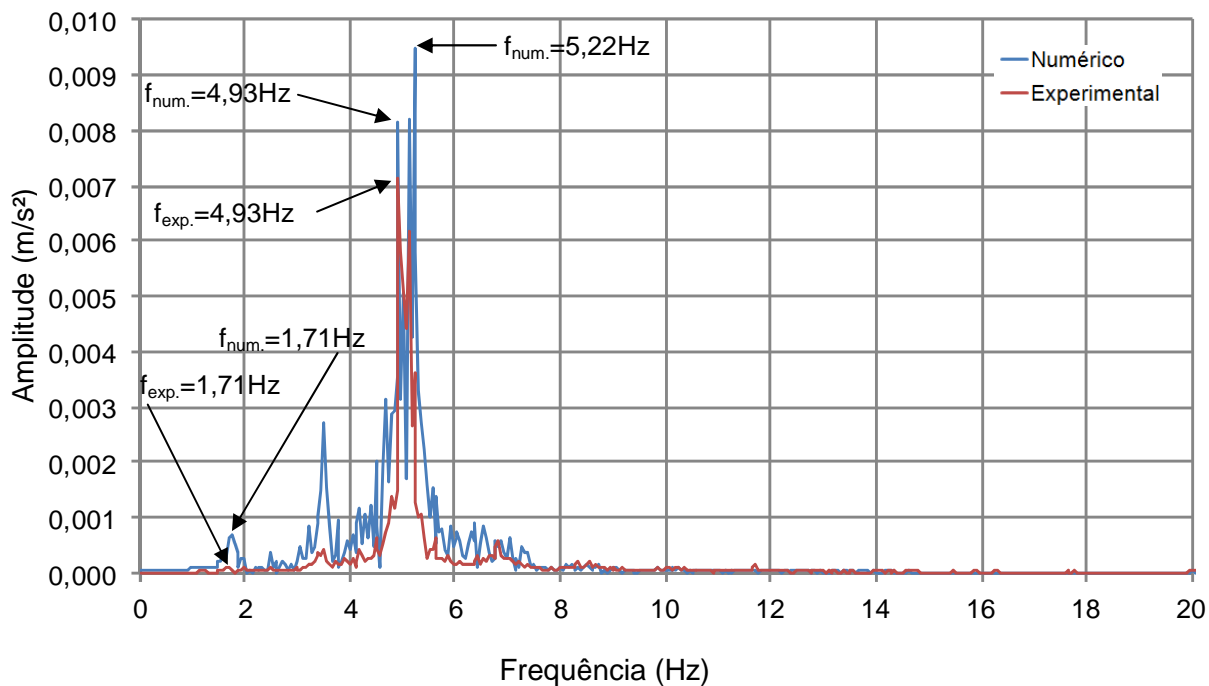


Figura 435 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 1,70$  Hz: lenta): 1/2 do vão.

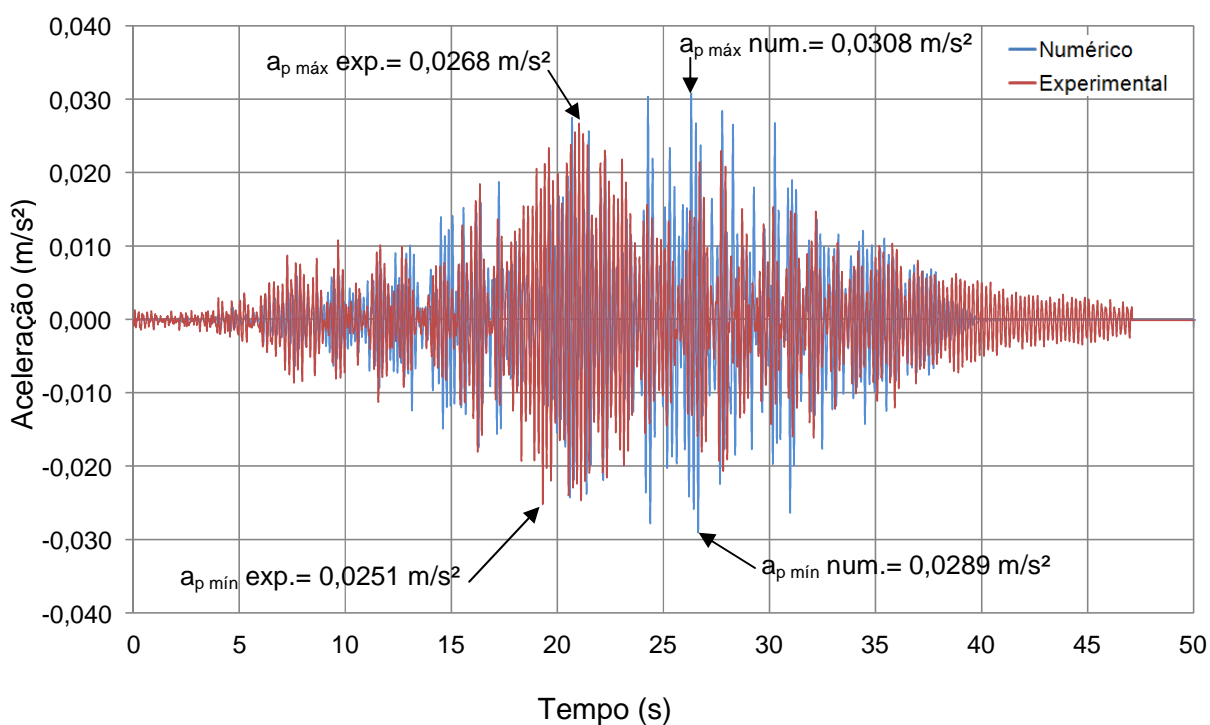


Figura 436 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,00$  Hz: normal): 1/2 do vão.

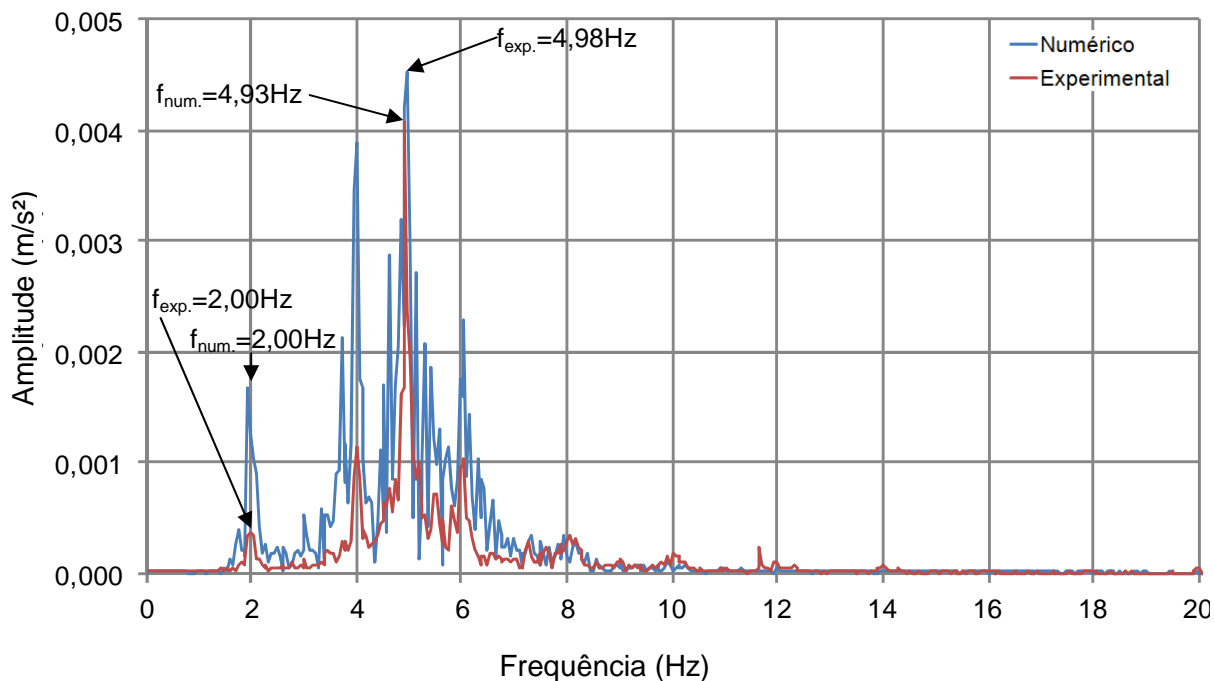


Figura 437 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,00$  Hz: normal): 1/2 do vão.

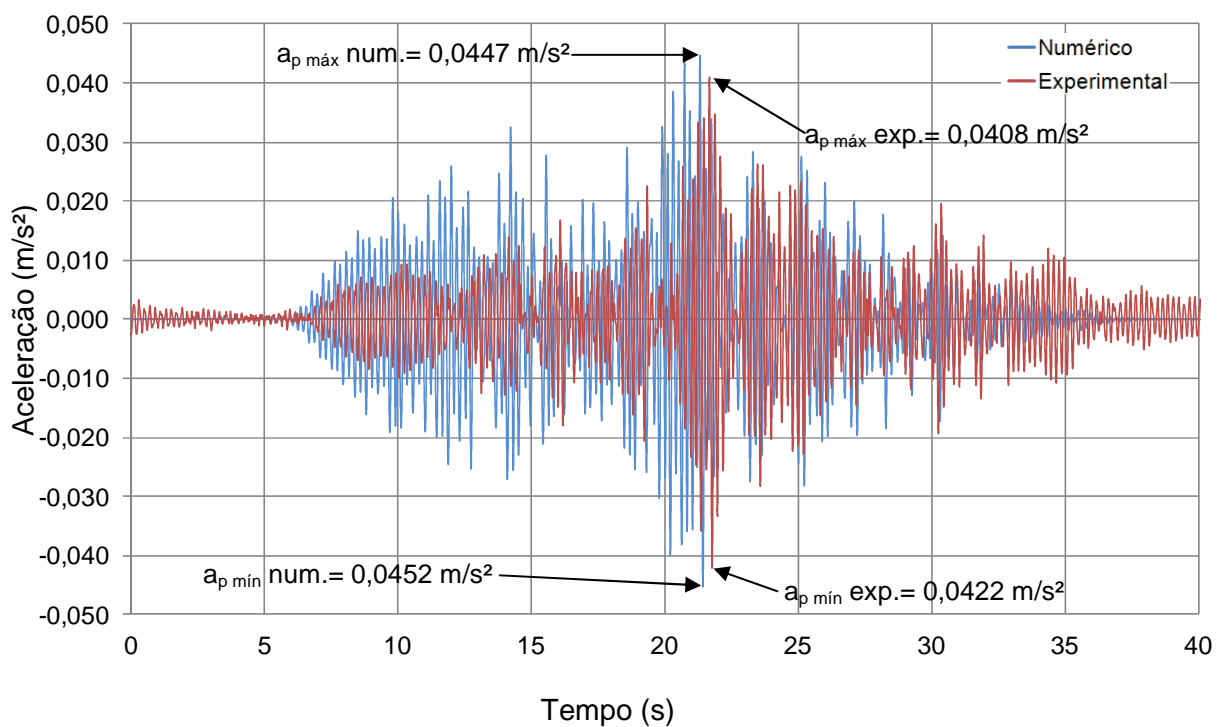


Figura 438 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,30$  Hz: rápido): 1/2 do vão.

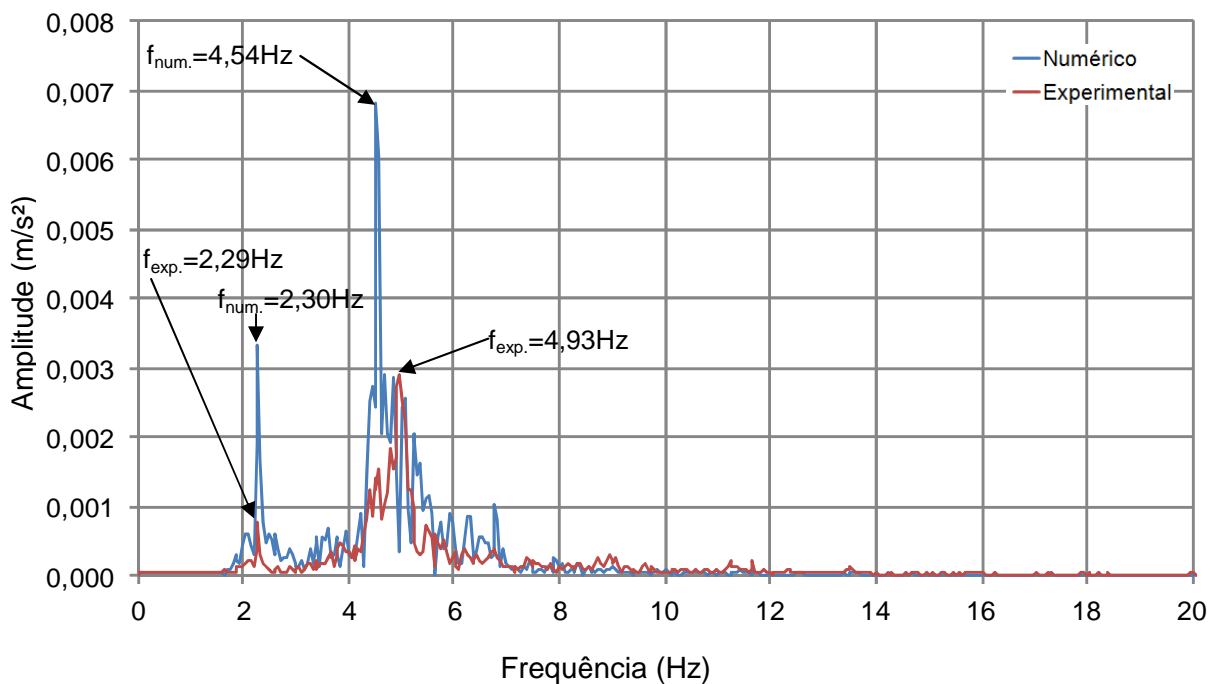


Figura 439 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,30 \text{ Hz}$ : rápido): 1/2 do vão.

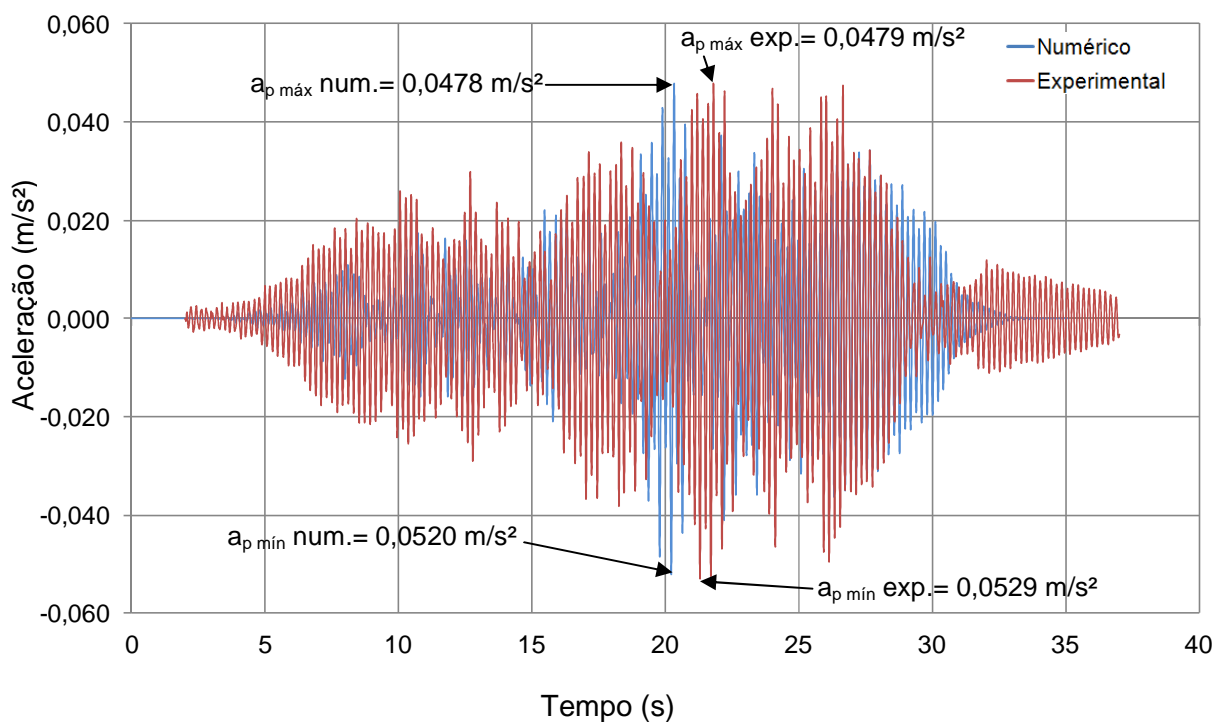


Figura 440 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio do tempo devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,45 \text{ Hz}$ : rápido): 1/2 do vão.



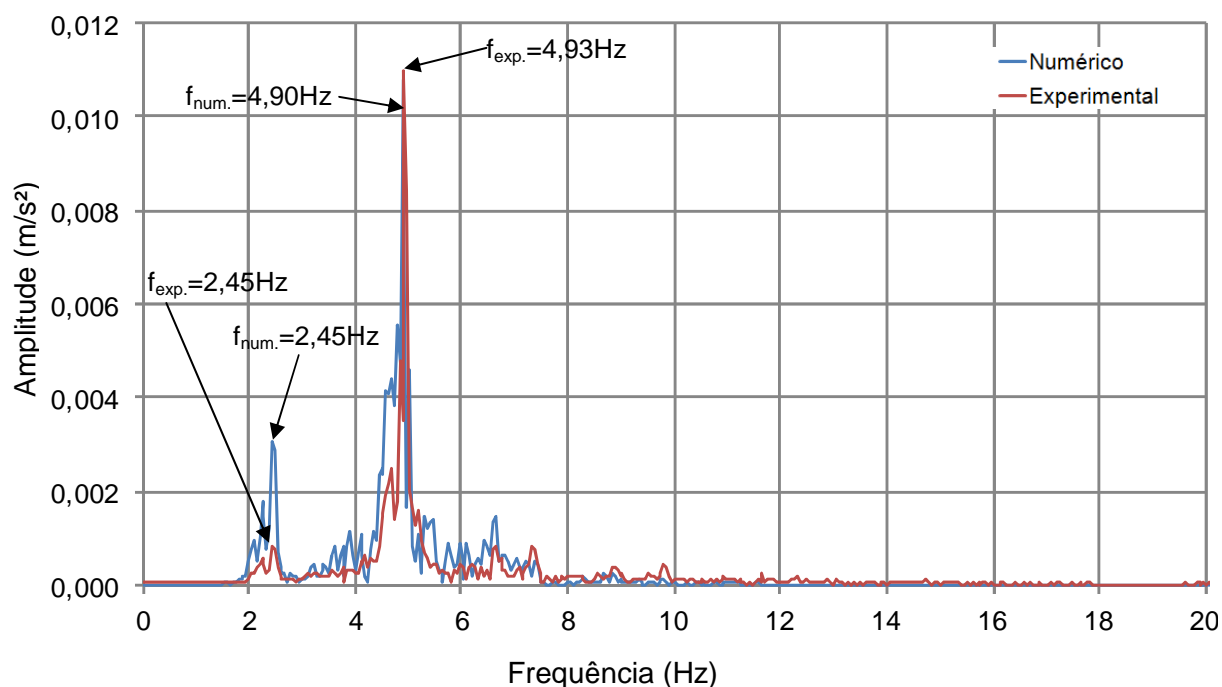


Figura 441 – Comparação da aceleração vertical numérica e experimental no domínio da frequência devido a oito pedestres caminhando ( $f_p = 2,45$  Hz: rápido): 1/2 do vão.

A partir dos gráficos de comparação dos resultados dos testes experimentais e das respostas dos modelos numéricos (Figuras 430 a 441), pode-se observar que ambos os resultados tiveram o mesmo comportamento ao longo do tempo, com picos de aceleração muito bem definidos. Demonstra-se que os testes experimentais foram bem representados pelos modelos em elementos finitos (MEF), salvo alguma diferença, devido à dificuldade de sincronismo dos pedestres com a frequência do passo e de manterem a mesma distância, entre indivíduos, ao longo de toda a travessia na estrutura.

## 8.5 Considerações do capítulo

Os resultados das análises de vibração forçada, utilizando o sistema biodinâmico (massa, rigidez e amortecimento), conduziram uma boa calibração da resposta estrutural dinâmica do modelo, com diferenças pequenas entre os modelos experimentais e numéricos. Tal fato só foi possível devido à obtenção das acelerações do centro de massa dos pedestres, para a representação da parcela dinâmica do caminhar humano simulando a interação pedestre-estrutura, mostrando que é improvável uma calibração sem estes dados.

## 9 ANÁLISE DINÂMICA E AVALIAÇÃO DE CONFORTO HUMANO

### 9.1 Aspectos gerais

Este capítulo pretende avaliar o comportamento dinâmico da passarela, no que tange ao desconforto humano oriundo de ações dinâmicas provenientes do caminhar humano. Ressalta-se que as acelerações verticais máximas da passarela foram obtidas pelos ensaios experimentais (caminhada lenta, normal, ressonância e aleatória), descrito no item 7, e comparadas com os limites propostos por normas e recomendações de projeto (SÉTRA [130]; HIVOSS [131]; ISO 2631-2 [132]; Murray *et al.* [122]). Tal comparação é feita objetivando verificar a ocorrência de níveis de vibrações indesejáveis e desconforto humano na estrutura. O ponto da estrutura analisado corresponde à seção central do vão da passarela (Ponto 2, Figura 178).

### 9.2 Análise das acelerações de pico da estrutura dos ensaios experimentais

A Tabela 22 apresenta os resultados das acelerações verticais de pico para a passarela, resultados estes obtidos via monitoração experimental dinâmica, que são comparados com os valores limites propostos na literatura técnica (SÉTRA [130]; HIVOSS [131]; ISO 2631-2 [132]; Murray *et al.* [122]). Na presente investigação foi analisado o caso de carregamento correspondente à travessia de um, oito, 12 e 14 pedestres caminhando em ritmo lento, normal, rápido e aleatório, conforme descrito na Tabela 14 e na Tabela 15, cruzando a estrutura de lado a lado.

Os guias de projetos SÉTRA [130] e HIVOSS [131] propõem uma metodologia para análise da resposta dinâmica de estruturas considerando os efeitos dinâmicos do fluxo de pedestres caminhando aleatoriamente sobre passarelas. Devido à natureza subjetiva do conforto humano, os guias de projeto SÉTRA [130] e HIVOSS [131] recomendam patamares de aceleração de pico para avaliação do nível do conforto. Em ordem crescente, as três primeiras faixas correspondem ao nível máximo, médio e mínimo de conforto humano, sendo o último correspondente a um nível de aceleração não aceitável. O guia de projeto AISC [122] tem como objetivo fornecer os princípios básicos e ferramentas simples de análise para avaliar passarelas submetidas a atividades humanas, estipulando o limite de  $0,15 \text{ m/s}^2$  entre o aceitável e não aceitável para passarelas internas.

Tabela 22: Acelerações de pico dos ensaios experimentais de vibração forçada

Ensaio			Aceleração de Pico $a_p$ (m/s <sup>2</sup> )	Critério de Conforto Humano		
Nº	Tipo	Pedestres / $f_p$ (Hz)		SÉTRA*	HIVOSS*	AISC**
1	Ida e volta	12 / 1,60Hz	0,055	Máximo	Máximo	Aceitável
2	Ida e volta	12 / 1,70Hz	0,033	Máximo	Máximo	Aceitável
3	Ida e volta	12 / 2,00Hz	0,029	Máximo	Máximo	Aceitável
4	Ida e volta	12 / 2,30Hz	0,114	Máximo	Máximo	Aceitável
5	Ida e volta	12 / 2,45Hz	0,143	Máximo	Máximo	Aceitável
6	Ida e volta	14 / Aleatório	0,036	Máximo	Máximo	Aceitável
7	Ida e volta	14 / Aleatório	0,046	Máximo	Máximo	Aceitável
8	Ida	8 / 1,60Hz	0,075	Máximo	Máximo	Aceitável
	Volta		0,039	Máximo	Máximo	Aceitável
9	Ida	8 / 1,70Hz	0,052	Máximo	Máximo	Aceitável
	Volta		0,036	Máximo	Máximo	Aceitável
10	Ida	8 / 2,00Hz	0,027	Máximo	Máximo	Aceitável
	Volta		0,022	Máximo	Máximo	Aceitável
11	Ida	8 / 2,30Hz	0,028	Máximo	Máximo	Aceitável
	Volta		0,042	Máximo	Máximo	Aceitável
12	Ida	8 / 2,45Hz	0,053	Máximo	Máximo	Aceitável
	Volta		0,044	Máximo	Máximo	Aceitável
13	Ida e volta	1 / 1,60Hz	0,026	Máximo	Máximo	Aceitável
14	Ida e volta	1 / 1,70Hz	0,011	Máximo	Máximo	Aceitável
15	Ida e volta	1 / 2,00Hz	0,008	Máximo	Máximo	Aceitável
16	Ida e volta	1 / 2,30Hz	0,012	Máximo	Máximo	Aceitável
17	Ida e volta	1 / 2,45Hz	0,048	Máximo	Máximo	Aceitável

\* Conforto máximo para aceleração de pico de 0,0 a 0,5 m/s<sup>2</sup>

\*\*  $a_{lim} = 1,5\%g = 0,15 \text{ m/s}^2$ : passarela interna

Considerando-se a caminhada lenta com frequência do passo de 1,60 Hz, as acelerações de pico do esquema estrutural apresentaram os seguintes valores: 0,055 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,055 \text{ m/s}^2$ ) [12 pessoas]; 0,075 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,075 \text{ m/s}^2$ ) [8 pessoas] e 0,026 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,026 \text{ m/s}^2$ ) [1 pessoa]. Em relação à caminhada lenta com frequência do passo de 1,70 Hz, as acelerações de pico apresentaram os respectivos valores: 0,033 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,033 \text{ m/s}^2$ ) [12 pessoas]; 0,052 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,052 \text{ m/s}^2$ ) [8 pessoas] e 0,011 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,011 \text{ m/s}^2$ ) [1 pessoa].

De acordo no que diz respeito à caminhada normal estes valores foram os seguintes: 0,029 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,029 \text{ m/s}^2$ ) [12 pessoas]; 0,027 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,027 \text{ m/s}^2$ ) [8 pessoas] e 0,008 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,008 \text{ m/s}^2$ ) [1 pessoa].

Simulando-se a caminhada rápida com frequência do passo de 2,30 Hz, as acelerações de pico experimentais apresentaram os seguintes valores: 0,114 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,114 \text{ m/s}^2$ ) [12 pessoas]; 0,042 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,042 \text{ m/s}^2$ ) [8 pessoas] e 0,012 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,012 \text{ m/s}^2$ ) [1 pessoa]. Por outro lado, nos casos de carregamento que produziram os valores máximos de aceleração de pico (2 x 2,45 Hz: ressonância com o segundo harmônico), os valores de aceleração de pico experimentais foram os seguintes: 0,143 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,143 \text{ m/s}^2$ ) [12 pessoas]; 0,053 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,053 \text{ m/s}^2$ ) [8 pessoas] e 0,048 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,048 \text{ m/s}^2$ ) [1 pessoa]. Finalmente, nos casos de carregamento com a caminhada aleatória [14 pessoas], os valores não obtiveram resultados muito significativos para os ensaios, apresentando os respectivos valores: 0,036 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,036 \text{ m/s}^2$ ) e 0,046 m/s<sup>2</sup> ( $a_p = 0,046 \text{ m/s}^2$ ).

Cabe ressaltar que os resultados quantitativos mais significativos obtidos ao longo das análises de vibração forçada, no que diz respeito aos valores das acelerações máximas ou de pico, ocorrem, de forma geral, quando o pedestre se encontra caminhando sobre a seção estrutural estudada com ressonância em relação ao segundo harmônico (2 x 2,45 Hz = 4,90 Hz), da ação dinâmica do pedestre sobre a passarela, seguidos pelo ensaio de ressonância do terceiro harmônico (3 x 1,60 Hz = 4,80 Hz). Os demais ensaios de vibração forçada, que obtiveram os maiores valores de aceleração de pico, foram à caminhada rápida ( $f_p = 2,30 \text{ Hz}$ ), caminhada lenta ( $f_p = 1,70 \text{ Hz}$ ) e caminhada normal ( $f_p = 2,00 \text{ Hz}$ ), em ordem decrescente. Fica evidente que na definição da excitação dinâmica associada ao caminhar de pedestres, que os harmônicos apresentam grande relevância para a resposta dinâmica do modelo, especialmente quando as frequências destes harmônicos se encontram próximas de frequências naturais da estrutura.

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 22, verifica-se que, diante dos casos de carregamento considerados neste estudo, conforme itens 7.3 a 7.9, a passarela investigada atende os critérios de conforto humano ( $a_p < a_{lim}$ ) (SÉTRA [130]; HIVOSS [131]; ISO 2631-2 [132]; Murray et al. [122]) quando uma ou mais pessoas caminham sobre a laje de concreto da passarela, entretanto o valor para doze pessoas se aproximou muito do limite proposto pelo AISC [122]. A partir desta hipótese de que uma sincronização de pessoas possa excitar a passarela de forma a atingirmos um valor de desconforto humano, ensaios adicionais foram realizados. Estes ensaios estão apresentados no item abaixo e tentam reproduzir uma aceleração de pico maior do que Ensaio 5 (12 pedestres caminhando), entretanto com menos pedestres (apenas 8), tentando gerar uma sincronização maior do que nos ensaios anteriores.

### 9.3 Testes adicionais de vibração forçada

Nestes testes experimentais foram adotados os mesmos controles descritos no item 7.2, com a utilização de metrônomo e caixa acústica (Figura 176). Inicialmente, o valor no metrônomo foi fixado em 147 bpm ( $f = 2,45$  Hz), de modo que o segundo harmônico do caminhar humano ( $2 \times 2,45$  Hz = 4,90 Hz) de oito pedestres que atravessam de forma sincronizada a passarela pudesse forçar um movimento ressonante com o primeiro modo de vibração vertical ( $f_{01} = 4,90$  Hz, ver Tabela 9). Depois disso, a fim de realizar dois ensaios adicionais, o valor do metrônomo foi alterado para 120 bpm para induzir os pedestres a atravessar a estrutura em caminhada normal ( $f = 2$  Hz) e também para uma caminhada lenta com o metrônomo ajustado em 102 bpm ( $f = 1,7$  Hz). Após, o último ensaio experimental foi realizado com nove pedestres caminhando livremente de forma aleatória.

Os resultados obtidos a partir dos ensaios experimentais são mostrados nas Figuras 442 a 453, descritos no domínio do tempo e da frequência, respectivamente. Estes resultados correspondem ao acelerômetro instalado no meio da passarela investigada (Ponto 2: 1/2 do vão, ver Figura 178). Deve ser enfatizado que o índice "m" no eixos verticais das figuras, no domínio do tempo, corresponde ao prefixo "mili" ( $10^{-3}$ ). Por outro lado, os eixos horizontais apresentam o tempo em "hora:minuto:segundo" e frequência em Hz, respectivamente, de acordo com cada análise.



Figura 442 – Teste experimental com pedestres caminhando ( $f_p=2,45$  Hz: caminhada em ressonância).

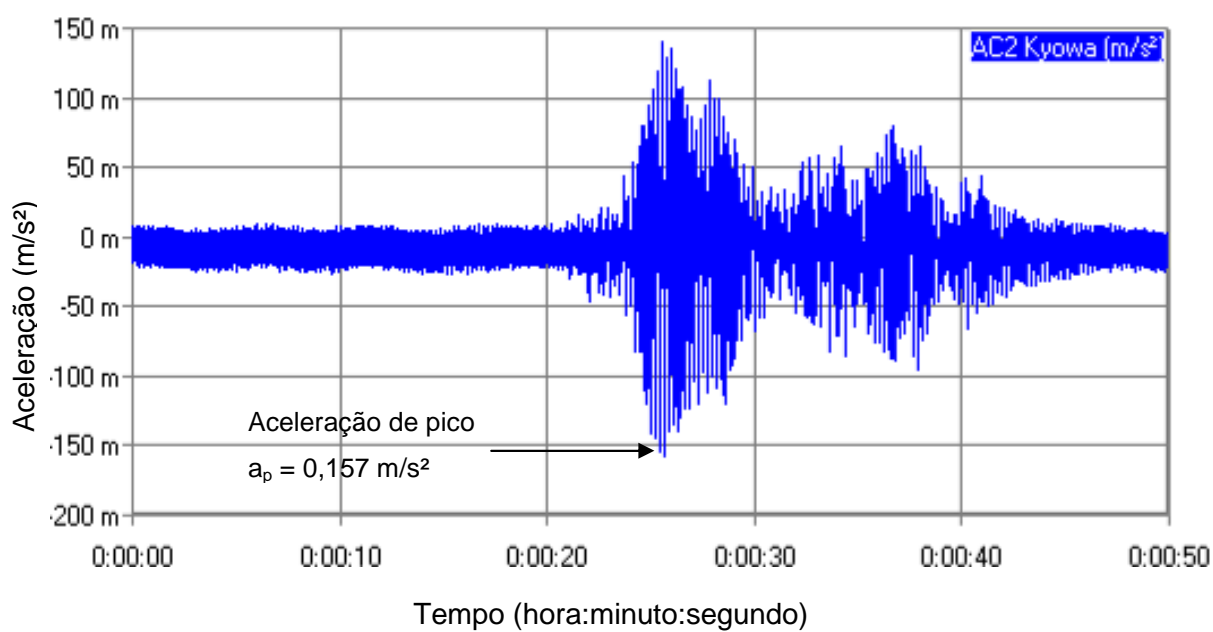


Figura 443 – Aceleração vertical no domínio do tempo ( $f_p = 2,45$  Hz: caminhada em ressonância): 1/2 do vão.

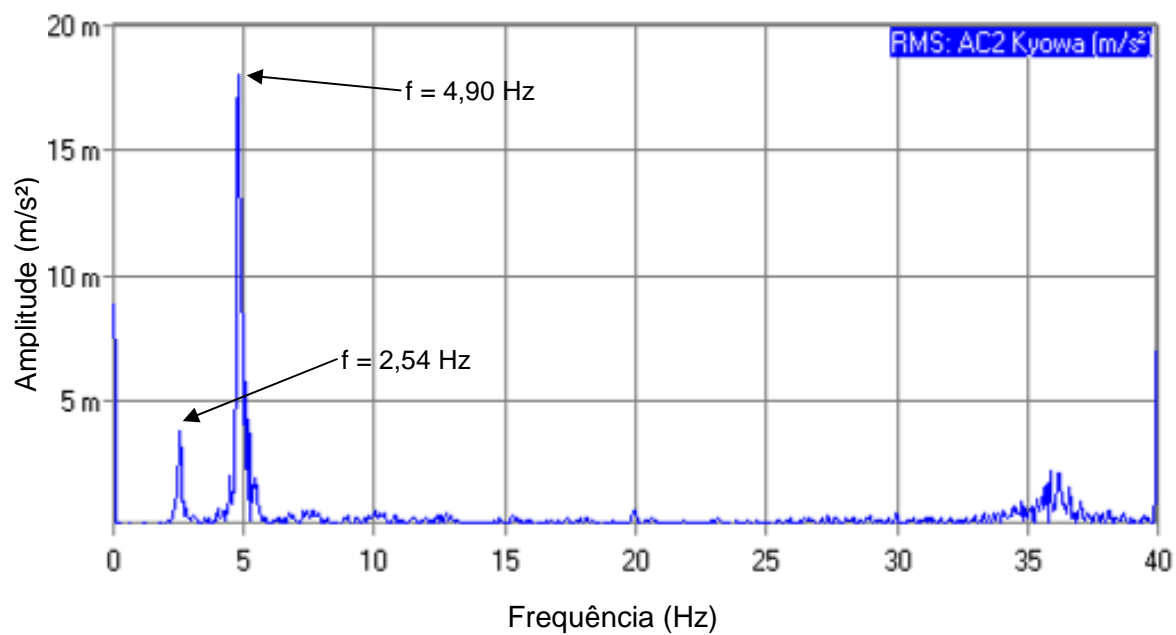


Figura 444 – Aceleração vertical no domínio da frequência ( $f_p=2,45$ Hz: caminhada em ressonância): 1/2 do vão.



Figura 445 – Teste experimental com pedestres caminhando ( $f_p=2,00$  Hz: caminhada normal).



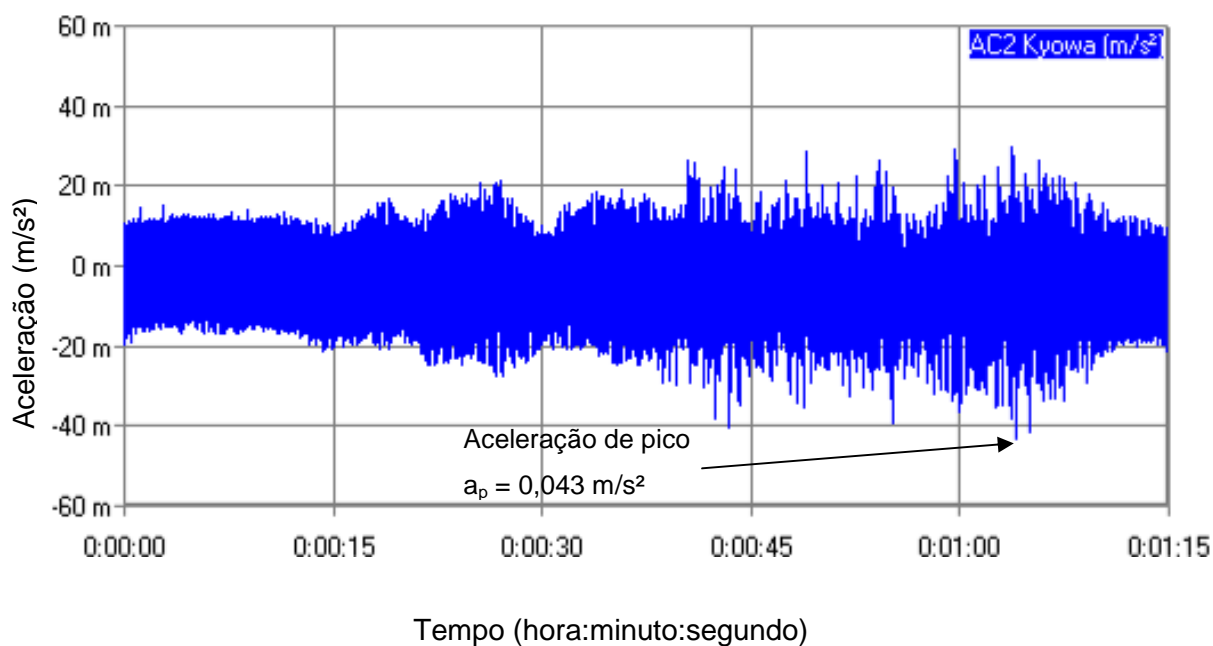


Figura 446 – Aceleração vertical no domínio do tempo ( $f_p = 2,00\text{Hz}$ : caminhada normal): 1/2 do vão.

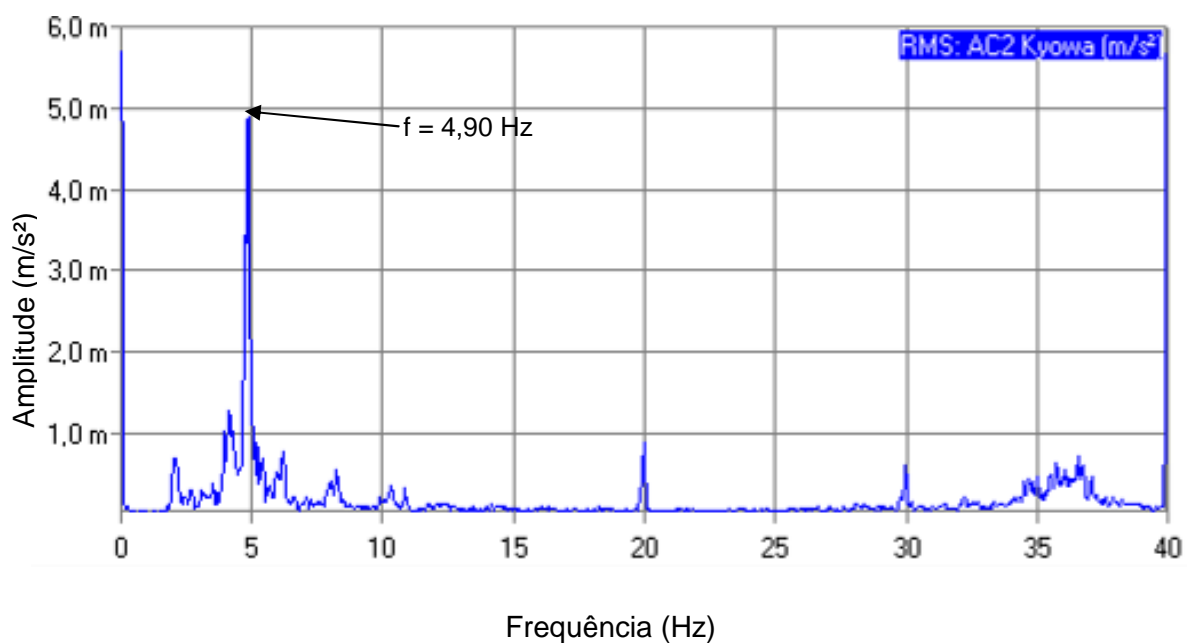


Figura 447 – Aceleração vertical no domínio da frequência ( $f_p = 2,00\text{Hz}$ : caminhada normal): 1/2 do vão.



Figura 448 – Teste experimental com pedestres caminhando ( $f_p=1,70$  Hz: caminhada lenta).

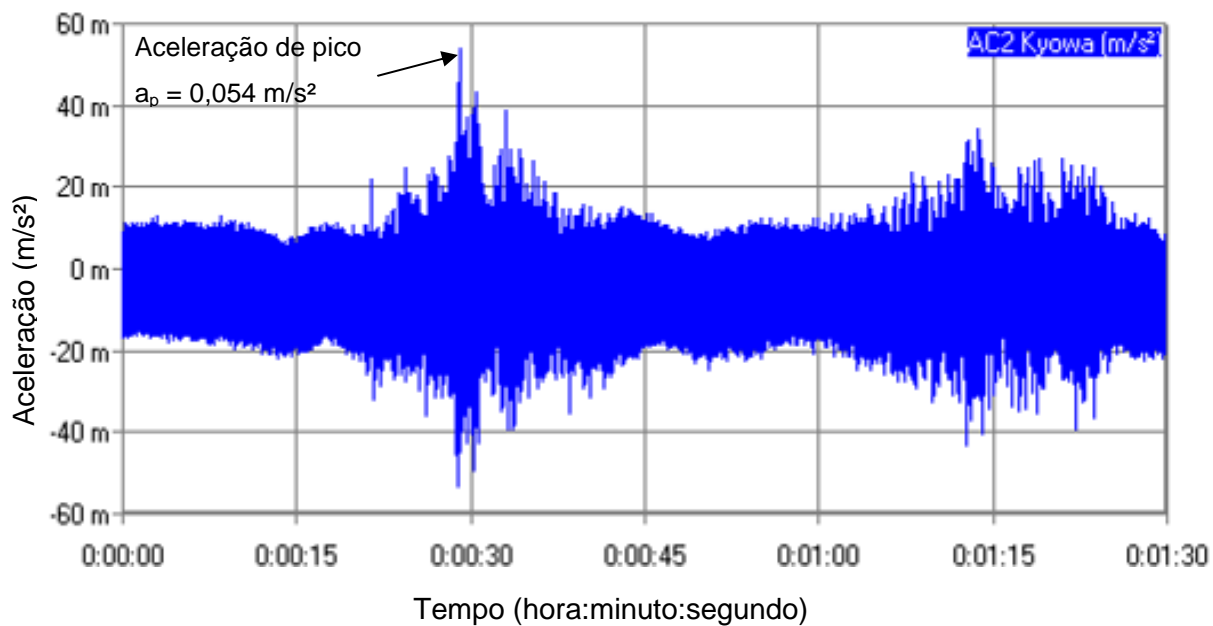


Figura 449 – Aceleração vertical no domínio do tempo ( $f_p = 1,70$  Hz: caminhada lenta): 1/2 do vão.

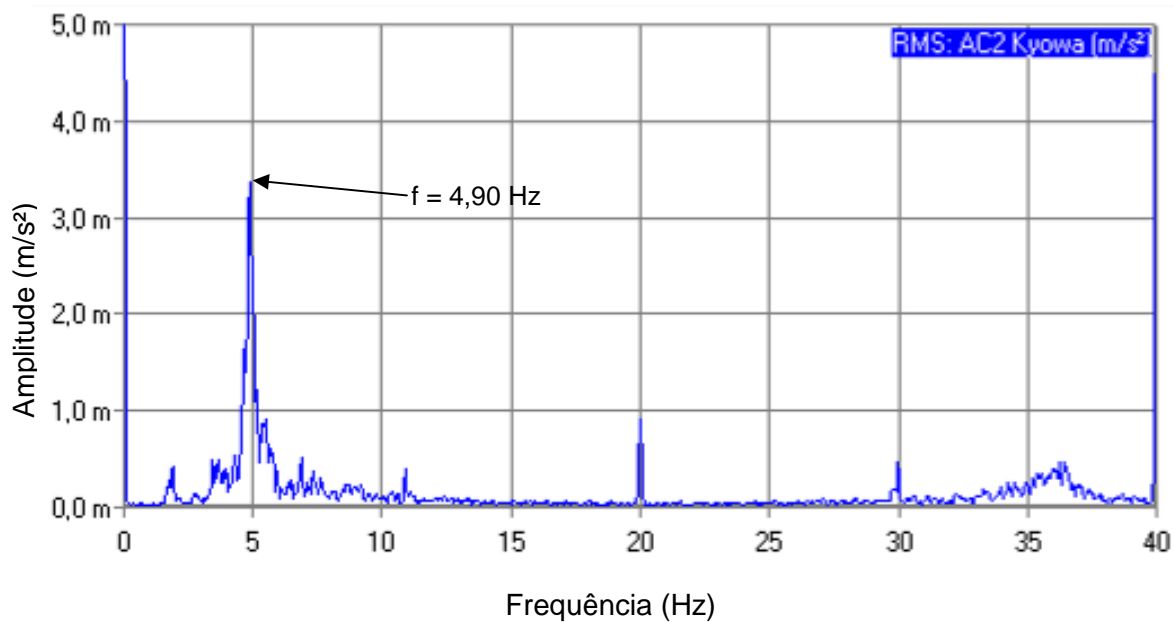


Figura 450 – Aceleração vertical no domínio da frequência ( $f_p = 1,70$  Hz: caminhada lenta):  
1/2 do vão.



Figura 451 – Teste experimental com pedestres caminhando de forma aleatória.

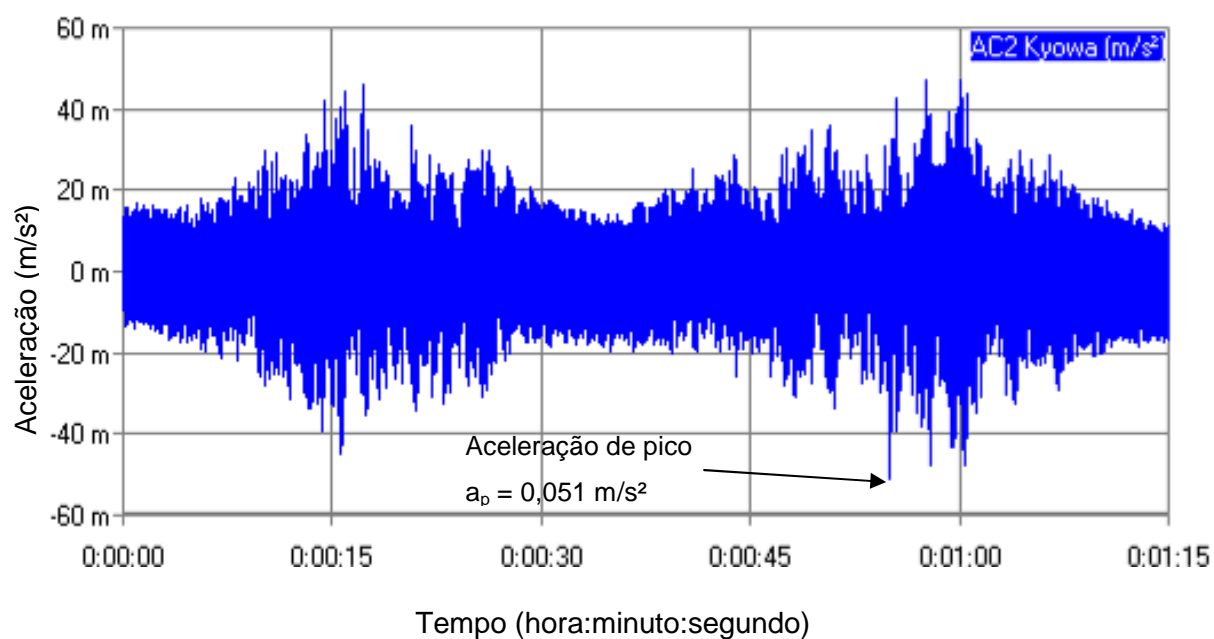


Figura 452 – Aceleração vertical no domínio do tempo (caminhada aleatória): 1/2 do vão.

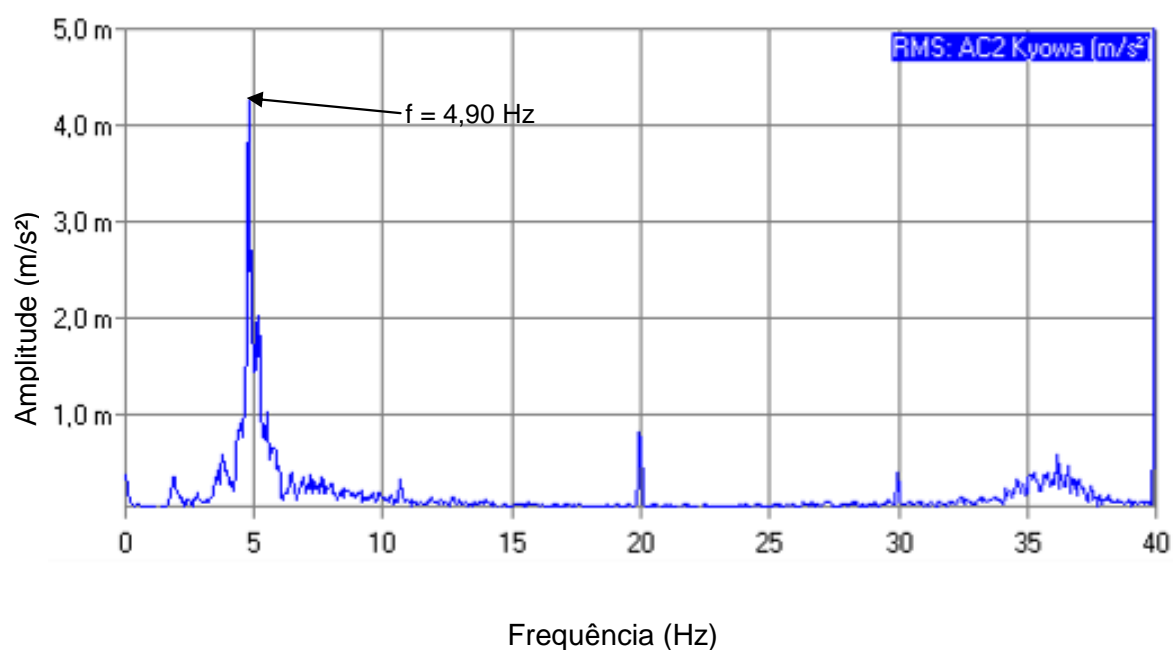


Figura 453 – Aceleração vertical no domínio da frequência (caminhada aleatória): 1/2 do vão.

Analisando as Figuras 442 a 453 observa-se que os harmônicos são extremamente relevantes para a avaliação da resposta dinâmica das passarelas. Os resultados aqui apresentados demonstram que os modelos com ressonância ( $2 \times 2,45 \text{ Hz} = 4,90 \text{ Hz}$ ) e caminhada lenta ( $3 \times 1,70 \text{ Hz} = 5,10 \text{ Hz}$ ) apresentam as frequências dos harmônicos componentes da excitação dinâmica humana com valores mais próximos das frequências naturais ( $f_{01} = 4,90 \text{ Hz}$ , ver Tabela 9) da passarela em estudo, em relação àqueles associados aos modelos de carregamentos da caminhada normal ( $2 \times 2,0 \text{ Hz} = 4,00 \text{ Hz}$  ou  $3 \times 2,0 \text{ Hz} = 6,0 \text{ Hz}$ ) e aleatória, resultando na diferença entre os valores de aceleração de pico.

Os valores máximos de aceleração de pico, de acordo com os ensaios adicionais, encontrados nesta investigação experimental são, respectivamente, igual a  $0,054 \text{ m/s}^2$  [8 pessoas: caminhada lenta ( $a_p = 0,054 \text{ m/s}^2 / f = 1,7 \text{ Hz}$ )];  $0,043 \text{ m/s}^2$  [8 pessoas: caminhada normal ( $a_p = 0,043 \text{ m/s}^2 / f = 2 \text{ Hz}$ )];  $0,157 \text{ m/s}^2$  [8 pessoas: caminhando em ressonância ( $a_p = 0,157 \text{ m/s}^2 / f = 2,45 \text{ Hz}$ )] e  $0,051 \text{ m/s}^2$  [9 pessoas: caminhando livremente sobre a laje de concreto da passarela (caminhada aleatória)]. De acordo com os valores obtidos nestes testes adicionais de vibração forçada, podemos observar que estes resultados de aceleração de pico foram maiores do que os outros ensaios, mesmo considerando a caminhada com oito pessoas.

#### 9.4 Análise de conforto humano dos testes adicionais

Assim como no item 9.2, pretende-se verificar a adequabilidade da passarela quando submetida ao caminhar humano, dos novos ensaios experimentais, no que tange ao desconforto relacionado a vibrações. Deste modo, os valores das acelerações máximas, dos testes experimentais adicionais descritos neste capítulo, simulando a caminhada lenta, normal, ressonância e aleatória, são comparados com os valores limites propostos na literatura técnica (SÉTRA [130]; HIVOSS [131]; ISO 2631-2 [132]; Murray *et al.* [122]). O ponto da estrutura analisado corresponde à seção central do vão da passarela (Ponto 2, ver Figura 178). Os resultados experimentais da caminhada dos pedestres obtidos pelos ensaios estão resumidos na Tabela 23.

Tabela 23: Acelerações de pico dos testes adicionais na passarela de pedestres

Ensaio		Aceleração de Pico $a_p$ (m/s <sup>2</sup> )	Critério de Conforto Humano		
Modalidade	Designação		SÉTRA*	HIVOSS*	AISC**
Lenta	Ida e volta	0,054	Máximo	Máximo	Aceitável
Normal	Ida e volta	0,043	Máximo	Máximo	Aceitável
Ressonância	Ida e volta	0,157	Máximo	Máximo	Inaceitável
Aleatória	Ida e volta	0,051	Máximo	Máximo	Aceitável

\* Conforto máximo para aceleração de pico de 0,0 a 0,5 m/s<sup>2</sup>

\*\*  $a_{lim} = 1,5\%g = 0,15$  m/s<sup>2</sup>: passarela interna

Pode ser observado a partir dos resultados da Tabela 23 que o critério de conforto humano proposto pela guia SÉTRA [130] e pelo guia HIVOSS [131] foram satisfeitos para as quatro situações de caminhada. Significa que os valores de aceleração de pico experimentais encontram-se dentro dos limites de 0,0 a 0,5 m/s<sup>2</sup>, o que corresponde a um máximo conforto humano. Por outro lado, em relação ao guia de projeto AISC [122], com limite de aceleração de pico de 0,15 m/s<sup>2</sup> para passarelas internas, os valores obtidos foram respeitados quando simulados a caminhada lenta, normal e aleatória; entretanto, ultrapassados, quando o valor da aceleração de pico foi de 0,157 m/s<sup>2</sup> para a simulação de caminhada em ressonância, segundo os critérios do guia de projeto AISC [122]. No entanto, é interessante ressaltar que uma pessoa em pé pode notar um valor de aceleração de pico igual a 0,034 m/s<sup>2</sup> e 0,100 m/s<sup>2</sup> como apenas perceptível e claramente perceptível, respectivamente (Bachmann *et al.* [133]).

Analisando em conjunto todos os ensaios experimentais da passarela estudada nesta tese de doutorado, podemos perceber que em casos de ressonância, a estrutura pode não satisfazer os critérios de projeto, conforme mostrada na Tabela 23. Entretanto na sua vida útil, no qual estará sujeita a caminhadas aleatórias, dificilmente este limite será atingido.

## 9.5 Considerações do capítulo

No presente capítulo foi verificada a adequabilidade da passarela quando submetida ao caminhar humano, no que tange ao desconforto relacionado a vibrações. Deste modo, os valores das acelerações máximas são comparados com os valores limites propostos na literatura técnica. Inicialmente foram executados dezessete ensaios com um, oito, doze e quatorze pessoas em caminhada lenta, normal, rápida e aleatória observando que nenhum caso violou os critérios de conforto humano ( $a_p < a_{lim}$ ) (SÉTRA [130]; HIVOSS [131]; ISO 2631-2 [132]; Murray et al. [122]). Entretanto um dos casos estudado se aproximou bastante do limite proposto pelo guia de projeto AISC [122], sendo interessante a execução de novos ensaios com maior sincronização entre os pedestres, devido à dificuldade nos ensaios anteriores. Deste modo, considerando-se os resultados experimentais encontrados nos ensaios adicionais a passarela de pedestres analisada viola o critério de conforto humano ( $a_p > a_{lim}$ ) do guia de projeto AISC [122], quando considerado o ensaio adicional com ressonância no segundo harmônico [ver itens 9.3 e 9.4, com valor de aceleração de pico  $a_p = 0,157 \text{ m/s}^2$  ( $a_p > a_{lim}$ )]. Cabe ressaltar que a sincronização dos pedestres foi de vital importância para a violação deste critério, sendo improvável que esta sincronização acontece na vida útil da passarela de pedestres estudada.



## 10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 10.1 Introdução

O objetivo deste trabalho de pesquisa, diz respeito à modelagem do comportamento estrutural dinâmico experimental e numérico de passarelas de pedestres, quando submetidas ao caminhar humano. Para tal, foi escolhido para análise o modelo estrutural correspondente a uma passarela de pedestres de concreto armado, com vão de 24,4m, localizada na Faculdade de Engenharia (FEN), da Universidade do Estado do Rio de Janeiro (UERJ).

Ao longo do estudo foram utilizados vários equipamentos para medição experimental, tais como, um dispositivo para aquisição de dados com base em vibrometria a laser (*Portable Digital Vibrometer: PDV-100*) e um sistema especial para medição de vibrações (*Shaker*). A monitoração experimental dinâmica foi realizada com base no emprego de estratégias do tipo SIMO (*Single Input Multiple Output*) e SISO (*Single Input Single Output*). Foram desenvolvidos da ordem de 30 (Trinta) testes experimentais ao longo deste trabalho de pesquisa, sob os mais variados enfoques.

Um modelo numérico-computacional tridimensional, desenvolvido via método dos elementos finitos, por meio do emprego do programa computacional ANSYS [118], foi desenvolvido para o estudo do efeito da interação dinâmica do sistema pedestre-passarela, respaldada pelo emprego de modelos biodinâmicos (sistema massa-mola-amortecedor), empregados para a simulação do caminhar das pessoas sobre a estrutura.

Com base no emprego dos dados oriundos dos testes experimentais, referentes à resposta dinâmica do sistema pedestre-passarela, a calibração do modelo numérico computacional foi realizada convenientemente. Finalmente, a resposta estrutural dinâmica da passarela investigada foi analisada mediante a simulação do caminhar de pedestres sobre a estrutura, em ritmo lento, normal e rápido, e os valores das acelerações de pico foram analisados, no domínio do tempo e da frequência, e comparados com os valores limites propostos por guias e recomendações internacionais de projeto, objetivando uma análise de conforto humano.

## 10.2 Conclusões

Apresenta-se a seguir um breve resumo das conclusões obtidas ao longo do trabalho de pesquisa, onde foi realizado um extenso estudo de cunho experimental e numérico. Os resultados experimentais deste estudo foram obtidos com base no desenvolvimento de 30 testes e foram empregados para a calibração do modelo numérico utilizado para uma investigação extensa acerca do comportamento dinâmico de uma passarela de concreto armado, quando submetida à ação dinâmica dos pedestres. Ao longo deste trabalho de pesquisa foram apresentadas inúmeras conclusões relevantes, sendo que estas serão apresentadas na sequência do texto de forma itemizada, com ênfase para aspectos ou parâmetros específicos utilizados para análise do comportamento dinâmico da estrutura em estudo.

- a) Estratégias utilizadas para a monitoração experimental dinâmica: SIMO (*Single Input Multiple Output*) e SISO (*Single Input Single Output*)

Duas estratégias empregadas para a monitoração experimental dinâmica de estruturas (SIMO e SISO) foram utilizadas correntemente ao longo do estudo. Percebe-se que a medição do tipo SIMO [força de excitação aplicada sobre um ponto da estrutura (*entrada*) e a resposta dinâmica (*saída*) obtida simultaneamente em vários pontos] é uma técnica mais simples para utilização, pois os valores das acelerações do modelo podem ser obtidos em pontos distintos, o que conduz a realização de um número menor de ensaios. Todavia, neste tipo de experimento não é possível obter o controle da entrada do sinal (*excitação*), sendo obtida apenas a Transformada Rápida de Fourier (FFT) da resposta dinâmica (*saída*).

Por outro lado, a técnica conhecida como SISO [força aplicada e resposta dinâmica são obtidas simultaneamente sobre cada ponto da estrutura], pois a partir da medição da força de excitação (*entrada*) e da resposta dinâmica (*saída*), as Funções de Resposta em Frequência (FRF) de cada ponto do modelo podem ser obtidas, representando-se assim a relação entre o sinal de saída (resposta dinâmica: aceleração) sobre o sinal de entrada (excitação dinâmica: força), em relação a cada ponto da estrutura. Desta maneira, a resposta estrutural dinâmica, obtida neste tipo de ensaio experimental é mais confiável, pois apresenta um grau de coerência da resposta dinâmica (picos de frequências) definido com mais qualidade e precisão.

b) Frequências naturais e modos de vibração obtidos experimentalmente

Os resultados da investigação experimental revelam a identificação de três frequências naturais da passarela em estudo, correspondentes aos modos de vibração com preponderância das componentes modais associadas às direções verticais do modelo estrutural. Cabe ressaltar que os valores das frequências naturais, correspondentes aos modos de vibração verticais, obtidos dos testes experimentais realizados para as cinco situações investigadas ao longo do trabalho foram apresentados e comparados entre si, quantitativamente, e foram observados valores de frequências muito próximos, com diferenças apenas na primeira e segunda casa decimal. Assim sendo, destaca-se, a partir dos resultados oriundos dos testes experimentais, que o valor da primeira frequência natural da passarela foi de 4,90 Hz (Ensaio 1); 4,75 a 5,00 Hz (Ensaio 2); 4,88 Hz (Ensaio 3 e 4) e de 4,81 Hz (Ensaio 5). De outra forma, para a segunda frequência natural os valores experimentais obtidos dos ensaios foram, respectivamente, 17,63 Hz (Ensaio 1); 14,75 Hz a 17,63 Hz (Ensaio 2); 17,75 Hz, (Ensaio 3) e 17,50 Hz (Ensaio 4). No que tange a terceira frequência natural os valores foram de 36,33 Hz (Ensaio 1); 35,25 Hz a 37,63 Hz (Ensaio 2); 36,25 Hz (Ensaio 3) e 36,63 Hz (Ensaio 4). Tal fato ressalta a concordância entre os valores das frequências naturais obtidos experimentalmente e indica uma boa validação dos testes experimentais. Convém chamar a atenção do leitor para o fato de que o Ensaio 5 fornece apenas o valor da frequência fundamental da passarela, pois o mesmo foi realizado, de maneira simplificada, com base no emprego de um *Tablet*.

c) Coeficiente de amortecimento estrutural experimental

Os coeficientes de amortecimento da passarela de concreto armado investigada foram obtidos experimentalmente, apresentando valores muito próximos, em todos os ensaios realizados. Entretanto, deve-se ressaltar que os valores dos coeficientes de amortecimento estrutural obtidos com base do sistema *ADS 2002* devem ser considerados mais confiáveis do que aqueles obtidos a partir do uso do sistema *PDV 100*. Tal fato se explica devido à forma de obtenção das velocidades do movimento do sistema estrutural, via sistema *PDV 100*, através do efeito Doppler, pois se torna difícil para o autor garantir que a estrutura de referência estava em total

repouso no momento exato da medição. Deste modo, o valor do coeficiente de amortecimento estrutural obtido em relação ao primeiro modo de vibração, com preponderância de esforços de flexão, foi igual a 1,80% (Ensaio 1); 1,55% (Ensaio 3) e 1,80% (Ensaio 4). Por outro lado, em relação ao segundo modo de vibração, também com predominância de flexão, estes valores são iguais a 1,15% (Ensaio 1); 1,04% (Ensaio 3) e 1,12% (Ensaio 4). Finalmente, para o terceiro modo de flexão da estrutura estes coeficientes se apresentam como sendo de 1,02% (Ensaio 1); 1,24% (Ensaio 3) e 0,86% (Ensaio 4). Cabe ressaltar que no Ensaio 2 não foram obtidos valores apropriados para a função de coerência da relação existente entre a excitação e a resposta estrutural dinâmica e o Ensaio 5 fornece apenas o valor da primeira frequência natural do sistema, pois o mesmo foi realizado, com base no usos de um *Tablet*.

d) Massa modal experimental da passarela

Os valores das massas modais experimentais da estrutura foram obtidos utilizando-se o método de obtenção dos picos (*Peak-picking method*), no que tange ao primeiro e o segundo modos de vibração do sistema. Estes valores das massas modais foram comparados com aqueles retirados do modelo em elementos finitos. Pode-se perceber que a comparação entre os valores das massas modais demonstra que a calibração do modelo numérico foi efetuada de forma satisfatória, com diferenças da ordem de 10% (primeiro modo) a 15% (segundo modo).

e) Acelerações de pico obtidas experimentalmente

Ao longo do estudo foi verificado que os valores das acelerações de pico sofrem variações importantes, de acordo com o modelo de carregamento dinâmico empregado. Foi constatado que quanto maior a sincronização do caminhar dos pedestres com os harmônicos da excitação, associados à ressonância da primeira frequência natural da passarela, maiores serão os valores das acelerações de pico. Tal situação foi observada, por exemplo, para os valores das acelerações obtidos com oito pedestres caminhando em ressonância com o segundo harmônico do modelo ( $a_p = 0,157 \text{ m/s}^2$ ) em comparação com o caso em que doze pessoas estão caminhando na mesma condição ( $a_p = 0,143 \text{ m/s}^2$ ), conforme exposto anteriormente.

Cabe ressaltar que os resultados quantitativos mais significativos obtidos ao longo das análises de vibração forçada, no que diz respeito aos valores das acelerações máximas ou de pico, ocorrem, de forma geral, quando o pedestre se encontra caminhando sobre a seção estrutural estudada com ressonância em relação ao segundo harmônico ( $2 \times 2,45 \text{ Hz} = 4,90 \text{ Hz}$ ), da ação dinâmica do pedestre sobre a passarela, seguidos pelo ensaio de ressonância do terceiro harmônico ( $3 \times 1,60 \text{ Hz} = 4,80 \text{ Hz}$ ).

Os demais ensaios de vibração forçada estudados, que conduziram a outros valores de aceleração de pico, em ordem decrescente de importância, são referentes à caminhada rápida ( $f_p = 2,30 \text{ Hz}$ ), caminhada lenta ( $f_p = 1,70 \text{ Hz}$ ) e caminhada normal ( $f_p = 2,00 \text{ Hz}$ ).

Assim sendo, os resultados mais significativos sob o ponto de vista quantitativo foram os seguintes: caminhada rápida com frequência do passo de  $2,45 \text{ Hz}$  -  $0,143 \text{ m/s}^2$  ( $a_p = 0,143 \text{ m/s}^2$ ) [12 pessoas],  $0,053 \text{ m/s}^2$  ( $a_p = 0,053 \text{ m/s}^2$ ) [8 pessoas], e  $0,048 \text{ m/s}^2$  ( $a_p = 0,048 \text{ m/s}^2$ ) [1 pessoa]; caminhada lenta com frequência do passo de  $1,60 \text{ Hz}$  -  $0,055 \text{ m/s}^2$  ( $a_p = 0,055 \text{ m/s}^2$ ) [12 pessoas],  $0,075 \text{ m/s}^2$  ( $a_p = 0,075 \text{ m/s}^2$ ) [8 pessoas] e  $0,026 \text{ m/s}^2$  ( $a_p = 0,026 \text{ m/s}^2$ ) [1 pessoa].

Deste modo, considerando-se os resultados experimentais encontrados, diante dos casos de carregamento dinâmicos investigados neste estudo, a passarela de pedestres analisada não viola os critérios de conforto humano ( $a_p < a_{lim}$ ) (SÉTRA [130]; HIVOSS [131]; ISO 2631-2 [132]; Murray *et al.* [122]), exceção feita quando o critério de projeto do AISC [122] é considerado em relação ao ensaio adicional com ressonância no segundo harmônico [ver itens 9.3 e 9.4, com valor de aceleração de pico  $a_p = 0,157 \text{ m/s}^2$  ( $a_p > a_{lim}$ )].

#### f) Calibração das frequências naturais e modos de vibração

O modelo numérico da passarela foi calibrado a partir de medições experimentais, inicialmente, no que diz respeito aos valores das frequências naturais da estrutura investigada. Deve-se ressaltar que o modelo numérico desenvolvido apresentou resultados coerentes e confiáveis, pois a diferença existente entre os valores numéricos e experimentais são muito pequenas, com valores máximos da ordem de 0,41%, 11,49% e 13,93%, em relação ao primeiro, segundo e terceiro modos de vibração verticais da estrutura, respectivamente. Cabe ressaltar, também,

que as formas modais obtidas experimentalmente, mediante o emprego dos acelerômetros, coincidiram com boa precisão com aquelas geradas via análise modal numérica.

g) Calibração das acelerações de pico

Os modelos de carregamento experimentais representativos das ações dinâmicas impostas pelo caminhar dos pedestres sobre a passarela, foram estudados e implementados numericamente, objetivando simular da forma mais realista dentro do possível os valores das acelerações de pico geradas pelo caminhar humano. Para tal, foi desenvolvida uma estratégia de modelagem numérica com base no emprego de sistemas biodinâmicos utilizados para a simulação do caminhar das pessoas. Estes modelos biodinâmicos correspondem a sistemas do tipo massa-mola-amortecedor, com um grau de liberdade, evidenciando assim o efeito da interação dinâmica pedestre-estrutura (sistema pedestre-estrutura).

Os modelos biodinâmicos foram acoplados sobre o modelo em elementos finitos da passarela, no que tange às análises de vibração forçada, conduzindo a uma boa calibração da resposta estrutural dinâmica do modelo, gerando resultados satisfatórios em relação aos com os valores experimentais. A diferença existente entre os valores da resposta numérica e os valores experimentais é pequena, com diferenças da ordem de 5,5% e 9,7% para os valores máximos e mínimos das acelerações de pico, respectivamente, no que se refere à caminhada de apenas uma pessoa em ressonância com o segundo harmônico da estrutura ( $f_p = 2,45$  Hz).

Dando sequência a análise dos resultados, cabe destacar que para a caminhada realizada por oito pessoas sobre a estrutura, os valores destas diferenças existentes entre a resposta estrutural dinâmica fornecida via modelos numéricos em comparação com os testes experimentais, para os valores de aceleração de pico (valores máximos e mínimos, respectivamente) são os seguintes: 16,4% e 9,6% para a caminhada lenta ( $f_p = 1,60$  Hz); 0,2% e 1,2% para caminhada lenta ( $f_p = 1,70$  Hz); 12,8% e 13,2% para a caminhada normal ( $f_p = 2,00$  Hz); 8,6% e 6,5% para caminhada rápida ( $f_p = 2,30$  Hz) e 0,3% e 1,7% para a caminhada rápida ( $f_p = 2,45$  Hz).

Finalmente, conclui-se que a natureza do modelo de carregamento dinâmico adotado, bem como as suas componentes harmônicas, é de vital importância para uma boa simulação numérica da caminhada humana sobre passarelas, especialmente no que diz respeito aos valores das acelerações de pico. Deve-se destacar, também, que as propriedades dinâmicas (massa, rigidez e amortecimento) da passarela e dos pedestres devem ser estabelecidas de maneira coerente, pois estas grandezas são bastante relevantes para uma correta definição da resposta estrutural dinâmica do modelo, no que diz respeito ao caminhar dos pedestres (caminhada lenta, normal e rápida).

### 10.3 Sugestões para trabalhos futuros

- a) Modelagem de outros sistemas biodinâmicos, além do S1GL utilizado nesta tese de doutorado, objetivando uma representação mais refinada dos pedestres caminhando sobre a estrutura (efeito da interação dinâmica pedestre-estrutura).
- b) Proceder a simulações numéricas, com base no emprego do método de Monte Carlo, no que tange a geração aleatória dos parâmetros dos modelos biodinâmicos, de maneira a simular carregamentos de multidão, com muitas pessoas sobre a passarela.
- c) Realização de estudos com outras hipóteses de carregamentos dinâmicos, considerando-se a aleatoriedade do caminhar dos pedestres e trajetórias não retilíneas.
- d) Desenvolvimento de estudos numéricos e experimentais com sistemas estruturais de passarelas com diferentes tipos de materiais (concreto e madeira), objetivando a realização de estudos comparativos.
- e) Considerar sistemas estruturais de passarelas mais flexíveis, com diferentes faixas de frequências naturais, de modo a investigar a ressonância estrutural em relação ao primeiro harmônico.



## REFERÊNCIAS

- [1] BBC NEWS. Scores hurt as US bridge collapses. Publicado em 21 de Maio de 2000, Disponível em: <http://news.bbc.co.uk/1/hi/world/americas/757611.stm>, Acesso em: 20 de julho de 2016.
- [2] BROWNJOHN, J.M.W. Vibration Characteristics of a Suspension Footbridge. In: International Journal of Sound and Vibration, 202, p. 29-46, 1997.
- [3] KERR, S.C., BISHOP, N.W.M. Human induced loading on flexible staircases. Engineering Structures, 23, 37-45, 2001.
- [4] NEWLAND, D.E. Vibration of the London Millennium Footbridge: Cause and Cure. In: International Journal of Acoustics and Vibration, 8-1, p. 9-14, 2003.
- [5] FITZPATRICK, A. DALLARD, P. BOURVA, S. LOW, A. Smith, R. R. and WILLFORD, M. The Millennium Bridge, The Royal Academy of Engineering, London, UK, 2001.
- [6] WILLFORD, M. Dynamic actions and reactions of pedestrians. The International Conference on the Design and Dynamic Behaviour of Footbridges, p. 66–73, Paris, France, 2002.
- [7] LAW, S.S., WU, Z.M. CHAN, S.L. Vibration control study of a suspension footbridge using hybrid slotted bolted connection elements. Engineering Structures, 26(1), p.107-116, 2004.
- [8] BROWNJOHN, J.M.W., DUMANOGLU, A.A., TAYLOR, C.A. Dynamic Investigation of a Suspension Footbridge. Engineering Structures, 16 (6), p.395-406, 1994.
- [9] SEILER, C.; OCCHIUZZI, A.; SPIZZUOCO, M.; SERINO, G. Dynamic stress analysis due to moving loads on footbridges. Convegno Nazionale Dell'associazione Italiana Per L'analisi Delle Sollecitazioni, 32, 2003, Salerno, Italy. Proceedings Salerno, Italy, 2003.
- [10] CAETANO, E., CUNHA, A., MAGALHAES, F. e MOUTINHO, C. Studies for controlling human-induced vibration of the Pedro e Inês footbridge, Portugal. Part1: Assessment of dynamic behavior, p.1069-1081, Elsevier 2010.
- [11] ŽIVANOVIĆ, S., PAVIĆ, A., REYNOLDS, P. Vibration serviceability of footbridges under human-induced excitation: a literature review. International Journal of Sound and Vibration, v. 279, No. 1-2, p.1-74, 2005.

- [12] ŽIVANOVIĆ, S., PAVIĆ, A., REYNOLDS, P. Modal Testing and FE Model Tuning of a Lively Footbridge Structure. *Engineering Structures*, v. 28 (6), p.857-868, 2005.
- [13] OBATA, T., MIYAMORI, Y. Identification of a Human Walking Force Model Based on Dynamic Monitoring Data from Pedestrian Bridges. *Computers and Structures*, 84, p.541-548, 2006.
- [14] NAKAMURA, S. I.; FUJINO, Y. Transversal horizontal vibration on a pedestrian cablestayed bridge. *Structural Engineering International*, v. 12, n. 4, p. 295-300, 2002.
- [15] NAKAMURA, S. I.; KAWASAKI, T. Lateral Vibration of Footbridges by Synchronous Walking. *Journal of Constructional Steel Research*, 62, p. 1148-1160, 2006.
- [16] HUANGA, M.H., THAMBIRATNAMA, D.P., PERERA N.J. Dynamic Performance of Slender Suspension Footbridges Under Eccentric Walking Dynamic Loads. *Journal of Sound and Vibration*, 303, p.239-254, 2007.
- [17] BROWNJOHN, J.M.W., PAVIC, A. Experimental Methods for Estimating Modal Mass in Footbridges Using Human-Induced Dynamic Excitation. *Engineering Structures*, 29, p.2833-2843, 2007.
- [18] NHLEKO, S., ZINGONI, A., MOYO P. A Variable Mass Model for Describing Load Impulses Due to Periodic Jumping. *Engineering Structures*, v.30, n 6, p.1760-1769, 2008.
- [19] BS 6399. Loading for buildings. Code of practice for dead and imposed loads, Ingleterra, p. 1-16, 1996.
- [20] NÁPRSTEK, J., FISCHER, C. Auto-Parametric Semi-Trivial and Post-Critical Response of a Spherical Pendulum Damper. *Computers and Structures*, 87, p.1204-1215, 2009.
- [21] BRUNO, L., VENUTI, F. Crowd–Structure Interaction in Footbridges: Modelling, Application to a Real Case-Study and Sensitivity Analyses. *Journal of Sound and Vibration*, 323, p.475-493, 2009.
- [22] SCHLUNE, H., PLOS, M., GYLLTOFT, K. Improved Bridge Evaluation Through Finite Element Model Updating Using Static and Dynamic Measurements. *Engineering Structures*, 31, p.1477-1485, 2009.

- [23] NAKAMURA, S., KAWASAKI, T. A Method for Predicting the Lateral Girder Response of Footbridges Induced by Pedestrians. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, p.1705-1711, 2009.
- [24] PICCARDO, G., TUBINO F. Simplified Procedures for Vibration Serviceability Analysis of Footbridges Subjected to Realistic Walking Loads. *Computers and Structures*, 87, p.890-903, 2009.
- [25] DÍAZ, I. M., REYNOLDS, P. Acceleration feedback control of human-induced floor vibrations. *Engineering Structures*, 32, p.163-173, 2010.
- [26] BARBARIGOS, L.R., ALI, N.B.H., MOTRO, R., SMITH, I.F.C. Designing Tensegrity Modules for Pedestrian Bridges. *Engineering Structures*, 32, p.1158-1167, 2010.
- [27] CAETANO, E., CUNHA, A., MAGALHÃES, F., MOUTINHO, C. Studies for Controlling Human-Induced Vibration of the Pedro e Inês Footbridge, Portugal. Part 1: Assessment of Dynamic Behaviour. *Engineering Structures*, 32, p.1069-1081, 2010.
- [28] CAETANO, E., CUNHA, A., MAGALHÃES, F., MOUTINHO, C. Studies for Controlling Human-Induced Vibration of the Pedro e Inês Footbridge, Portugal. Part 2: Implementation of tuned mass dampers. *Engineering Structures*, 32, p.1082-1091, 2010.
- [29] WEBER, B., FELTRIN, G. Assessment of Long-Term Behavior of Tuned Mass Dampers by System Identification. *Engineering Structures*, 32, p.3670-3682, 2010.
- [30] ALI, N.B.H., BARBARIGOS, L.R., ALBI, A.A.P., SMITH, I.F.C. Design Optimization and Dynamic Analysis of a Tensegrity-Based Footbridge. *Engineering Structures*, 32, p.3650-3659, 2010.
- [31] MOSCHAS, F., STIROS, S. Measurement of the dynamic Displacements and of the Modal Frequencies of a Short-Span Pedestrian Bridge Using GPS and an Accelerometer. *Engineering Structures*, 33, p.10-17, 2011.
- [32] FARIDANI, H.M., BARGHIAN, M. Improvement of Dynamic Performances of Suspension Footbridges by Modifying the Hanger Systems. *Engineering Structures*, 34, p.52-68, 2012.
- [33] BRUNO, L., VENUTI, F., NASCÉ, V. Pedestrian-Induced Torsional Vibrations of Suspended Footbridges: Proposal and Evaluation of Vibration Countermeasures. *Engineering Structures*, 36, p.228-238, 2012.

- [34] CAPRANI, C.C., KEOGH, J., ARCHBOLD, P., FANNING, P. Enhancement Factors for the Vertical Response of Footbridges Subjected to Stochastic Crowd Loading. *Computers and Structures*, 102-103, p. 87-96, 2012.
- [35] DÍAZ, I.M., PEREIRA, E., HUDSON, M.J., REYNOLDS, P. Enhancing Active Vibration Control of Pedestrian Structures Using Inertial Actuators with Local Feed Back Control. *Engineering Structures*, 41, p. 157-166, 2012.
- [36] PICCARDO, G., TUBINO F. Equivalent Spectral Model and Maximum Dynamic Response for the Serviceability Analysis of Footbridges. *Engineering Structures*, 40, p. 445-456, 2012.
- [37] MOAVENI, B., BEHMANESH, I. Effects of Changing Ambient Temperature on Finite Element Model Updating of the Dowling Hall Footbridge. *Engineering Structures*, 43, p. 58-68, 2012.
- [38] KORKMAZ, S. A Review of Active Structural Control: Challenges for Engineering Informatics. *Computers and Structures*, 89, p.2113-2132, 2011.
- [39] ZUO, D., HUA, J., LANDUYT, D.V. A Model of Pedestrian-Induced Bridge Vibration Based on Full-Scale Measurement. *Engineering Structures*, 45, p. 117-126, 2012.
- [40] DEBONA, G. L. ZÚÑIGA, J. E. V. SILVA, J. G. S. Finite Element Modelling of the Dynamic Behaviour of Composite (Steel-Concrete) Tubular Footbridges. *International Journal of Modeling and Simulation for the Petroleum Industry*, v. 6, no.1, p. 9-18, 2012.
- [41] SILVA, J. G. S. SIEIRA, A. C. C. F. DEBONA, G. L. VELLASCO, P. C. G. S. LIMA, L. R. O. Finite Element Modelling of the Dynamic Behaviour of Tubular Footbridges. Em EBRAHIMI, F. ISBN 978-953-51-0769-9. *Finite Element Analysis – New Trends and Developments*. Editora InTech. Capítulo 15, 2012.
- [42] DEBONA, G. L. SILVA, J. G. S. SIEIRA, A. C. C. F. Dynamic Analysis of Steel-Concrete Composite Tubular Footbridges Submitted to Human Walking. 4<sup>th</sup> International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering (COMPDYN 2013), p. 1-12, 2013.
- [43] DEBONA, G. L. SILVA, J. G. S. SIEIRA, A. C. C. F. Dynamic Analysis of Tubular Steel-Concrete Composite Footbridges Subjected to Human-Induced Vibrations. CILAMCE 2013 - XXXIV Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, p. 1-20, 2013.

- [44] DEBONA, G. L. SILVA, J. G. S. SIEIRA, A. C. C. F. VELLASCO, P. C. G. S. LIMA, L. R. O. Análise de Vibrações de Passarelas Tubulares Mistas (Aço-Concreto) via Método dos Elementos Finitos. 10<sup>th</sup> World Congress on Computational Mechanics - WCCM, v. 1, n. 1, p. 1-17, 2012.
- [45] DEBONA, G. L. SILVA, J. G. S. SIEIRA, A. C. C. F. VELLASCO, P. C. G. S. LIMA, L. R. O. Finite Element Analysis for Walking Vibration Problems for Tubular Steel-Concrete Composite Footbridges. The Eleventh International Conference on Computational Structures Technology - CST2012, p. 1-13, 2012.
- [46] DEBONA, G. L. SILVA, J. G. S. SIEIRA, A. C. C. F. VELLASCO, P. C. G. S. LIMA, L. R. O. Vibration Analysis of Tubular Footbridges Induced by Human Walking. 14<sup>th</sup> International Symposium on Tubular Structures (ISTS14), Londres, Inglaterra. Editora do Imperial College London, v. 1. p. 1-8, 2012.
- [47] DEBONA, G. L. ZUNIGA, J. E. V. SILVA, J. G. S. Análise Experimental e Modelagem Numérica do Comportamento Dinâmico de Passarelas Tubulares em Aço e Mistas. CILAMCE 2011: XXXII Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, Editora da Universidade Federal de Ouro Preto - UFOP, v. 1. p. 1-18, 2011.
- [48] DEBONA, G. L. SILVA, J. G. S. SIEIRA, A. C. C. F. NEVES, L. F. C. Modelling of the Dynamic Behaviour of Tubular Steel-Concrete Composite Footbridges Subjected to Pedestrian-Induced Vibrations. CC2013 - The Fourteenth International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing. Edimburgo: Civil-Comp Press, v. 1. p. 1-20, 2013.
- [49] HU, W.H., CAETANO, E., CUNHA, A. Structural Health Monitoring of a Stress-Ribbon Footbridge. Engineering Structures, 2012.
- [50] BROWNJOHN, J. M. W., FU, T. N., "Vibration excitation and control of a pedestrian walkway by individuals and crowds". Shock and Vibration, 12, p. 333-347, 2005.
- [51] FERNANDES, H., "Comportamento dinâmico de passarelas modeladas como vigas sujeitas a vibrações na direção vertical induzidas por pedestres". Tese de Doutorado. PPGEM-Programa de pós-graduação em Engenharia Mecânica, 2007.
- [52] BUTZ, C., FELDMANN, M., HEINEMEYER, C., SEDLACEK, G., CHABROLIN, B., LEMAIRE, A., LUKIC, M., MARTIN, P.-O., CAETANO, E., CUNHA, A., GOLDACK, A., KEIL, A., SCHLAICH, M., "Advanced load models for

synchronous pedestrian excitation and optimised design guidelines for steel footbridges”. European Commission, 167 pp., 2008.

- [53] BARKER, C, MACKENZIE, D., “Calibration of the UK National Annex”. Footbridge 2008, Proceedings of the International Conference. Porto, Portugal, 2008.
- [54] BLANCO, C. M., BOUILLARD, Ph., BODARWÉ, E., NEY, L. Structural dynamic design of a footbridge under pedestrian loading, 9th SAMTECH Users Conference, Universidade de Bruxelas, Brussels, Bélgica, 19p, 2005.
- [55] SAMCEF, software de modelagem numérica em elementos finitos, help : <http://www.samcef.com>
- [56] LIMA, N. L. A. Efeito da modelagem do carregamento, do impacto do calcanhar humano e do amortecimento estrutural na resposta dinâmica de passarelas mistas. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, PGE CIV. Universidade do estado do Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 160p, 2007.
- [57] WYATT, T.A. Design Guide on the Vibration of Floors, SCI Publication 076, The Steel Construction Institute and Construction Industry Research and Information, London, 1989.
- [58] INGÓLFSSON, E. T., GEORGAKIS, C. T., RICCIARDELLI, F., JONSSON, J. Experimental identification of pedestrian-induced lateral forces on footbridges; Journal of Sound and Vibration, 2010.
- [59] PIMENTEL, R.L.; PAVIC, A.; WALDRON, P. Evaluation of design requirements for footbridges excited by vertical forces from walking. Canadian. Journal of Civil Engineering, V. 28, n. 5, p. 769-776, 2001.
- [60] INGÓLFSSON, E. T., GEORGAKIS, C. T., JONSSON, J. Pedestrian-induced lateral vibrations of footbridges: A literature review, Engineering Structures 45, p. 21 – 52, 2012.
- [61] BOCIAN, M., MACDONALD, J. H. G., BURN, J. F., Biomechanically Inspired Modeling of Pedestrian-Induced Vertical Self-Excited Forces, American Society of Civil Engineers, 2013.
- [62] NIMMEN, K. V., LOMBAERT, G., JONKERS, I., ROECK, G. D. BROECK, P. V. D. Vibration serviceability of footbridges: evaluation of the current codes of practice. Engineering Structures, v. 59, p. 448-461, 2014.

- [63] NIMMEN, K. V., LOMBAERT, G., JONKERS, I., ROECK, G. D. Characterization of walking loads by 3D inertial motion tracking. *Journal of Sound and Vibration*, v. 333, p. 5212-5226, 2014.
- [64] CARROLL, S. P., OWEN, J. S., HUSSEIN, M. F. M. "Experimental identification of the lateral human-structure interaction mechanism and assessment of the inverted-pendulum biomechanical model". *Journal of Sound and Vibration*, v. 333, p. 5865-5884, 2014.
- [65] CARROLL, S. P., OWEN, J. S., HUSSEIN, M. F. M. "Reproduction of lateral ground reaction forces from visual marker data and analysis of balance response while walking on a laterally oscillating deck". *Engineering Structures* v. 49, p. 1034–1047, 2013.
- [66] ZHANG, M., GEORGAKIS, C. T., CHEN, J. Biomechanically Excited SMD Model of a Walking Pedestrian; American Society of Civil Engineers, 2016.
- [67] OHLSSON, S. Floor vibrations and human discomfort [Ph.D. thesis]. Chalmers University of Technology, Suécia, 1982.
- [68] BAUMANN, K. e BACHMANN, H. "Durch menschen verursachte dynamische lasten und deren auswirkungen auf balkentragwerke". Report 7501-3, Institute of Structural Engineering (IBK), Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Suíça, 1988.
- [69] PIMENTEL, R. L. Vibration performance of pedestrian bridges due to human-induced loads [Ph.D. thesis], Universidade de Sheffield, Reino Unido, 1997.
- [70] EBRAHIMPOUR, R. L. SACK, P. D. e CLEEK, V. "Computing crowd loads using a nonlinear equation of motion". 4th International Conference on Civil and Structural Engineering Computing, p. 47–52, Civil-Comp Press, Reino Unido, 1989.
- [71] EBRAHIMPOUR, A. e SACK, R. L. "Design live loads for crowds in motion". Conference Proceeding of Building an International Community of Structural Engineers, v. 1, p. 420–427, 1996.
- [72] BROWNJOHN, J. M.W. FOK, P. ROCHE, M. e Omenzetter, P. "Long span steel pedestrian bridge at Singapore Changi Airport— part 2: crowd loading tests and vibration mitigation measures". *Structural Engineer*, v.82, n. 16, p. 28–34, 2004.
- [73] BROWNJOHN, J. M. W. e FU, T. N. "Vibration excitation and control of a pedestrian walkway by individuals and crowds". *Shock and Vibration*, v. 12, n. 5, p. 333–347, 2005.



- [74] SILVA, J. G. S. DEBONA, G. L. Effect of the pedestrian-structure dynamic interaction on the vibration serviceability of steel-concrete composite footbridges. ICASS 2015 - The 8<sup>th</sup> International Conference on Advances in Steel Structures, p. 1-15, 2015.
- [75] DEBONA, G. L. SILVA, J. G. S. Vibration serviceability assessment of footbridges under pedestrian induced excitation based on biodynamic loading models. CC 2015 - The 15<sup>th</sup> International Conference on Civil – Structural and Environmental Engineering Computing, p. 1-18, 2015.
- [76] DEBONA, G. L. SILVA, J. G. S. Efeito da interação dinâmica pedestre-estrutura sobre a resposta dinâmica de passarelas mistas (aço-concreto). CILAMCE 2014 - XXXV Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, p. 1-20, 2014.
- [77] DEBONA, G. L. SILVA, J. G. S. Human Comfort Analysis of Concrete Pedestrian Footbridges Using Biodynamic Models. ICOEV 2015 – International Conference on Engineering Vibration, p. 1-10, 2015.
- [78] DUARTE, I. F. B. DEBONA, G. L. SILVA, J. G. S. Análise de Conforto Humano em Passarelas de Pedestres Mistas (Aço-Concreto) com base na Utilização de Modelos Biodinâmicos. CILAMCE 2015 - XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, Editora da ABMEC - Associação Brasileira de Métodos Computacionais em Engenharia, v. 1. p. 1-17, 2015.
- [79] SEGUNDINHO, P. G. A. DIAS, A. A. CARREIRA, M. R. Avaliação de vibrações em passarelas de Madeira por meio de modelo reduzido. Revista da associação portuguesa de análise experimental de tensões, v. 21, p. 93-99, 2012.
- [80] WERKLE, H. BUTZ, C. TATAR, R. Effectiveness of “Detuned” TMD’s for beam-like footbridges. Advances in Structural Engineering, v. 16, n. 1, p. 21-31, 2013.
- [81] SEBASTIÁN, J. DÍAZ, I. M. CASADO, C. M., PONCELA, A. V. LORENZANA, A. Evaluation of acceleration estimates due to pedestrian loading on an in-service footbridge. Informes de la Construcción, v. 65, p. 335-348, 2013
- [82] FELTRIN, G. JALSAN, K. E. e FLOURI, K. Vibration monitoring of a footbridge with a wireless sensor network. Journal of Vibration and Control, v. 19, n. 15, p. 2285-2300, 2016.

- [83] SILVA, J. G. S. DEBONA, G. L. GASPAR, C. M. R. Experimental and Numerical Assessment of the Dynamical Behaviour of a Footbridge Under Human-Induced Loads. MATEC Web of Conferences, v. 24, c. 07007, p. 1-6, 2015.
- [84] SILVA, J. G. S. DEBONA, G. L. GASPAR, C. M. R. Experimental and Numerical Assessment of the Dynamical Behaviour of a Footbridge Under Human-Induced Loads. EVACES 2015 - 6<sup>th</sup> International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, editora do EMPA - Swiss Federal Laboratories for Materials Science and Technology, v. 1. p. 1-6, 2015.
- [85] SILVA, J. G. S. DEBONA, G. L. GASPAR, C. M. R. Structural Dynamic Assessment of a Footbridge Under Human-Induced. SEMC 2016 - The Sixth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, v. 1, p. 1-6, 2016.
- [86] DEBONA, G. L. GASPAR, C. M. R. SILVA, J. G. S. Avaliação Experimental e Numérica sobre a Resposta Dinâmica de Passarelas de Pedestres. Cilamce 2015 - XXXVI Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, editora da ABMEC - Associação Brasileira de Métodos Computacionais em Engenharia, v. 1. p. 1-18, 2015.
- [87] DEBONA, G. L. SOUZA, P. V. Jr. SILVA, J. G. S. Modelagem Numérica do Caminhar Humano sobre Passarelas de Pedestres. Cilamce 2016 - XXXVII Ibero-Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, editora da ABMEC - Associação Brasileira de Métodos Computacionais em Engenharia, v. 1. p. 1-20, 2016.
- [88] QUIN, J. W. LAW, S. S., YANG, Q. S. E YANG, N. Pedestrian-bridge dynamic interaction, including human participation. Journal of Sound and Vibration, v. 332, p. 1107-1124, 2013.
- [89] GRUNDMANN, H. KREUZINGER, H. e SCHNEIDER, M. Dynamic calculations of footbridges. Bauingenieur, v. 68, n. 5, p. 215-225, 1993.
- [90] DALLARD, P. FITZPATRICK, A. J. FLINT, A. LEBOURVA, S. LOW, A. RIDSDILL-SMITH, R.M. e WILLFORD, M. The London Millennium Footbridge, Structural Engineer. v. 79, n. 22, p. 17-33, 2001.
- [91] DALLARD, P. FITZPATRICK, A. J. FLINT, A. LEBOURVA, S. LOW, A. RIDSDILL-SMITH, R.M. e WILLFORD, M. London Millennium Bridge:

- pedestrian-induced lateral vibration. *Journal of Bridge Engineering*, v. 6, n. 6, p. 412-417, 2001.
- [92] MOURING, S. E. e ELLINGWOOD, B. R. Guidelines to minimize floor vibrations from building occupants. *Journal of Structural Engineering*, v. 120, n. 2, p. 507-526, 1994.
- [93] RICCIARDELLI, F. e PIZZIMENTI, A. D. Lateral walking-induced forces on footbridges. *Journal of Bridge Engineering*, v 12, n. 6, p. 677-688, 2007.
- [94] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações, Rio de Janeiro, 1980.
- [95] ŽIVANOVIĆ, S., PAVIĆ, A., e INGOLFSSON, E. T. "Modeling spatially unrestricted pedestrian traffic on footbridges". *Journal of Structural Engineering*, v. 136, n. 10, p. 1296–1308, 2010.
- [96] BROWNJOHN, J. M. W. "Vibration serviceability of footbridges". 2nd International Conference on Structural Engineering. *Mechanics and Computation*, p. 419–423, 2004.
- [97] BROWNJOHN, J.M.W. PAVIC, A. e OMENZETTER, P. A. "A spectral density approach for modelling continuous vertical forces on pedestrian structures due to walking". *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 31, n. 1, p. 65–77, 2004.
- [98] KASPERSKI, M. e SAHNACI, C. "Serviceability of pedestrian structures". 25th Conference and Exposition on Structural Dynamics, p. 774–798, Orlando, USA, 2007.
- [99] SHAHABPOOR, E. e PAVIC, A. "Comparative evaluation of current pedestrian traffic models on structures". *Dynamics of Civil Structures. Proceedings of the 30th IMAC, A Conference on Structural Dynamics, 2012, Conference Proceedings of the Society for Experimental Mechanics Series*, v. 1, p. 41–52, Alemanha, 2012.
- [100] ELLIS, B. R. e JI, T. "Human-structure interaction in vertical vibrations". *Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, v. 122, n. 1, p. 1–9, 1997.
- [101] ŽIVANOVIĆ, S. DIAZ, I. M. e PAVIĆ, A. "Influence of walking and standing crowds on structural dynamic properties". 27th Conference & Exposition on Structural Dynamics (IMAC 09), Orlando, USA, 2009.
- [102] SACHSE, R. The influence of human occupants on the dynamic properties of slender structures [Ph.D. thesis], University of Sheffield, Sheffield, UK, 2003.

- [103]ISO 5982. International Organization for Standardization. Bases for Design of Structures - Vibration and Shock-Mechanical driving point impedance of the human body, 1981.
- [104]MATSUMOTO, Y., GRIFFIN, M. J., “Mathematical models for the apparent masses of standing subjects exposed to vertical whole-body vibration”, *Journal of Sound and Vibration*, 260 (2003) 431–451.
- [105]SACHSE, R., PAVIC, A., REYNOLDS, P., “Human–Structure Dynamic Interaction in Civil Engineering Dynamics: A Literature Review”. *The Shock and Vibration Digest*, Vol. 35, No. 1, pp. 3–18, 2003.
- [106]SACHSE, R. PAVIC, A. e REYNOLDS, P. “The influence of a group of human occupants on modal properties of a prototype assembly structure”. 5th European Conference on Dynamics (EURODYN 02), p. 1241–1246, Munique, Alemanha, 2002.
- [107]REYNOLDS, P. PAVIC, A. e IBRAHIM, Z. “Changes of modal properties of a stadium structure occupied by a crowd”. 22nd International Modal Analysis Conference (IMAC-XXII 04), USA, 2004.
- [108]SALYARDS, K. A. e FIRMAN, R. “Human-structure interaction effects of crowd characteristics”. 29th IMAC of the Society for Experimental Mechanics Series. *Civil Engineering Topics*, v. 4, p. 247–254, 2011.
- [109]NHLEKO, S., ZINGONI, A., MOYO, P., “A variable mass model for describing load impulses due to periodic jumping”. *Engineering Structures*, 30, pp. 1760-1769, 2008.
- [110]FERRIS, D. P., LOUIE, M. FARLEY, C. T., “Running in the real world: adjusting leg stiffness for different surfaces”. *Proc. R. Soc. London B* 265, pp. 989-994, 1998.
- [111]NIGG, B. M., LIU, W., “The effect of muscle stiffness and damping on simulated impact force peaks during running”. *Journal of Biomechanics*, 32, pp. 849-856, 1999.
- [112]MIYAMORI, Y., OBATA, T., HAYASHIKAWA, T., SATO, K., “Study on identification of human walking model based on dynamic response characteristics of pedestrian bridges”. The Eighth East Asia-Pacific conference on structural engineering and construction. In: *Proceedings CD-ROM*, Paper No. 1066, 2001.

- [113] KIM, S-H, CHO, K-I, CHOI, M-S, LIM, J-Y. "Development of human body model for the dynamic analysis of footbridges under pedestrian induced excitation". *Steel Structures*, 8, p. 333-345, 2008.
- [114] CAPRANI, C.C., KEOGH, J., ARCHBOLD, P., FANNING, P., "Characteristic Vertical Response of a Footbridge Due to Crowd Loading", *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2011*, Leuven, Belgium, 4-6 July 2011.
- [115] SILVA, F. T., PIMENTEL R. L., "Biodynamic Walking Model for Vibration Serviceability of Footbridges in Vertical Direction", *EURODYN 2011*, Leuven, Belgium, 4-6 July 2011.
- [116] GARCIA, M., CHATTERJEE, A., RUINA, A., COLEMAN, M., "The Simplest Walking Model: Stability, Complexity, and Scaling". *ASME Journal of Biomechanical Engineering*. 1998.
- [117] BACHMANN, H. e AMMANN, W. *Vibrations in structures induced by man and machines*, Structural Engineering Document 3e, International Association for Bridges and Structural Engineering, 1987.
- [118] ANSYS. Swanson Analysis Systems, Inc., P.O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065, Version 10.0, *Basic analysis procedures*, Second edition, 2009.
- [119] CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; *Dynamics of Structures*; McGraw-Hill, 634p, 1993.
- [120] CHOPRA, A. K. *Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering*. 3rd ed., Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007.
- [121] CRAIG JR., R. R. *Structural Dynamics*. John Wiley & Sons, 527 p, 1981.
- [122] MURRAY, T.M., Allen, D.E., Ungar, E.E. *Floor vibrations due to human activity*, Steel Design Guide Series, American Institute of Steel Construction, AISC, Chicago, USA, 2003.
- [123] PRISLAN R., 2008. *Laser doppler vibrometry and modal testing*. University of Ljubljana.
- [124] BILOSOVÁ, A. *Modal Testing*. Apostila, Ostrava, República Tcheca, 2011.
- [125] BRANDT, A. "Noise and vibration analysis – Signal analysis and experimental procedures". 1st ed. John Wiley & Sons, Inc, 2011.
- [126] CUNHA, A., CAETANO, E. "Experimental Modal Analysis of Civil Engineering Structures". *Sound and Vibration*, v. 40 (6), p.12-20, 2006.

- [127] European Committee for Standardization. Eurocode 5: Design of timber structures, Part 2, Bridges, London, UK, 2004.
- [128] SILVA, F. T. e PIMENTEL, R. L. "Biodynamic walking model for vibration serviceability of footbridges in vertical direction". 8th International Conference on Structural Dynamics (Eurodyn 11), p. 1090–1096, Bélgica, 2011.
- [129] SILVA, F. T. BRITO, M. B. F. e PIMENTEL, R. L. Modeling of crowd load in vertical direction using biodynamic model for pedestrians crossing footbridges. *Can. J. Civ. Eng.* v. 40, p. 1196-1204, 2013.
- [130] SÉTRA Footbridge – Assessment of Vibrational Behaviour of Footbridge Under Pedestrian Loading, Technical guide. Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Paris, 2006.
- [131] HIVOSS Human Induced Vibration of Steel Structures, Design of Footbridges Guideline. Research Fund for Coal and Steel, 2008.
- [132] INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION 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, 1989.
- [133] BACHMANN, H., et al. *Vibration problems in structures - practical guidelines*. Basel (Switzerland): Institut für Baustatik und Konstruktion, Birkhäuser, 1995.
- [134] Muszynska, A., 2005, "Rotordynamics", Nevada: Taylor & Francis Group.

## ANEXO A – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM A MODIFICAÇÃO DAS PONTEIRAS DO MARTELO DE IMPACTO DYTRAN

Este anexo tem por objetivo, apresentar as comparações das respostas de velocidade e frequência no domínio do tempo e da coerência das FRF dos sinais de entrada e saída, dos ensaios realizados na passarela com a utilização das quatro ponteiras do martelo de impacto *Dytran*.

- Ensaio I: Excitação no ponto 1 e leitura do PDV no ponto 1

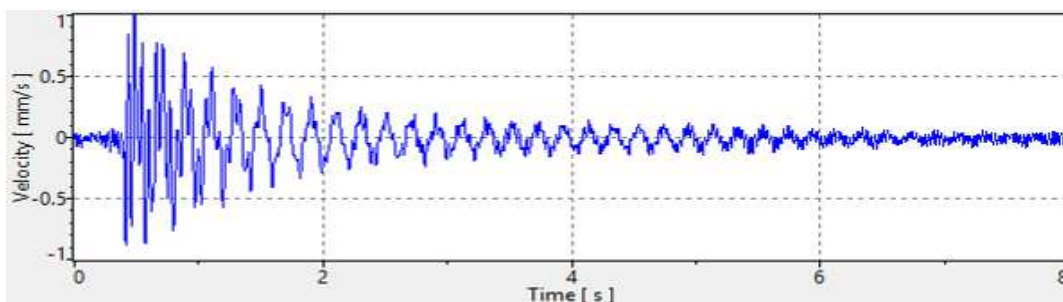


Figura A1 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira laranja

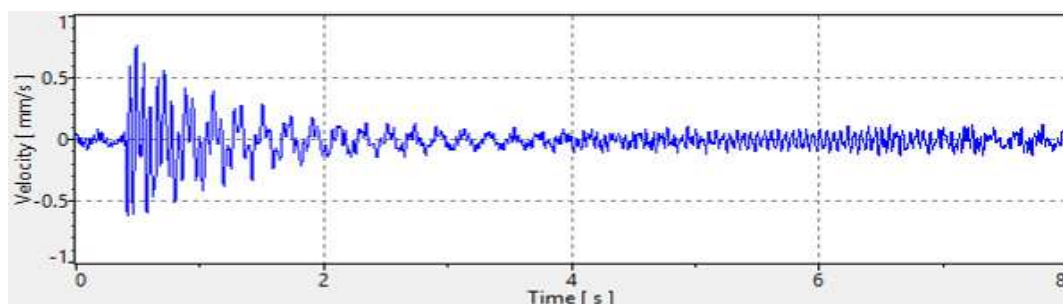


Figura A2 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira verde

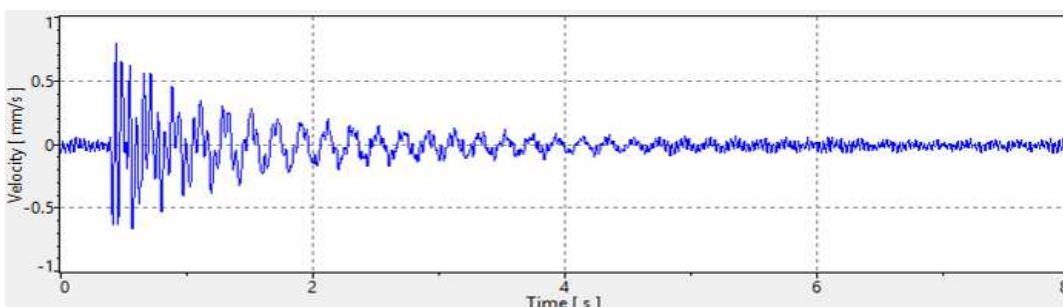


Figura A3 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira vermelha

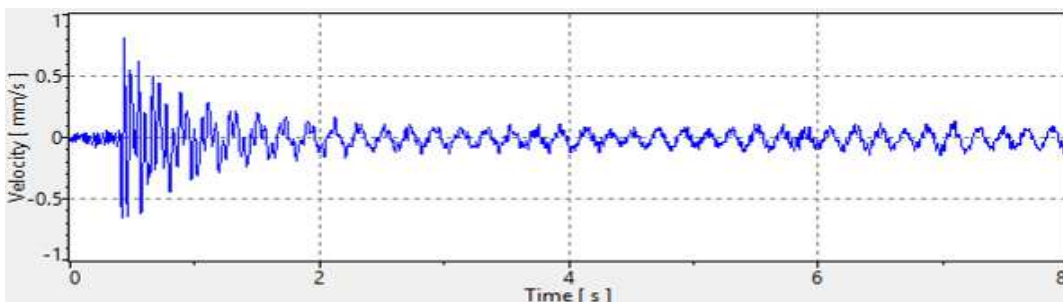


Figura A4 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira preta



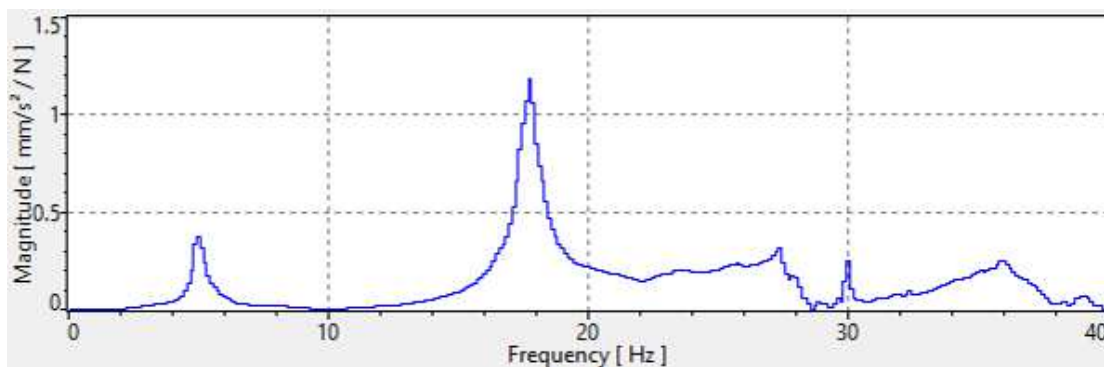


Figura A5 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja

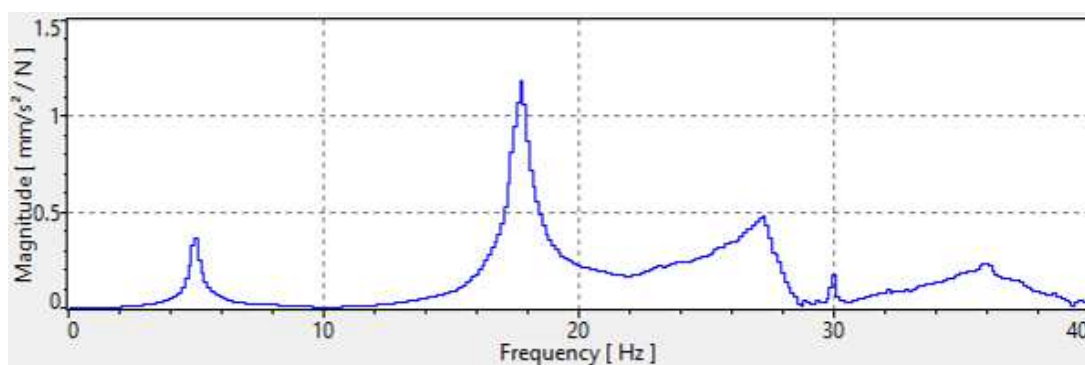


Figura A6 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde

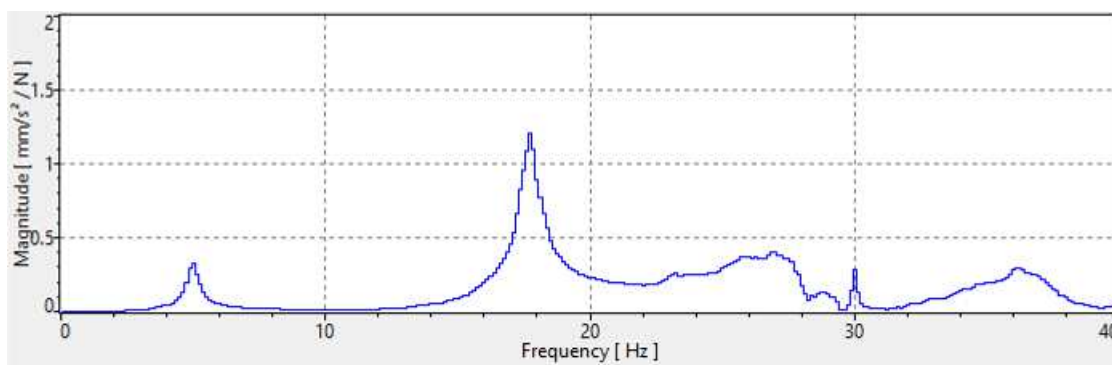


Figura A7 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha

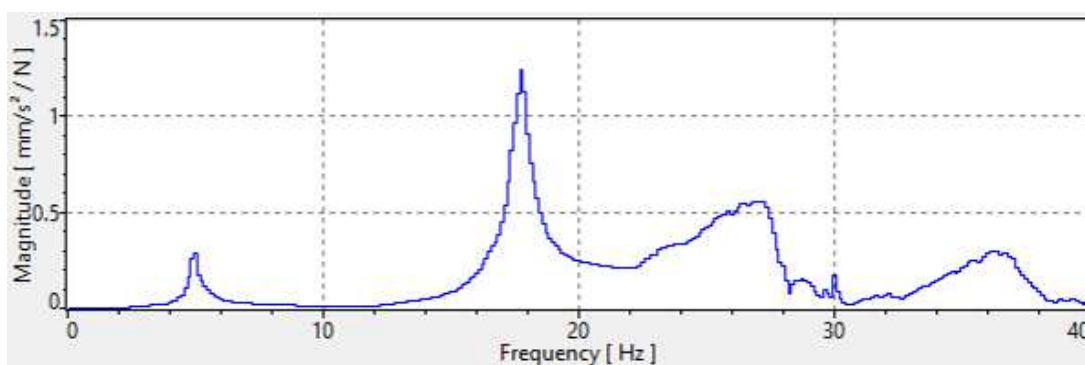


Figura A8 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta

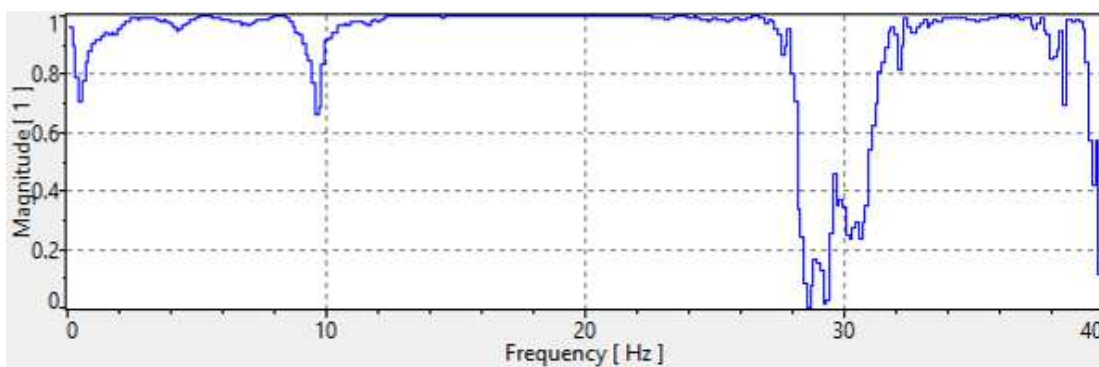


Figura A9 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja

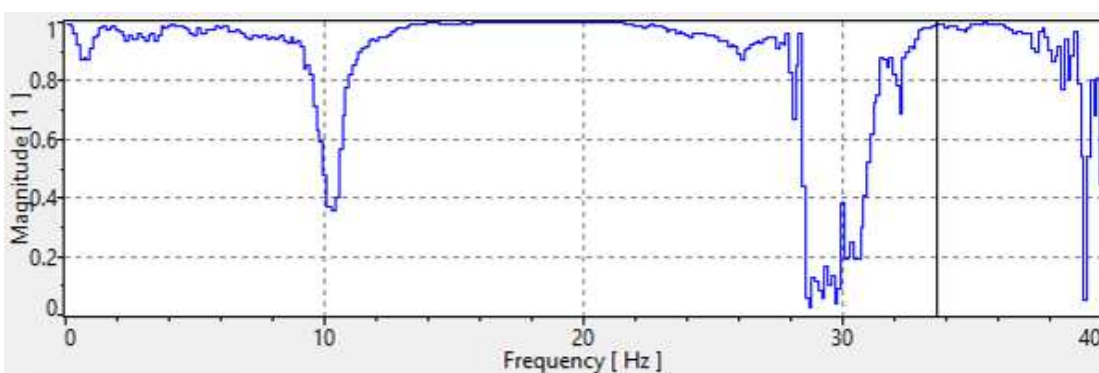


Figura A10 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde

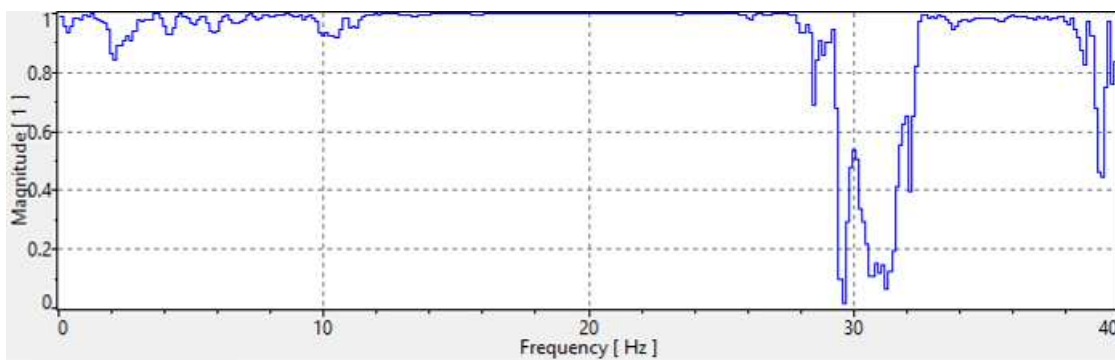


Figura A11 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha

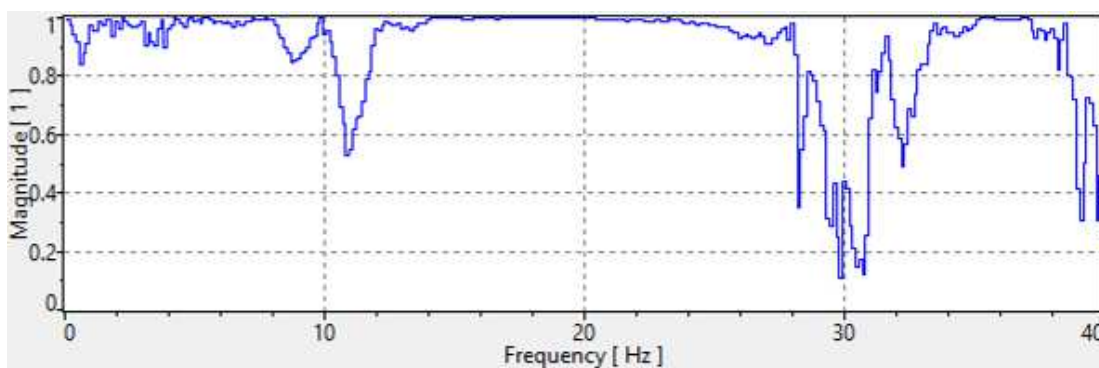


Figura A12 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta

- Ensaio II: Excitação no ponto 2 e leitura do PDV no ponto 1

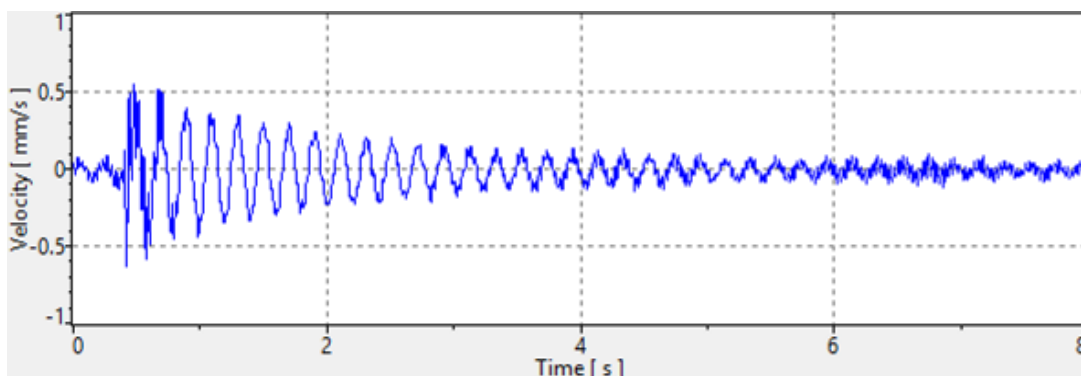


Figura A13 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira laranja

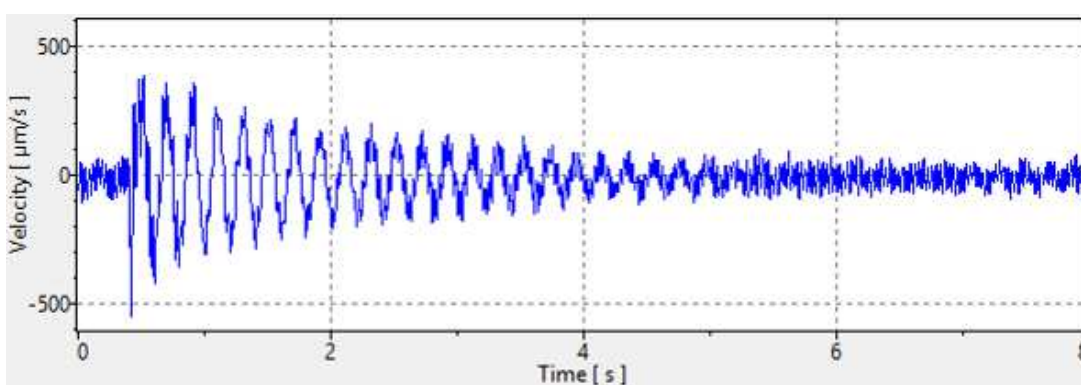


Figura A14 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira verde

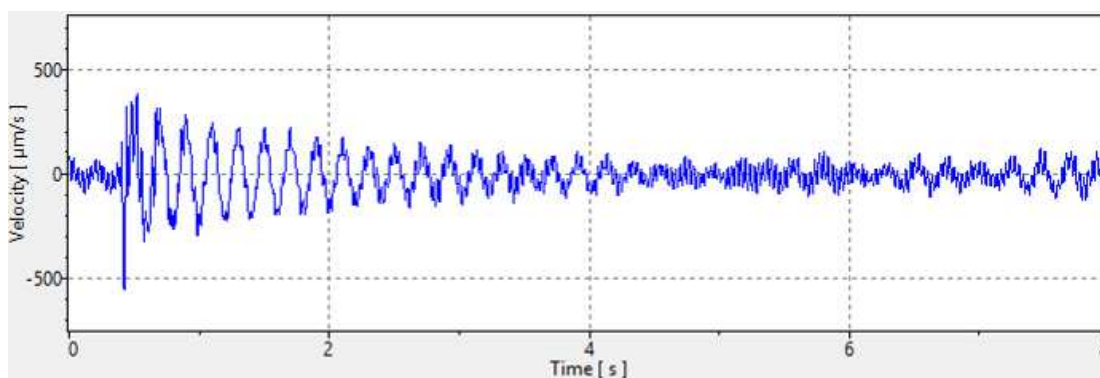


Figura A15 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira vermelha

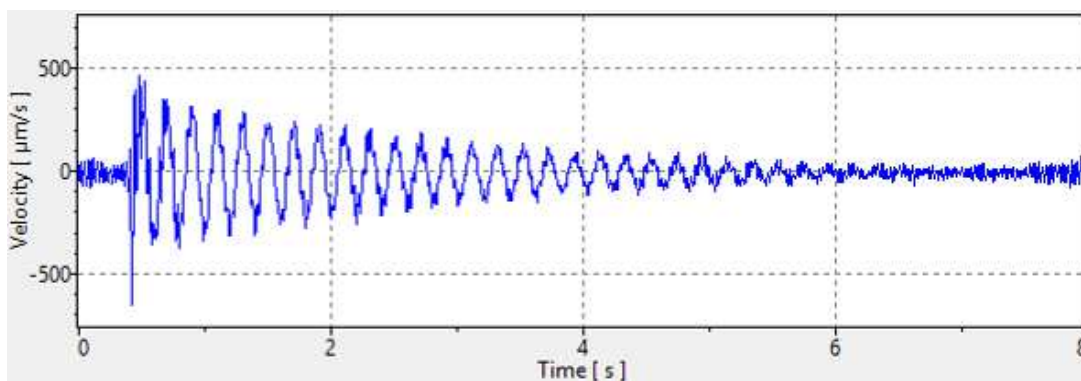


Figura A16 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira preta

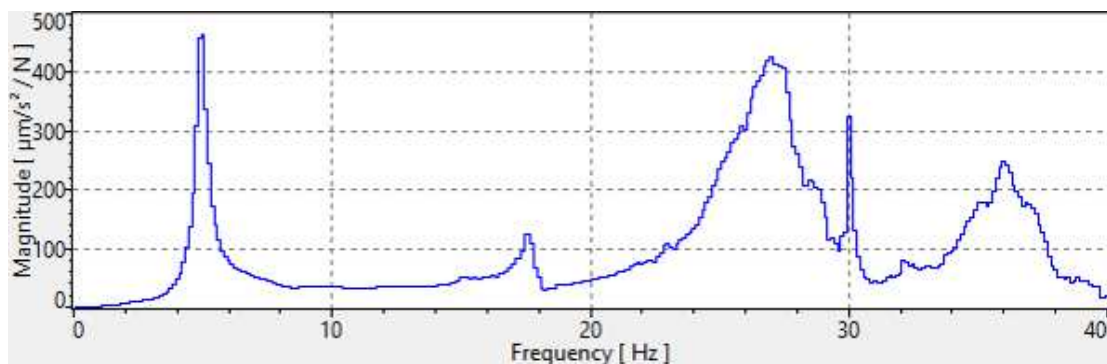


Figura A17 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja

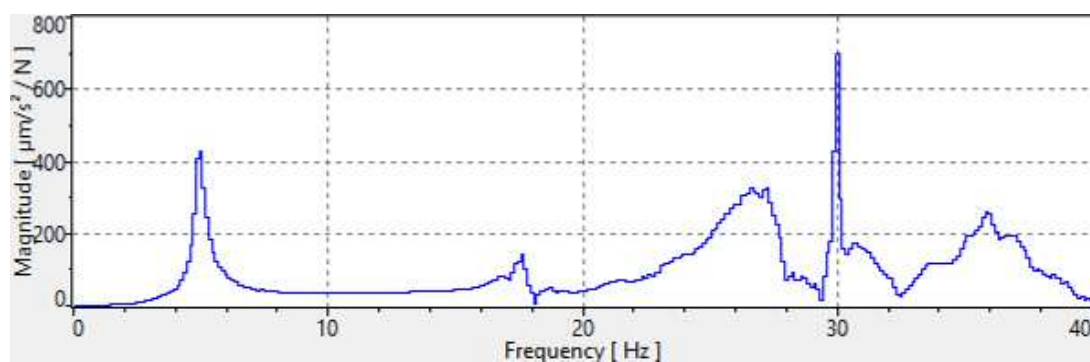


Figura A18 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde

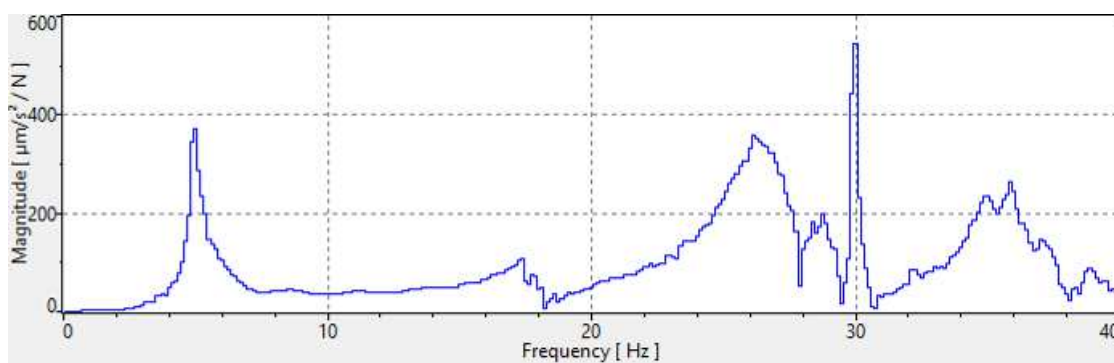


Figura A19 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha

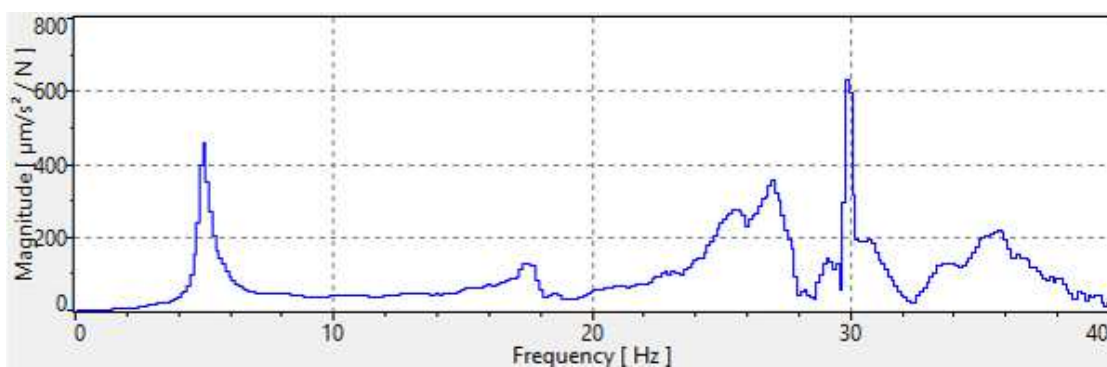


Figura A20 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta



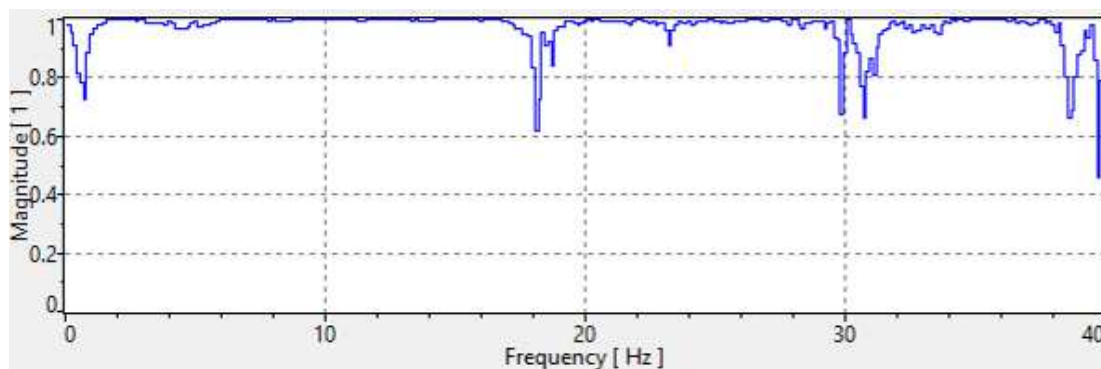


Figura A21 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja

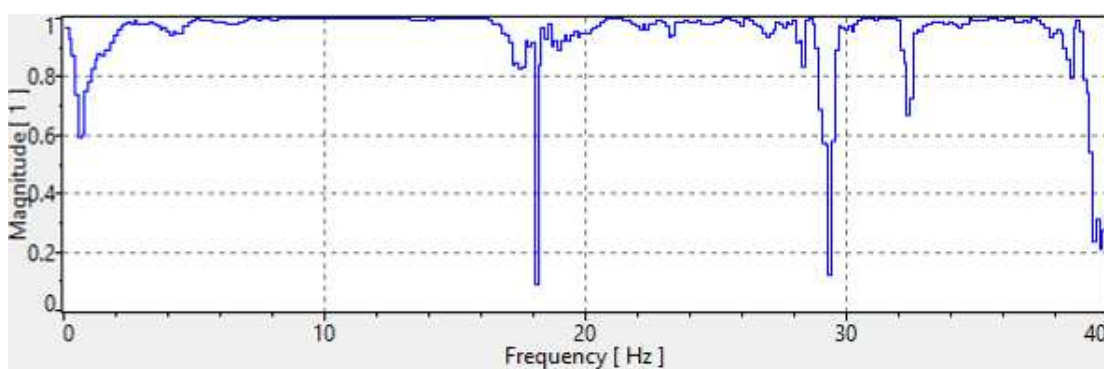


Figura A22 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde

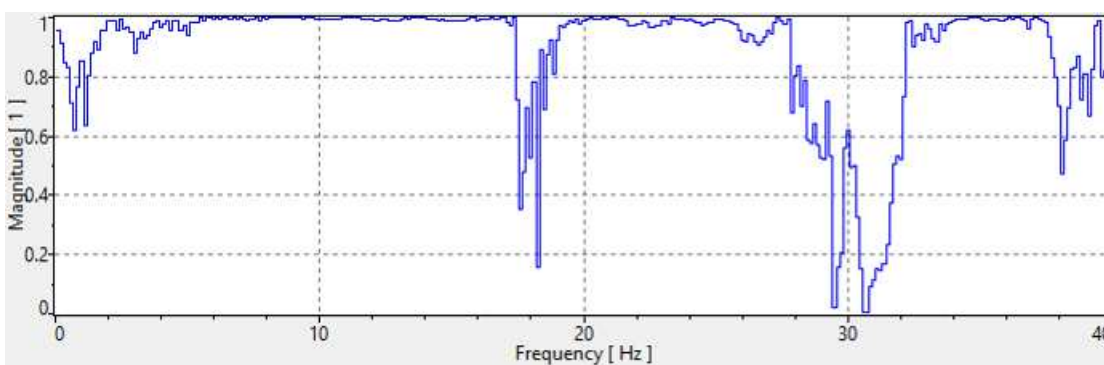


Figura A23 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha

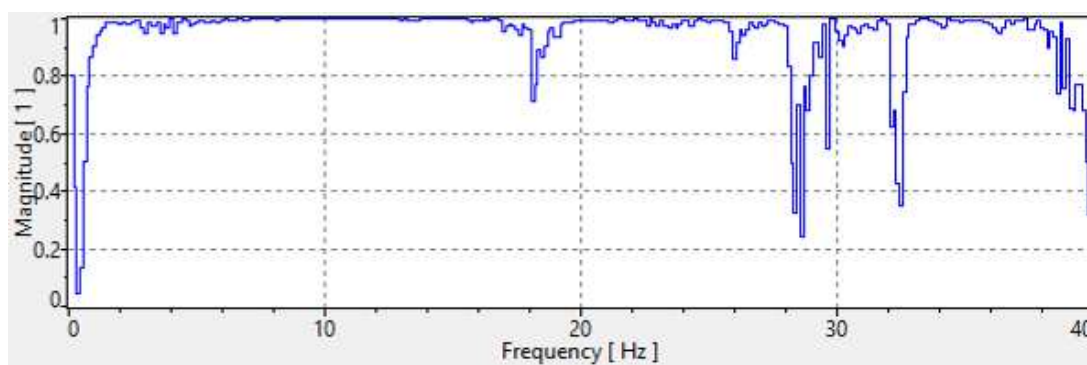


Figura A24 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta

- Ensaio III: Excitação no ponto 3 e leitura do PDV no ponto 1

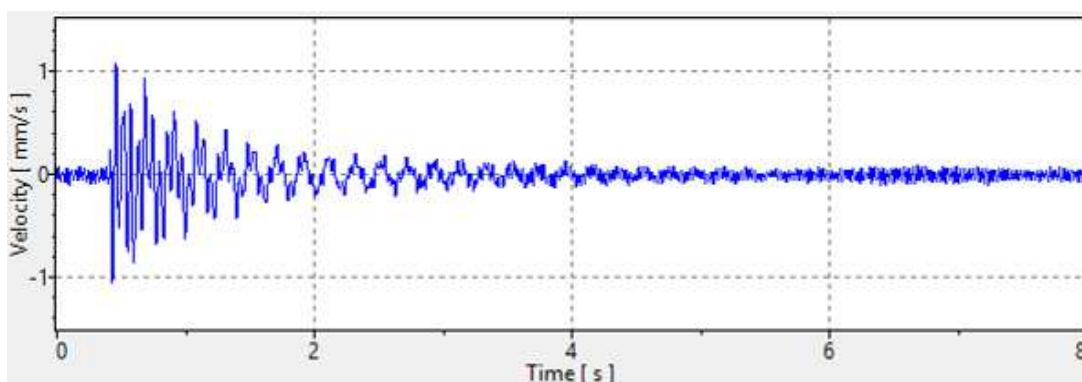


Figura A25 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte laranja

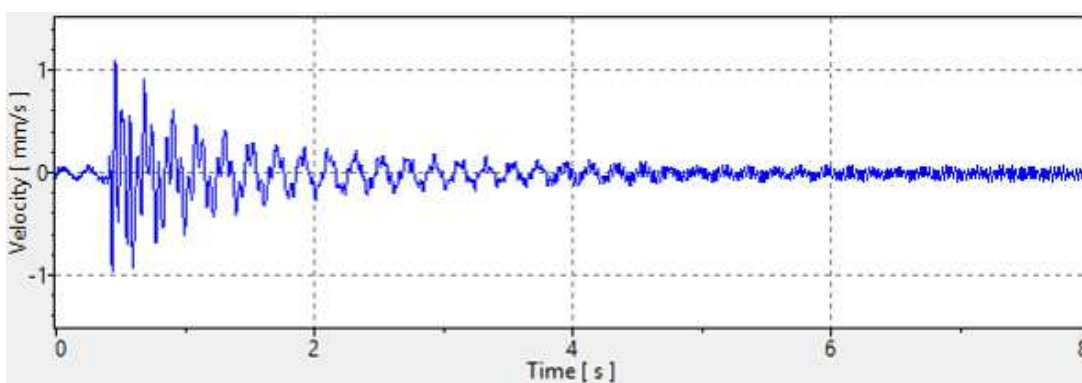


Figura A26 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte verde

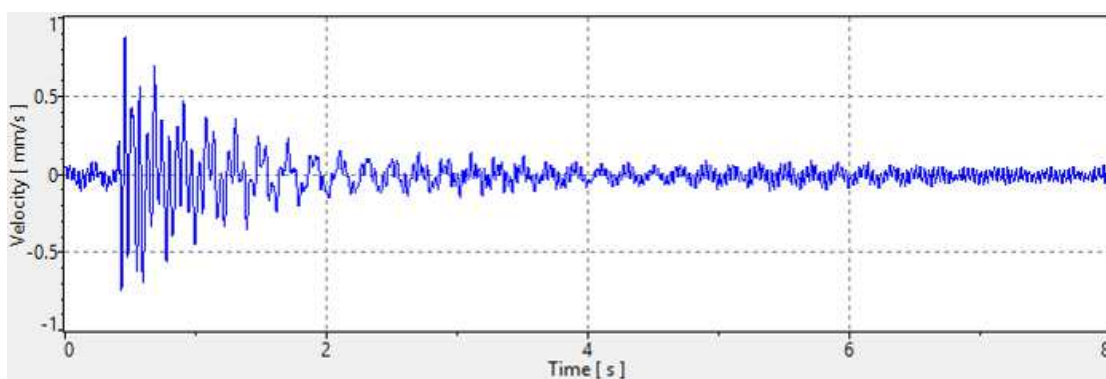


Figura A27 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte vermelha

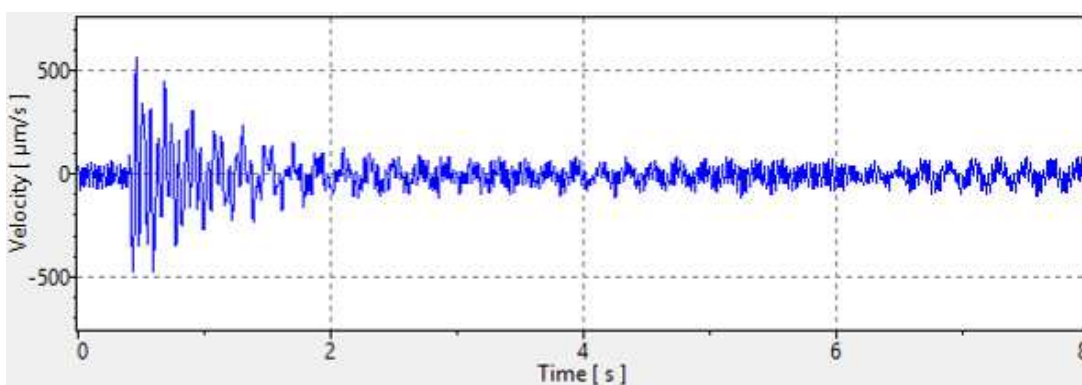


Figura A28 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte preta

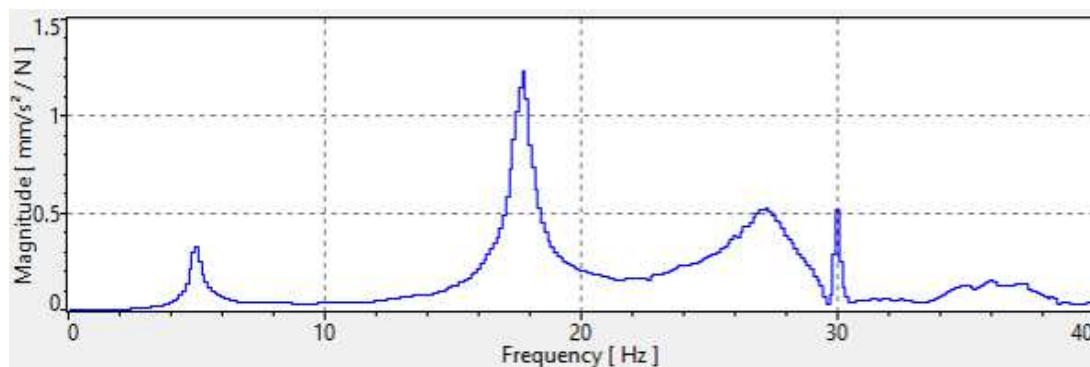


Figura A29 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja

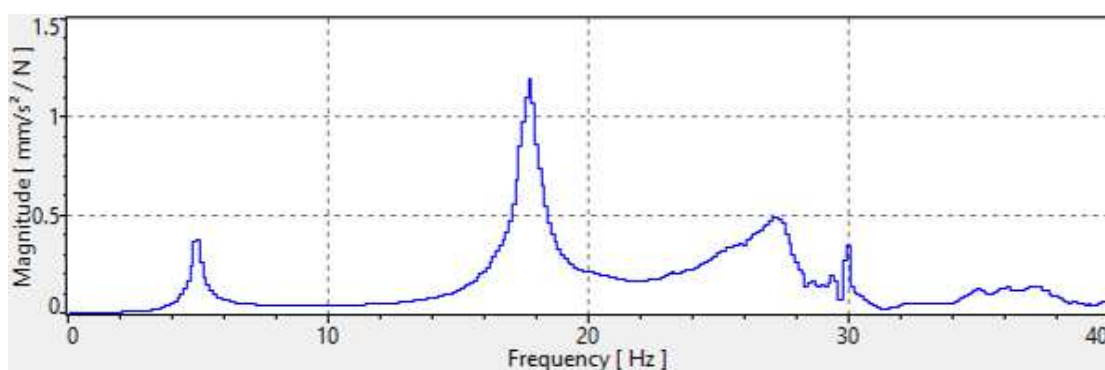


Figura A30 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde

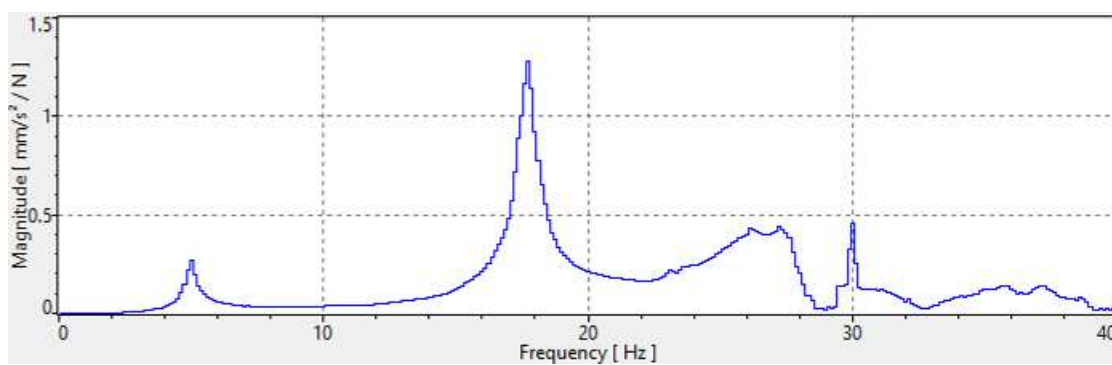


Figura A31 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha

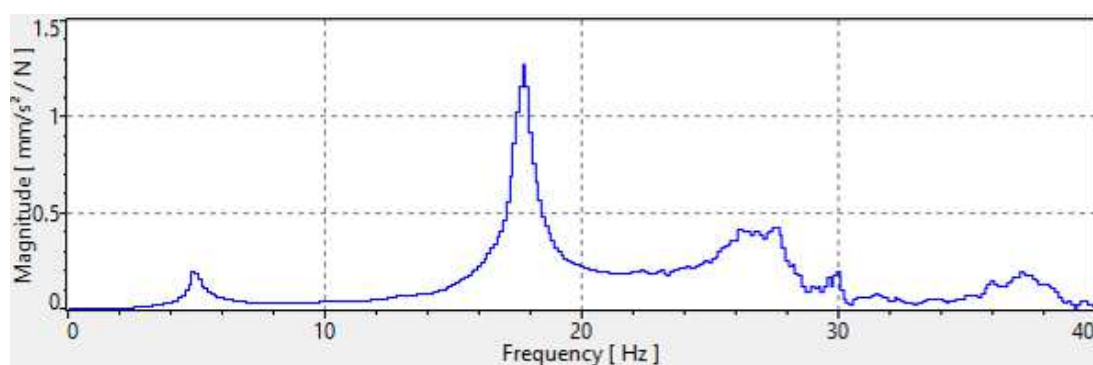


Figura A32 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta



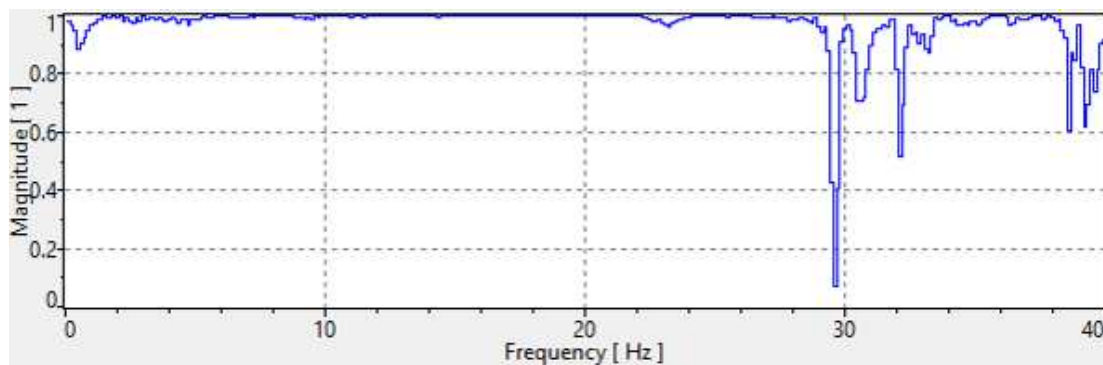


Figura A33 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja

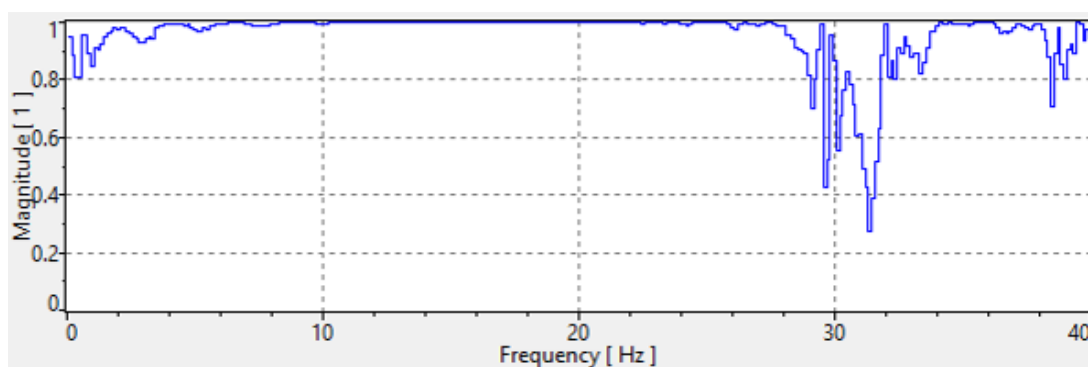


Figura A34 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde

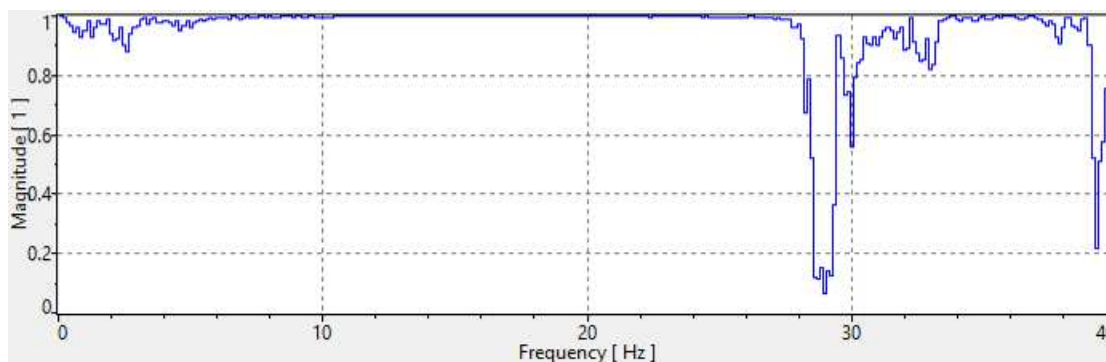


Figura A35 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha

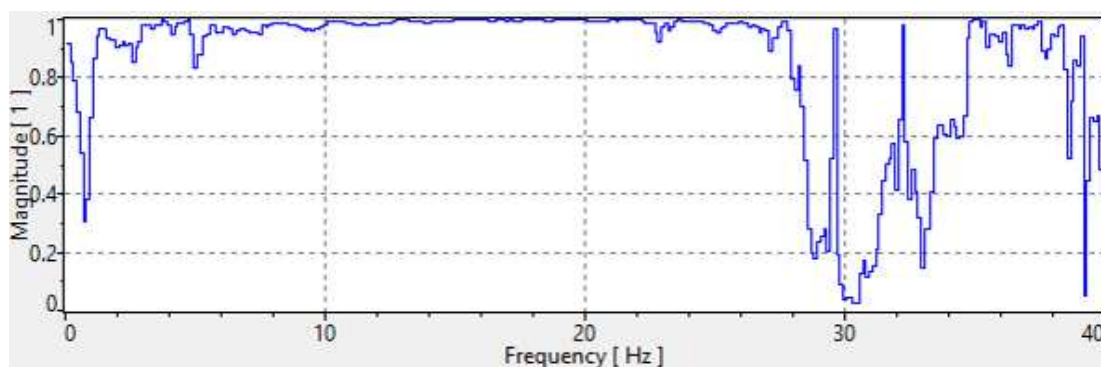


Figura A36 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta

- Ensaio IV: Excitação no ponto 1 e leitura do PDV no ponto 2

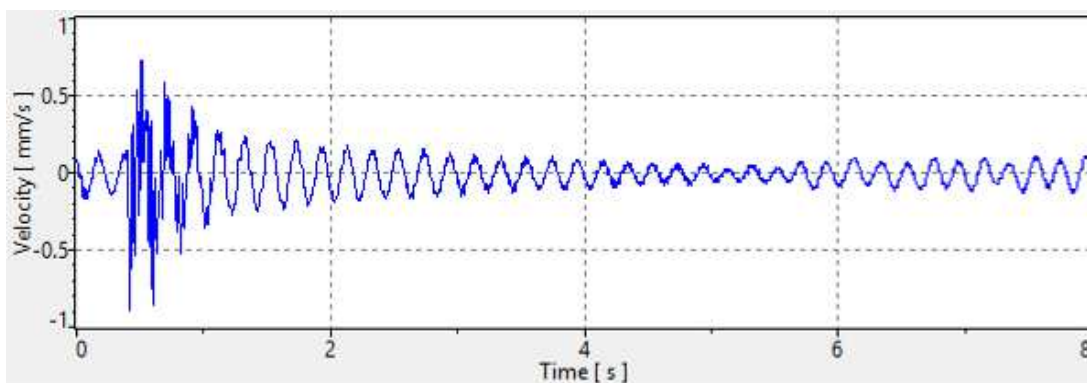


Figura A37 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte laranja

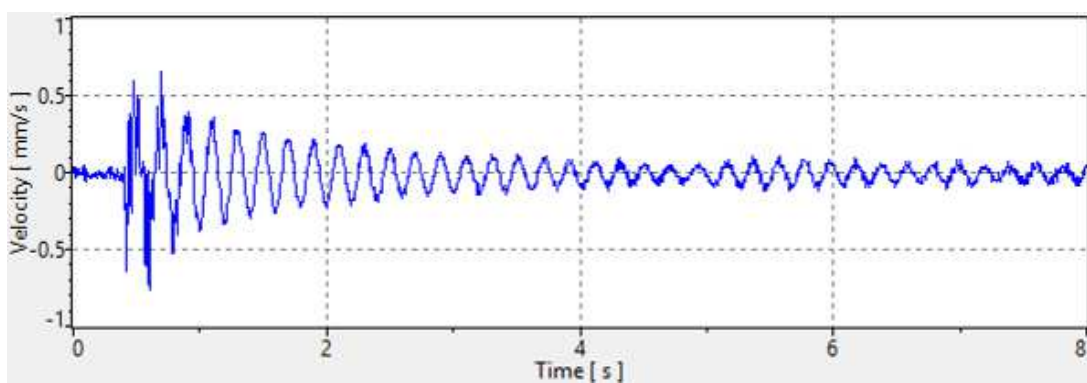


Figura A38 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte verde

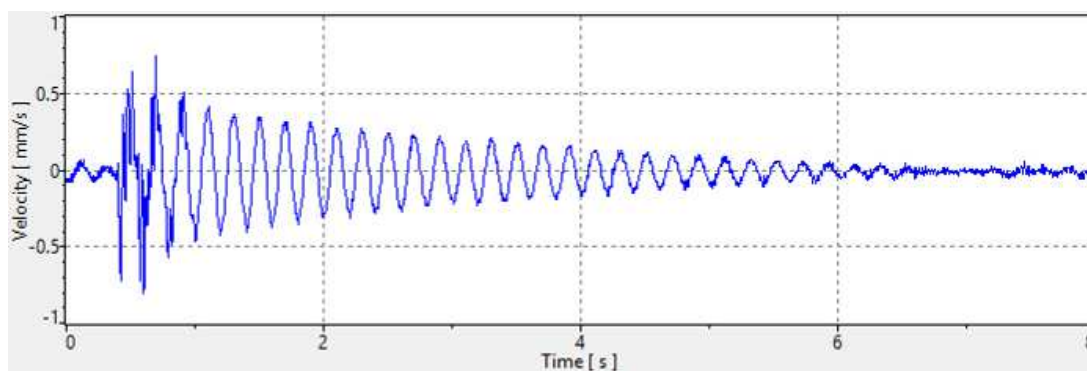


Figura A39 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte vermelha

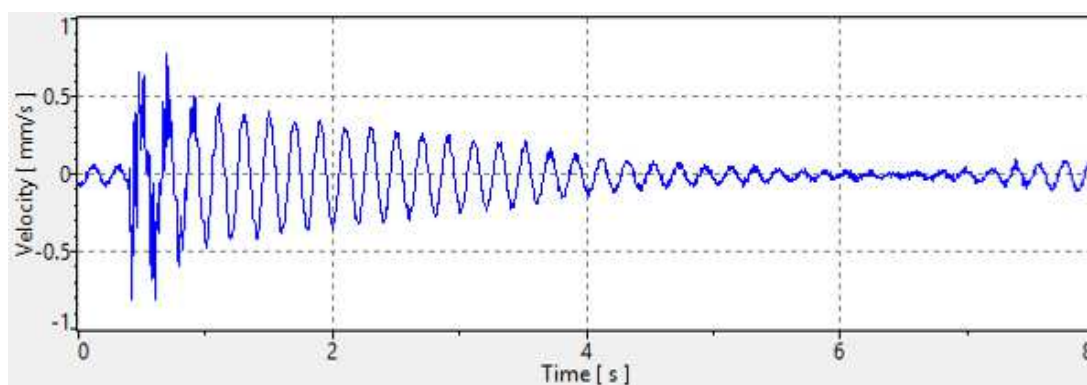


Figura A40 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte preta

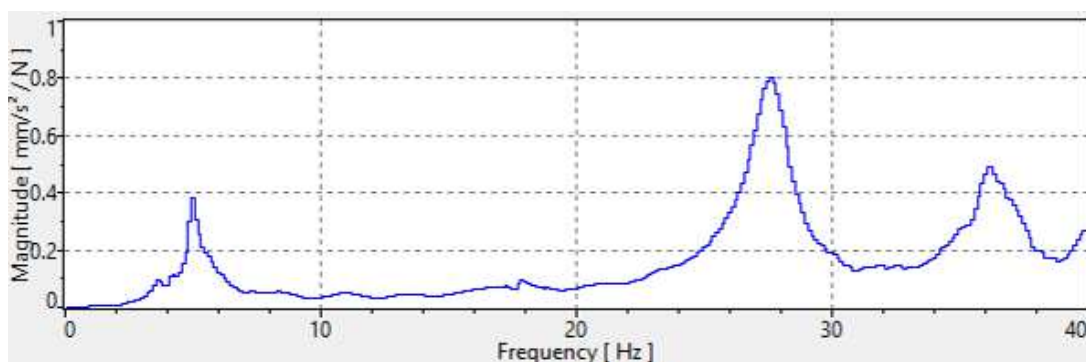


Figura A41 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja

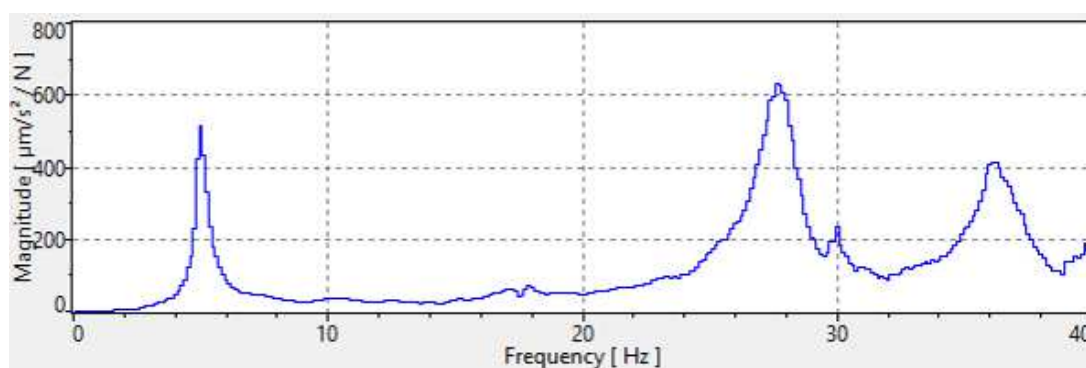


Figura A42 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde

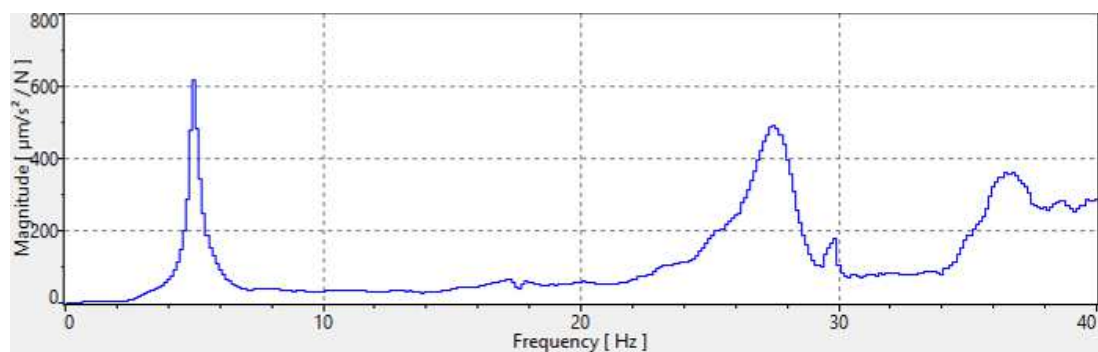


Figura A43 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha

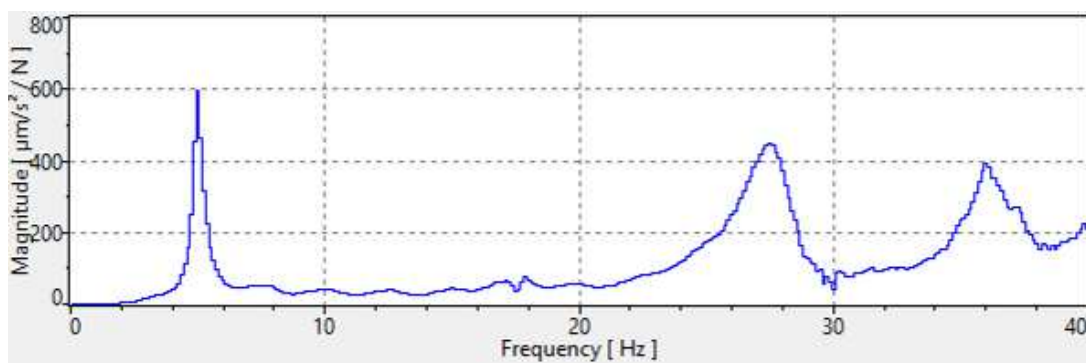


Figura A44 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta

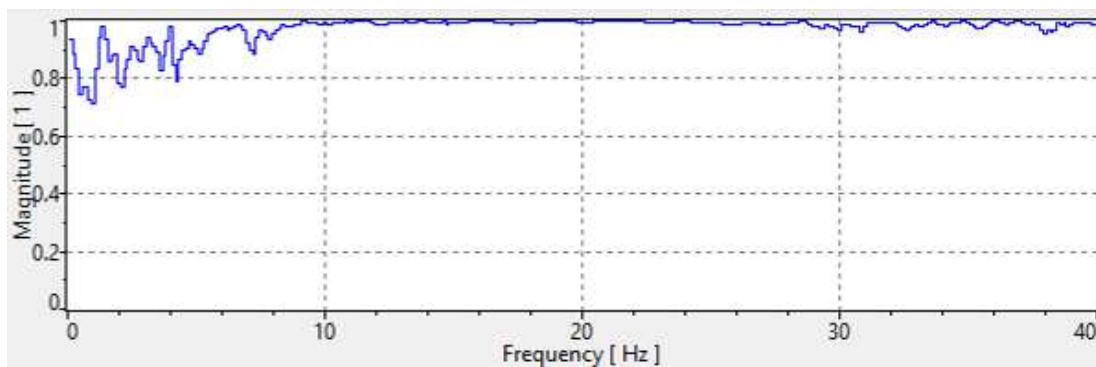


Figura A45 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja

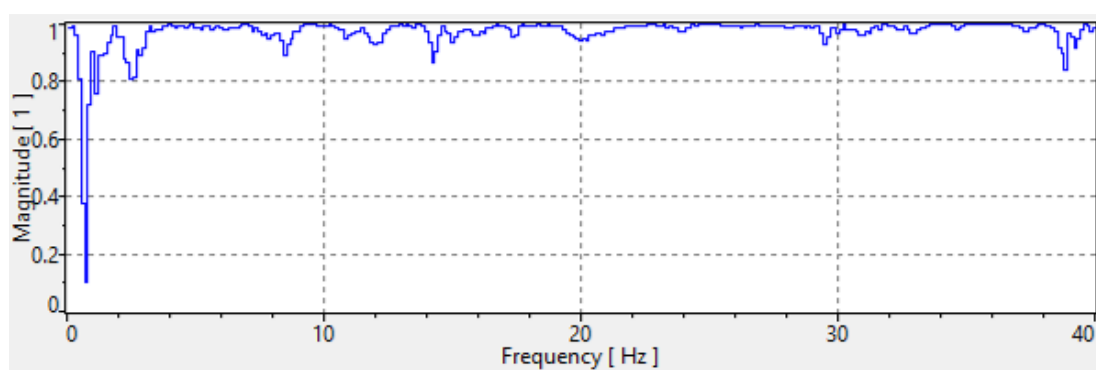


Figura A46 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde

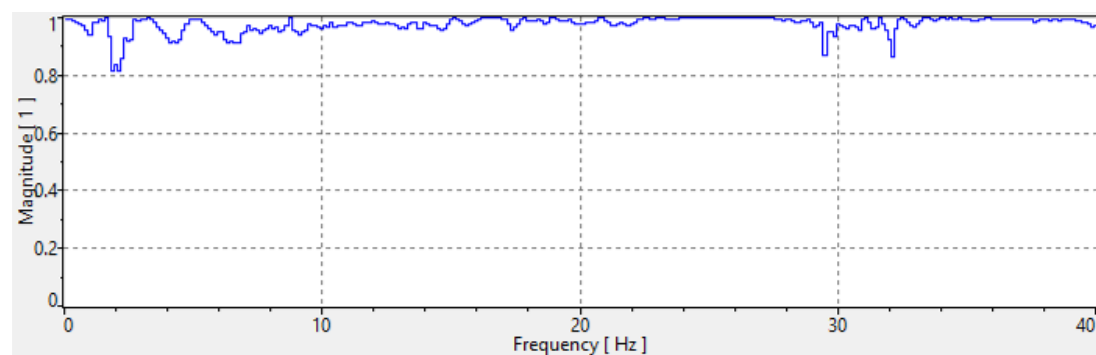


Figura A47 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha

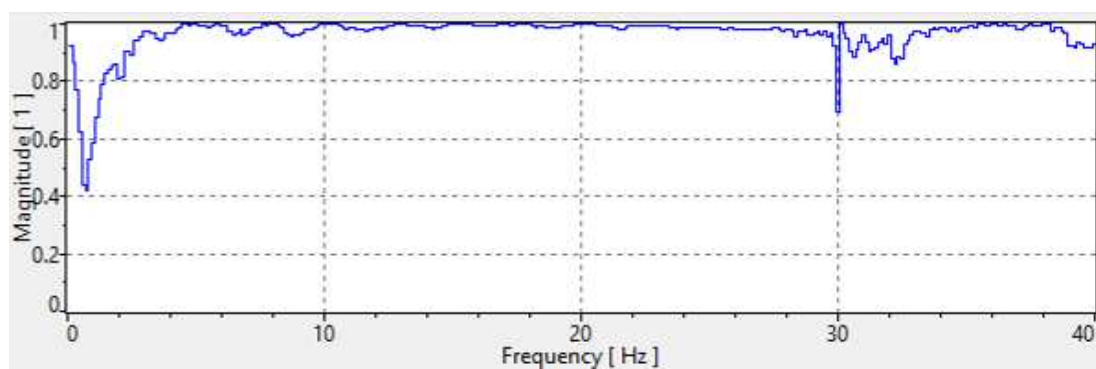


Figura A48 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta

- Ensaio V: Excitação no ponto 2 e leitura do PDV no ponto 2

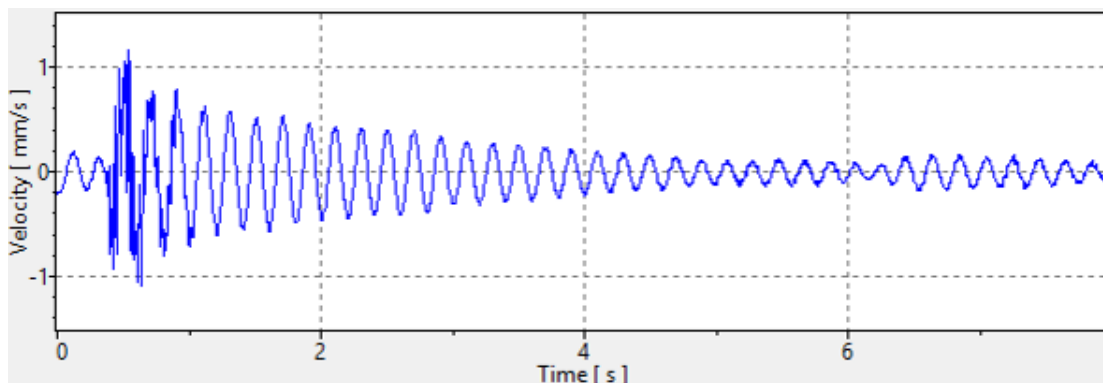


Figura A49 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte laranja

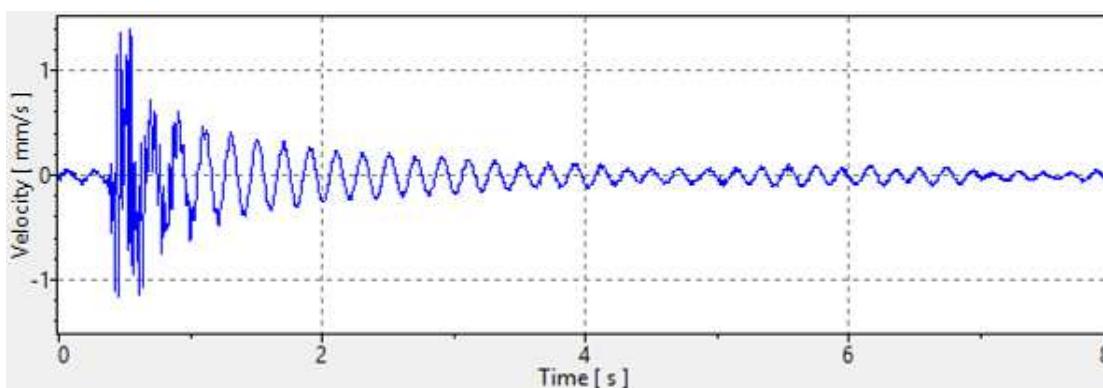


Figura A50 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte verde

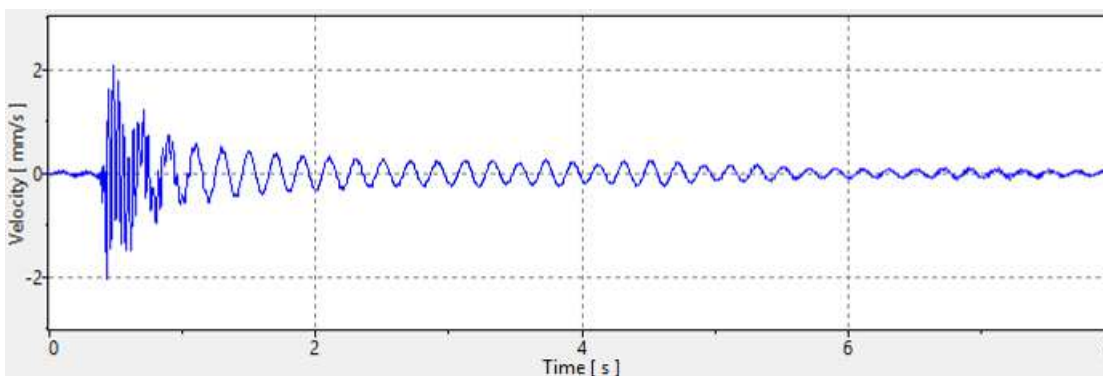


Figura A51 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte vermelha

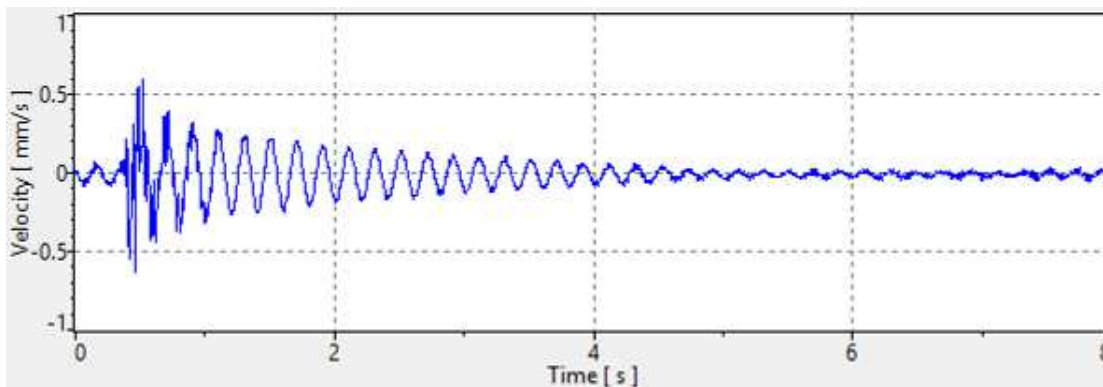


Figura A52 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponte preta



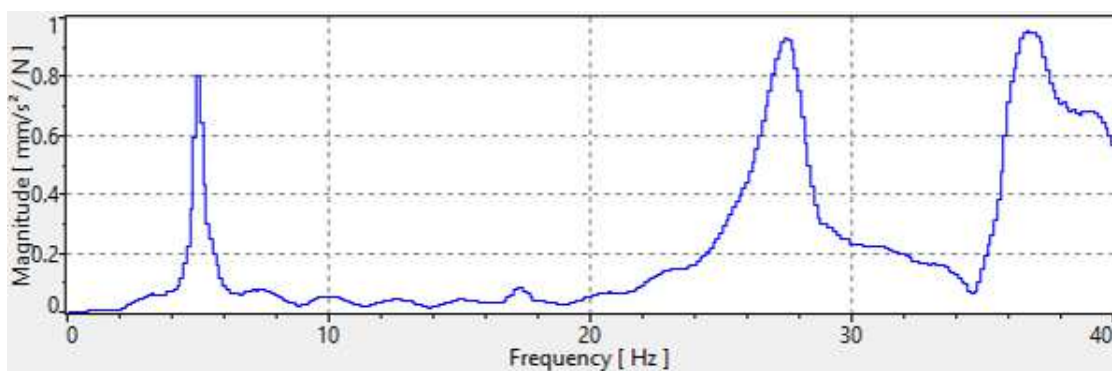


Figura A53 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja

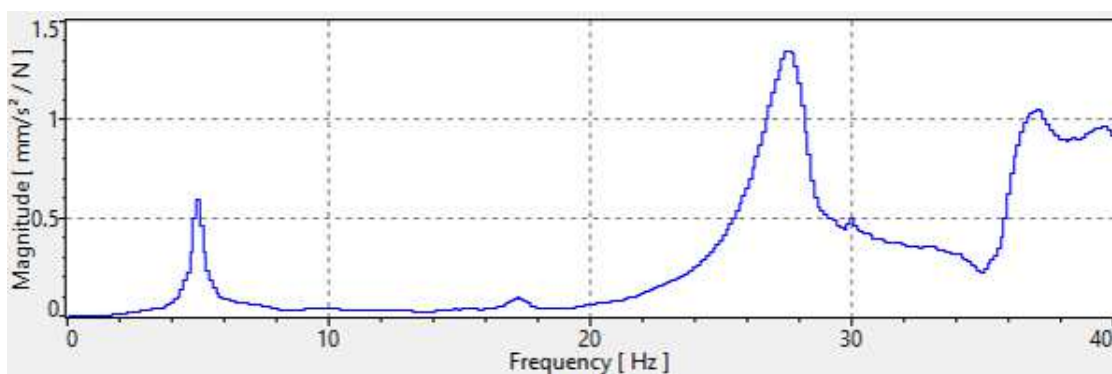


Figura A54 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde

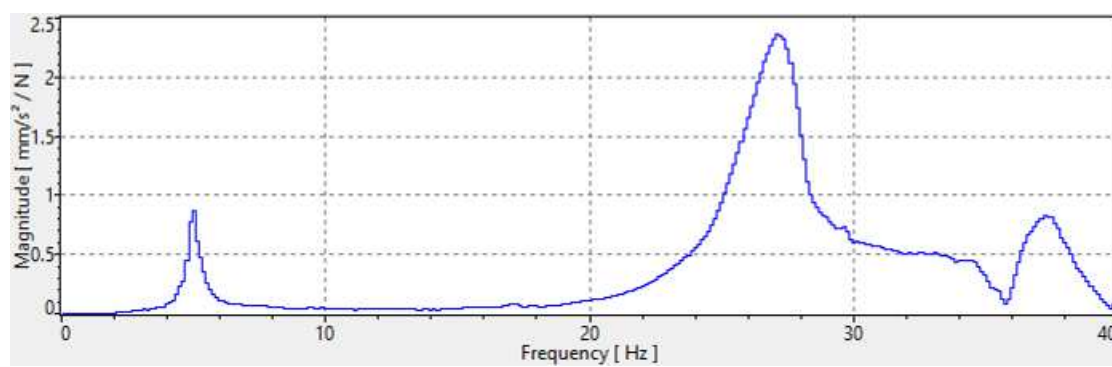


Figura A55 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha

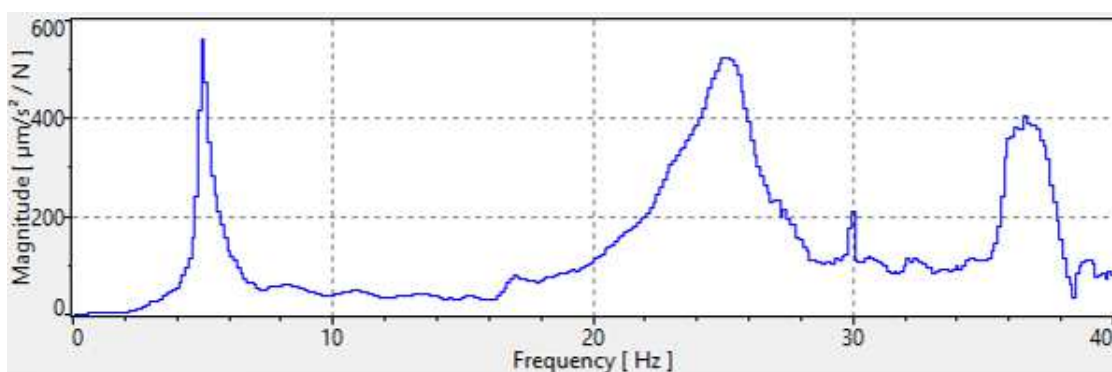


Figura A56 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta

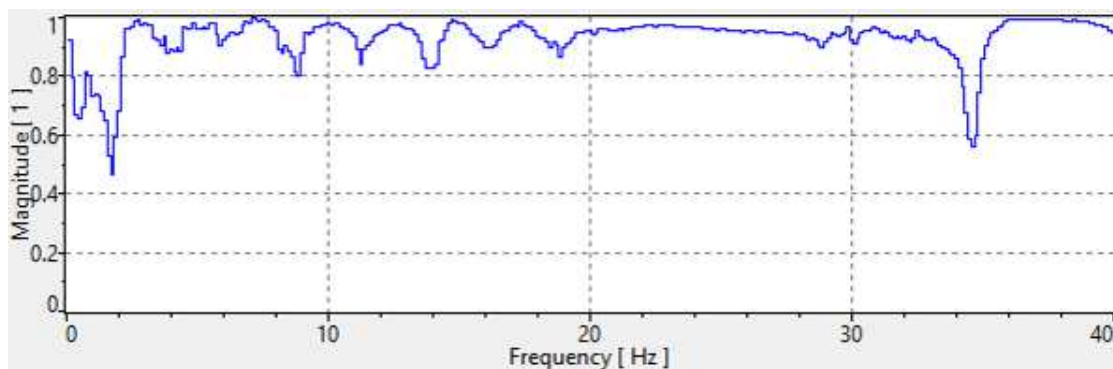


Figura A57 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja

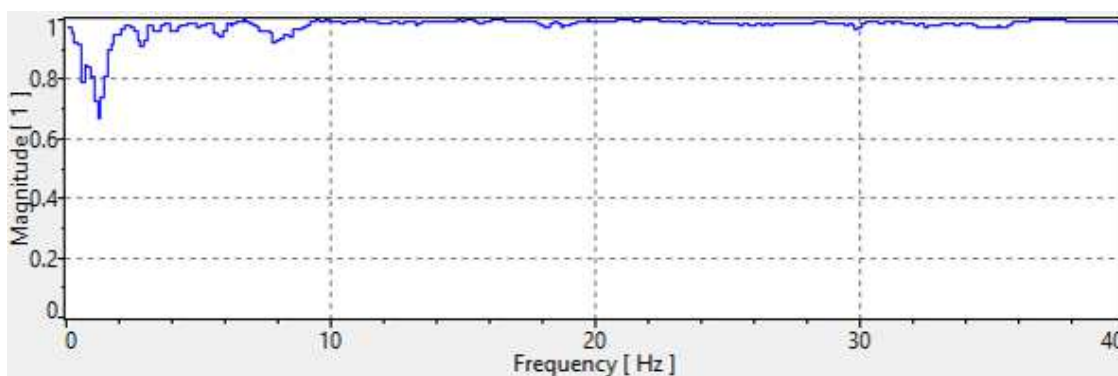


Figura A58 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde

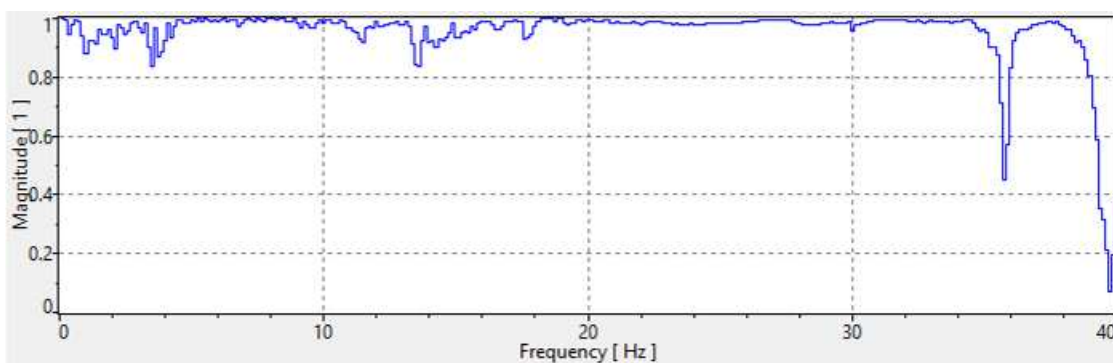


Figura A59 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha

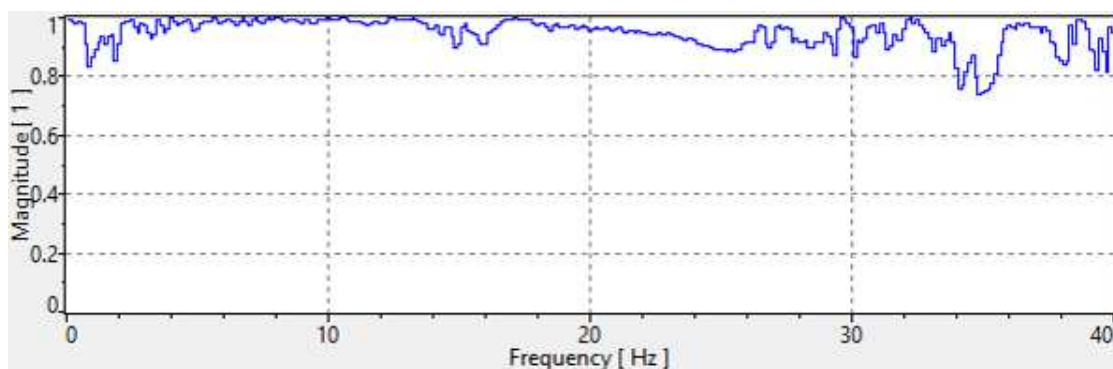


Figura A60 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta



- Ensaio VI: Excitação no ponto 3 e leitura do PDV no ponto 2

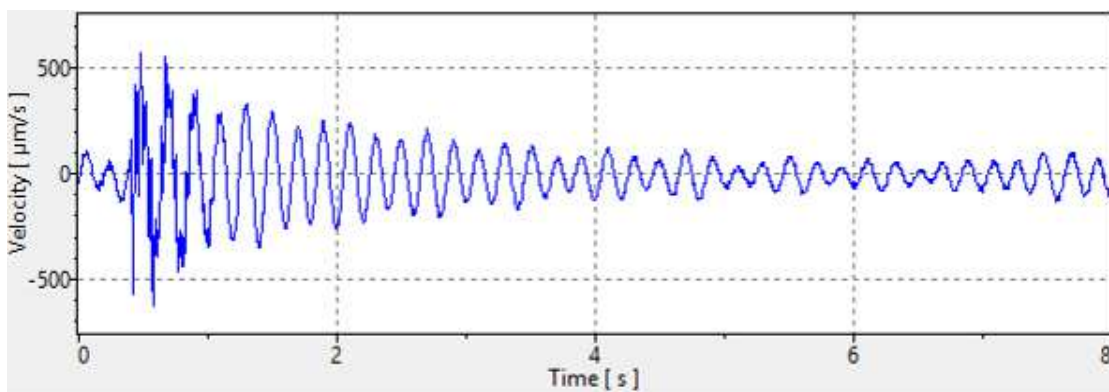


Figura A61 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira laranja

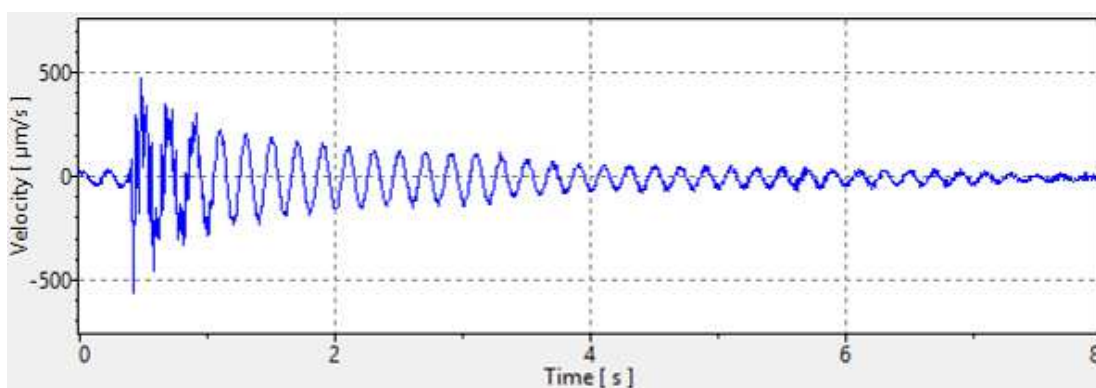


Figura A62 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira verde

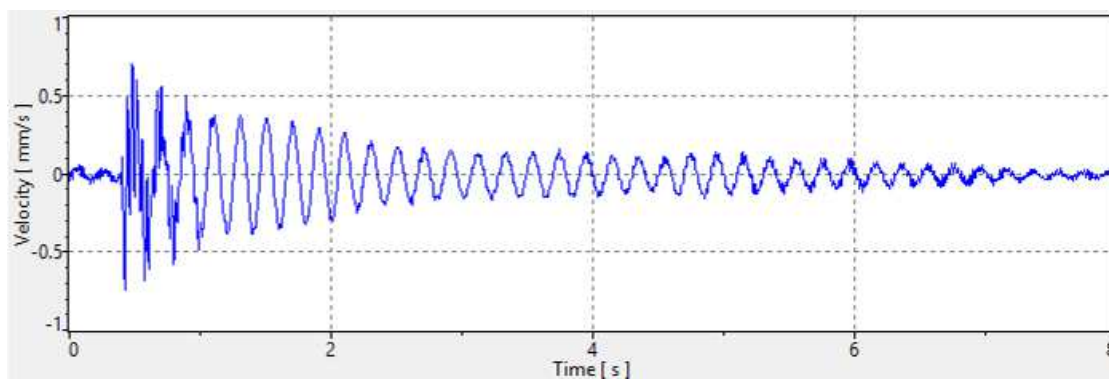


Figura A63 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira vermelha

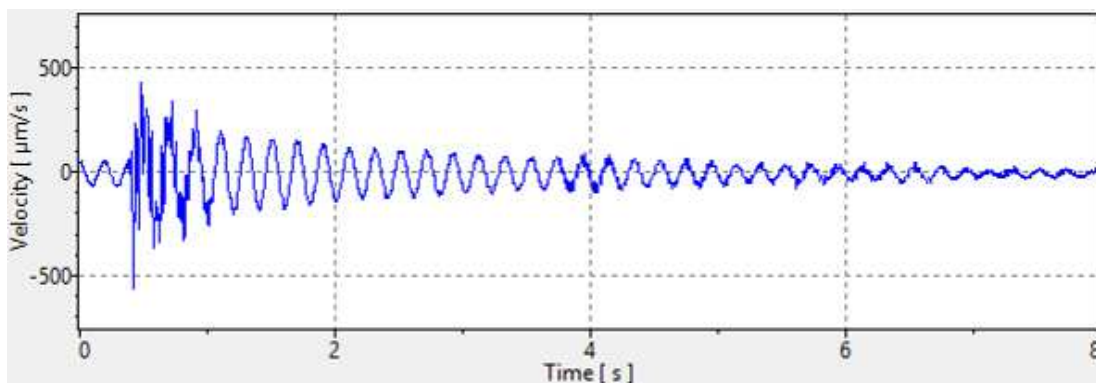


Figura A64 – Velocidade vertical no domínio do tempo: ponteira preta

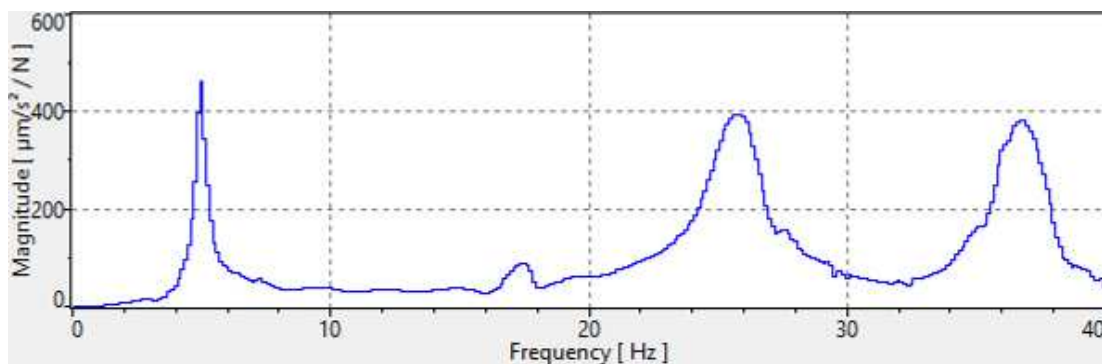


Figura A65 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira laranja

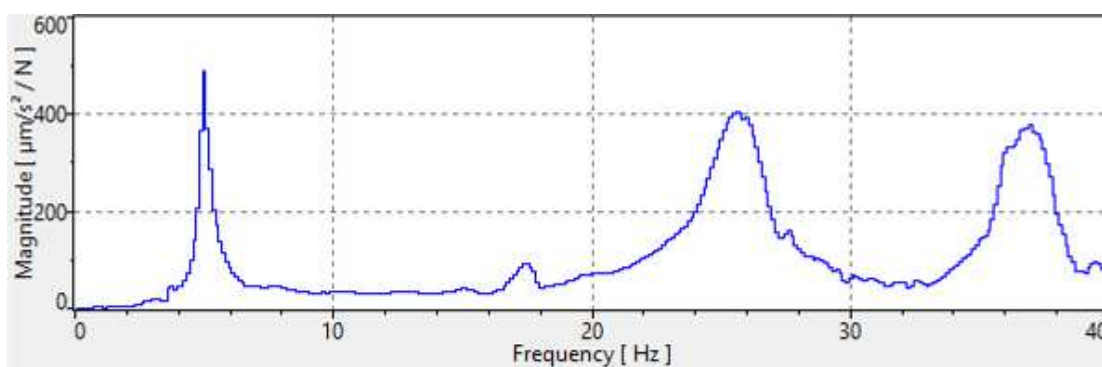


Figura A66 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira verde

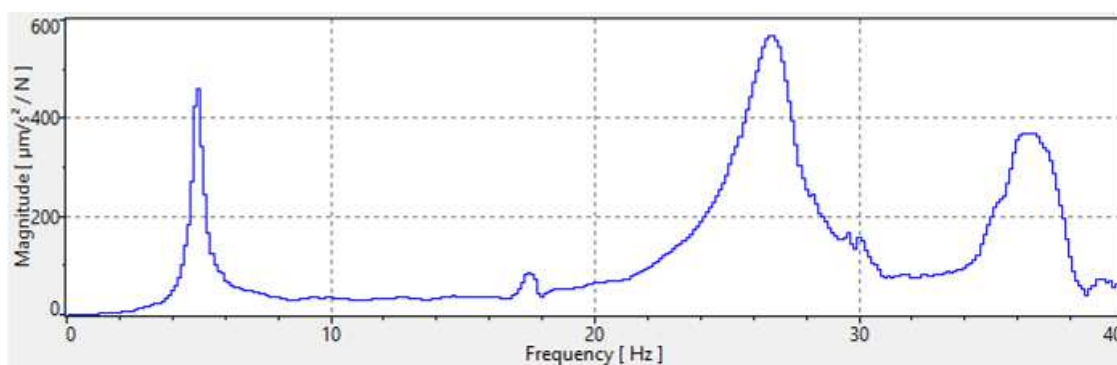


Figura A67 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira vermelha

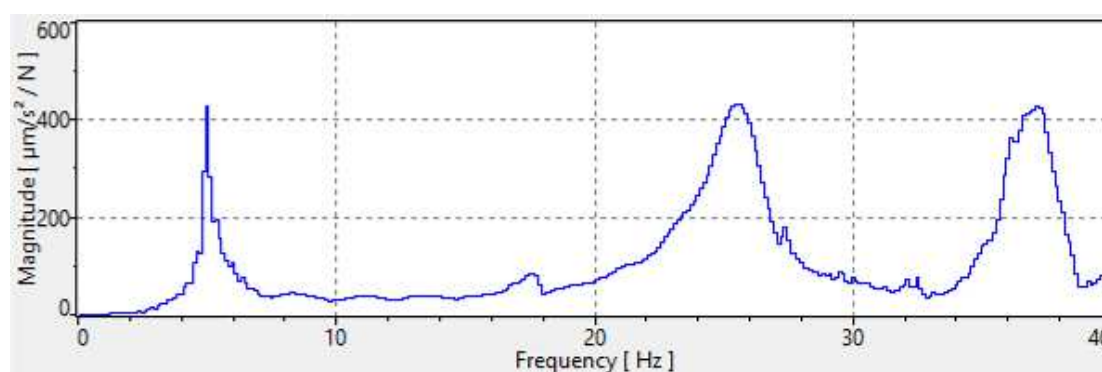


Figura A68 – Espectro de resposta da vibração da estrutura: ponteira preta

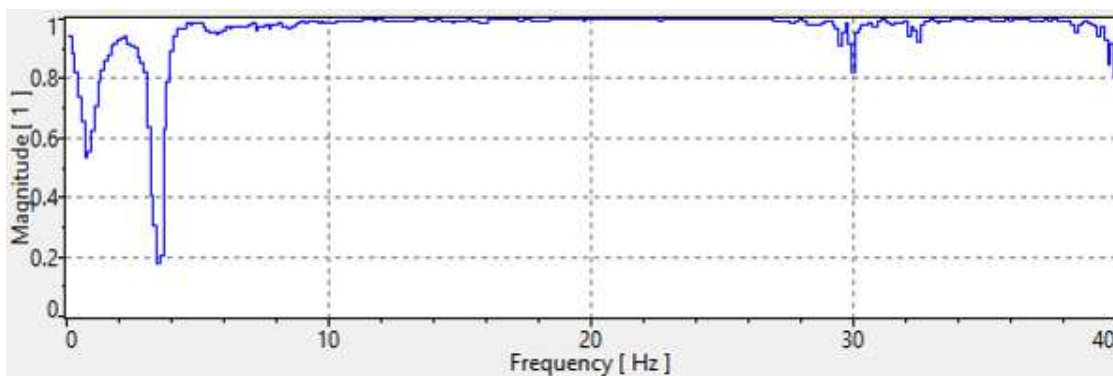


Figura A69 – Coerência da resposta de vibração: ponteira laranja

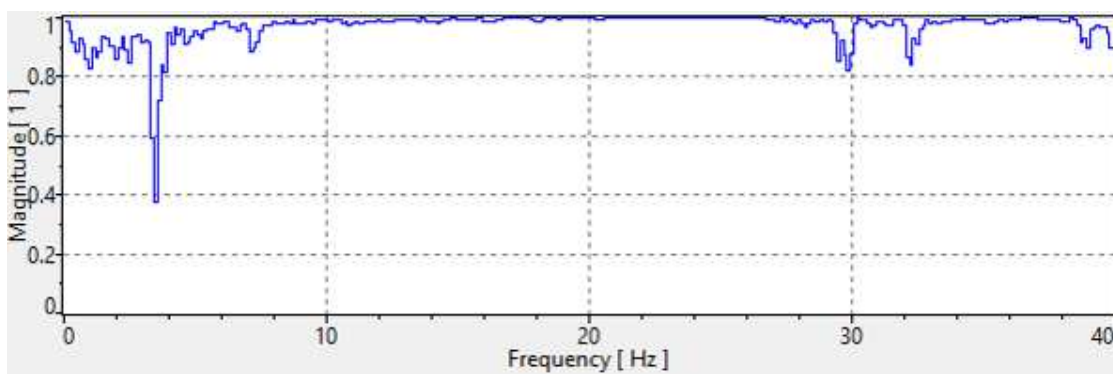


Figura A70 – Coerência da resposta de vibração: ponteira verde

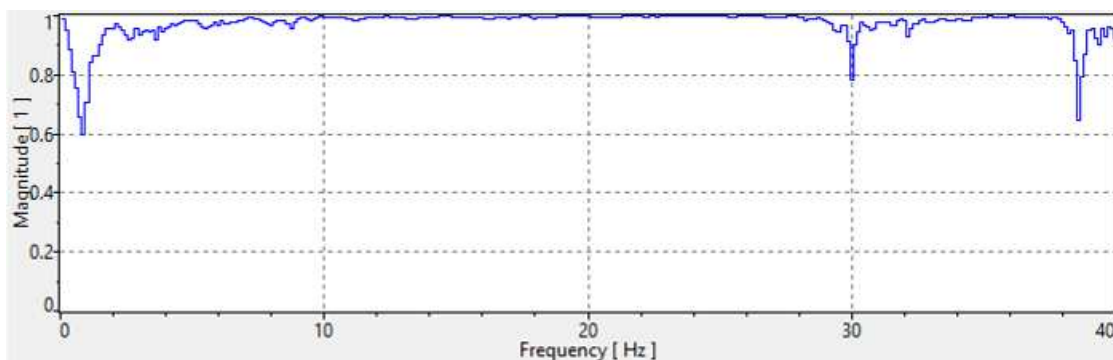


Figura A71 – Coerência da resposta de vibração: ponteira vermelha

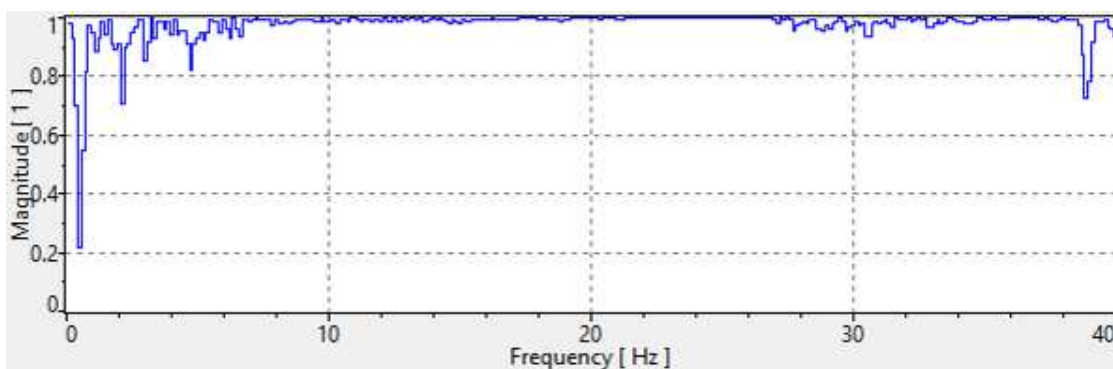


Figura A72 – Coerência da resposta de vibração: ponteira preta

Pode-se perceber que os resultados demonstrados acima no Anexo A, que há muitas considerações importantes na realização de teste experimentais com a utilização de martelo de impacto, sendo mencionado aqui apenas um dos pontos mais críticos a se observar, e que muitos aspectos devem ser levados em consideração relativos a cada estrutura estudada individualmente.

Observamos que a escolha da ponteira do martelo tem um efeito significativo sobre a medição executada, pois cada ponteira foi projetada com uma dada especificação de dureza de modo a excitar uma faixa de frequência diferente nos ensaios, sendo de difícil escolha para o executor do ensaio. A ponteira deve ser escolhida de tal modo que todos os modos de vibração de interesse sejam excitados por uma força de impacto. A partir da análise das figuras acima, fica evidente que ocorreu um “vazamento” do sinal para algumas faixas de frequências, devido à escolha da ponteira a ser utilizada. A partir de se obter mais coerência nos sinais de baixas frequências, fica-se sujeito a gerar erros nos valores das frequências maiores, sendo de vital importância o conhecimento do equipamento e da estrutura a ser analisada.

## ANEXO B – RECOMENDAÇÕES DE PROJETO

### B.1 Generalidades

Antigamente se acreditava que os carregamentos dinâmicos poderiam ser representados como cargas puramente estáticas. Entretanto, com os estudos mais sofisticados, hoje se sabe que esta premissa não representa o efeito das cargas dinâmicas nas estruturas civis de maneira correta, visto que a análise dos efeitos causados por uma carga dinâmica difere muito da análise dos efeitos causados por uma carga estática.

Cada tipo de excitação dinâmica é regido por características diferentes e próprias de frequências, amplitudes e formas de carregamento, levando os sistemas estruturais a diferentes tipos de perturbações. A Figura B1 mostra o efeito das vibrações sobre as estruturas, o homem e o meio ambiente.

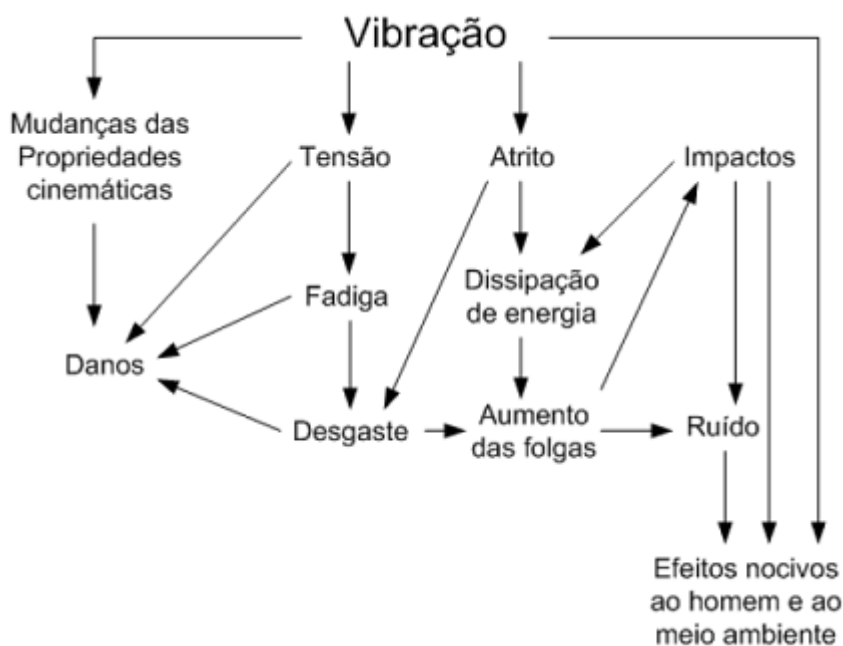


Figura B1. – Efeito das vibrações [134]

No presente anexo, apresenta-se algumas normas que se referem à análise de estruturas submetidas a ações dinâmicas e critérios relativos à análise de conforto humano.

## B.2 Normas de projeto

- Guia Prático - Floor Vibration Due to Human Activity – AISC [122]

Desenvolvido pelos pesquisadores Murray, Allen e Ungar [122], este guia faz parte de uma série de livros denominada Steel Design Guide Series, desenvolvida no American Institute of Steel Construction (AISC). Ele tem como objetivo básico fornecer os princípios básicos e ferramentas simples de análise para avaliar sistemas de pisos e passarelas submetidas a atividades humanas, quanto aos estados limites, e também dar orientação no desenvolvimento de medidas corretivas para pisos problemáticos, devido a atividades humanas.

Os critérios de aceitação para o conforto humano podem ser empregados na avaliação da resposta dinâmica de sistemas estruturais associados a escritórios, shoppings, passarelas e ocupações similares.

A análise dinâmica proposta por este guia é em função dos valores obtidos da aceleração de pico, relação  $a_p/g$ . Estes valores são comparados com os valores limites definidos na curva base da ISO 2631/2 [132], fornecidos pela norma International Standard Organization, que representa o limite no qual as acelerações verticais passam a ser perceptíveis. A ISO Standard sugere limites em termos da raiz quadrada do erro quadrático médio, rms (root mean square) das acelerações, como um múltiplo da linha base da curva apresentada na Figura B2. Para fins de projeto, esses limites podem ser considerados em uma faixa que varia entre 0,8 e 1,5 vezes os valores recomendados por norma, dependendo da duração da vibração e da frequência dos eventos referentes à vibração.

Considerando-se em uma solicitação dinâmica, uma componente harmônica dependente do tempo que coincide com a frequência fundamental do piso, como mostra a Equação (B1):

$$F(t) = P \cdot \alpha_i \cdot \cos(2 \cdot \pi \cdot i \cdot f_p \cdot t) \quad (B1)$$

Sendo:

F(t): força representativa da atividade humana ao longo do tempo (N);

P: peso do indivíduo (N);

- i: múltiplo harmônico da frequência do passo;  
 $\alpha_i$ : coeficiente de Fourier associado ao i-ésimo harmônico da atividade;  
 $f_p$ : frequência do passo da atividade (Hz);  
t: tempo (s).

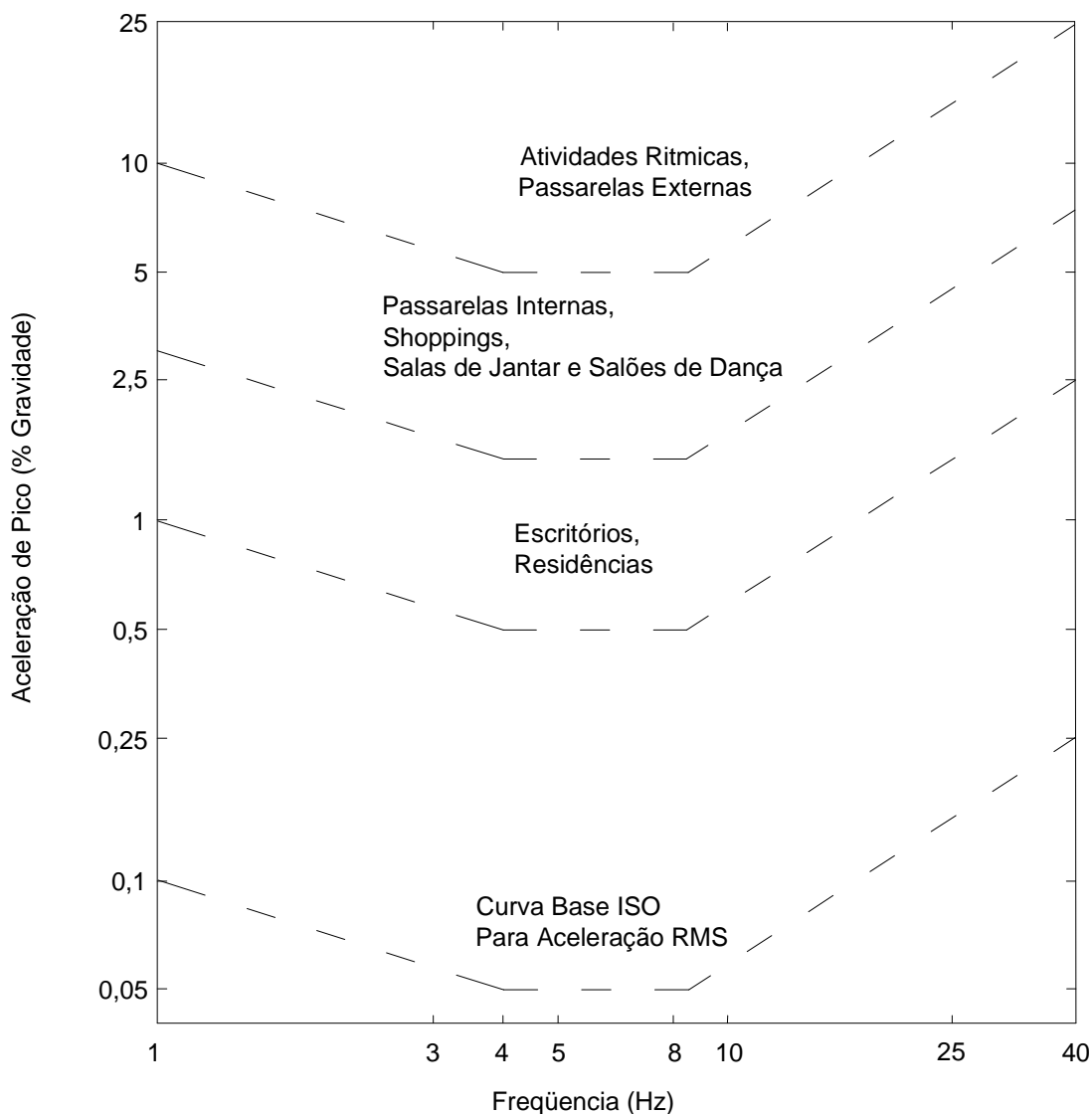


Figura B2 – Aceleração de pico recomendada para conforto humano em vibrações devidas a atividades humanas, ISO 2631/2 [132]

Em alguns casos, apenas uma componente harmônica é empregada no caso associado à atividade humana de caminhar, já que a participação dos demais harmônicos é pequena em comparação com aquele associado à condição de ressonância. Na sequência, valores correntes da frequência de excitação,  $f_p$ , e do coeficiente dinâmico,  $\alpha_i$ , são apresentados na Tabela B1.



Tabela B1 – Frequências da excitação,  $f_p$ , e coeficientes dinâmicos,  $\alpha_i$ , associados às atividades humanas [122]

Harmônico	Caminhada		Atividade aeróbica		Dança	
	$f_p$ (Hz)	$\alpha_i$	$f_p$ (Hz)	$\alpha_i$	$f_p$ (Hz)	$\alpha_i$
1	1,6 a 2,2	0,5	2,0 a 2,75	1,5	1,5 a 3,0	0,5
2	3,2 a 4,4	0,2	4,0 a 5,5	0,6	-	-
3	4,8 a 6,6	0,1	6,0 a 8,25	0,1	-	-
4	6,4 a 8,8	0,05	-	-	-	-

\* Coeficiente dinâmico = pico da força senoidal / peso da(s) pessoa(s).

De acordo com as hipóteses anteriores, a aceleração do sistema estrutural, associada à condição de ressonância, é dada por:

$$\frac{a}{g} = \frac{R\alpha_i P}{\beta W} \cos(2\pi f_p t) \quad (B2)$$

Sendo:

$a/g$ : razão entre a aceleração do piso e a aceleração da gravidade;

$g$ : aceleração da gravidade;

$R$ : fator de redução;

$\beta$ : coeficiente de amortecimento modal;

$W$ : peso efetivo do piso.

O fator de redução  $R$ , leva em conta o fato de que o movimento ressonante permanente não é alcançado através da caminhada e que a pessoa que está caminhando e a pessoa que está sentindo a vibração não estão simultaneamente no local de máxima amplitude modal. É recomendado que seja tomado igual a 0,7 para passarelas e 0,5 para estruturas de piso que possuam configurações modais associadas a duas direções, segundo Murray [122].

A aceleração de pico devido ao caminhar de pessoas é estimada com base no emprego da Equação (B2), considerando o menor harmônico  $i$  para o qual a frequência da excitação,  $f = i.f_p$ , coincide com a frequência fundamental do piso. A aceleração de pico é então comparada com os valores limites propostos por norma, ISO 2631/2 [132], como apresentado na Figura B2.

A Equação (B2), pode, ainda, ser simplificada considerando-se que o coeficiente dinâmico para a componente força harmônica  $i$ ,  $\alpha_i$ , seja expresso em função da frequência da excitação,  $f$ , de acordo com a Equação (B3):

$$\alpha_i = 0,83 \exp(-0,35 f) \quad (\text{B3})$$

Substituindo-se o coeficiente dinâmico,  $\alpha_i$ , Equação (B3), na Equação (B2):

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0,35 f_n)}{\beta W} \leq \frac{a_0}{g} \quad (\text{B4})$$

Sendo:

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

$a_0/g$ : aceleração limite proposta por norma, ISO 2631/2 [132];

$f_n$ : frequência natural do piso;

$P_0$ : força constante.

O numerador  $P_0 \exp(-0,35f_n)$ , mostrado na Equação (B4), representa uma força harmônica efetiva devida ao caminhar, resultando na resposta dinâmica da estrutura, em termos da aceleração de pico, associada à condição de ressonância referente à frequência natural da estrutura.

A partir do critério de projeto para excitações provocadas por caminhadas, temos que estes possuem abrangências muito maiores do que os critérios comumente usados, sendo baseado na resposta dinâmica de um sistema de piso em aço para forças produzidas durante a caminhada.

O critério determina que o sistema de piso é satisfatório se o pico de aceleração,  $a_p$ , devido à excitação da caminhada, em função da aceleração da gravidade,  $g$ , determinada através da Equação (B5), não exceda a aceleração limite,  $a_0/g$ , para a ocupação apropriada.

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_0 \exp(-0,35 f_n)}{\beta W} \quad (\text{B5})$$

Sendo:

$P_0$ : força constante representativa da excitação;

$f_n$ : frequência natural do piso;

$\beta$ : coeficiente de amortecimento modal;

$W$ : peso efetivo do piso.

Os valores recomendados para  $P_0$ ,  $\beta$  e  $a_0/g$  para várias ocupações, são dados na Tabela B2.

Tabela B2 – Valores recomendados para os parâmetros  $P_0$ ,  $\beta$  e limites para  $a_0/g$  [122]

Tipo de ocupação	Força constante $P_0$	Taxa de amortecimento $\beta$	Aceleração limite $a_0/g \times 100\%$
Escritórios, residências e igrejas	0,29 kN	0,02-0,05*	0,50%
Shoppings centers	0,29 kN	0,02	1,50%
Passarela – interna	0,41 kN	0,01	1,50%
Passarela – externa	0,41 kN	0,01	5,00%
* 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 pisos.			

A Figura B2 pode também ser usada para avaliar o sistema de piso. Se a frequência natural do piso for maior que 9 a 10 Hz, significa que ressonâncias significantes devido ao caminhar podem não ocorrer, mas os níveis de vibrações podem ainda incomodar os seres humanos. Experiências indicam que o piso deve ter uma rigidez mínima de 1 kN/mm sob uma força concentrada.

- Norma Eurocode 5 - Parte 2 [127]

A norma europeia Eurocode 5 - Parte 2 [127] recomenda que sejam dispensadas das verificações de acelerações as passarelas que apresentarem frequências naturais nas direções transversal vertical e transversal horizontal acima de 5,0 Hz e 2,5 Hz, respectivamente.

A norma apresenta apenas diretrizes para projeto de passarelas simplesmente apoiadas de um único vão. A seguir tem-se o cálculo das acelerações nas direções transversal vertical e transversal horizontal, quando uma pessoa ou mais pessoas cruzam a passarela, cujas frequências naturais da estrutura estejam abaixo dos limites estabelecidos. O cálculo da aceleração na direção transversal vertical  $a_{vert}$  para uma pessoa caminhando em uma passarela simplesmente apoiada é dada pelas Equações B6 a B8.

$$a_{vert} = \frac{200}{M\xi} \text{ para } f_n \leq 2,5Hz \quad (B6)$$

$$a_{vert} = \frac{100}{M\xi} \text{ para } 2,5 \leq f_n \leq 5,0Hz \quad (B7)$$

$$M = \rho AL \quad (B8)$$

Onde:

M : massa total da passarela (kg);

$\rho$  : densidade do material ( $kg/m^3$ );

A : área da seção transformada da passarela ( $m^2$ );

L : vão da passarela (m);

$\xi$  : coeficiente de amortecimento (%).

A aceleração transversal vertical para várias pessoas caminhando sobre a passarela é dada pela Equação B9.

$$a_{vert,n} = 0,23 a_{vert} n_{ped} K_{vert} \quad (B9)$$

Onde:

$n_{ped}$  : número de pedestres;

$K_{vert}$  : coeficiente relacionado à frequência natural da passarela (Eurocode 5 [127]).

O cálculo da aceleração na direção transversal horizontal  $a_{lat}$  para uma pessoa caminhando sobre a passarela é dado pela Equação B10.

$$a_{lat} = \frac{50}{M\xi} \text{ para } 0,5 \leq f_{lat} \leq 2,5\text{Hz} \quad (\text{B10})$$

A aceleração transversal horizontal para várias pessoas caminhando sobre a passarela é dada pela Equação B11.

$$a_{horiz} = 0,18 a_{lat} n_{ped} K_{lat} \quad (\text{B11})$$

Onde:

$K_{lat}$  : coeficiente relacionado à frequência natural da passarela (Eurocode 5 [127]).

A norma europeia Eurocode 5 - Parte 2 [127] mantém as acelerações limites nas direções transversal vertical  $a_{lim,vert}$  menor ou igual a  $0,7 \text{ m/s}^2$  (7% g) e transversal horizontal  $a_{lim,horiz}$  menor ou igual a  $0,2 \text{ m/s}^2$  (2% g).

- Guia de Projeto SÉTRA [130]

O guia de projeto SÉTRA tem como objetivo apresentar o estado da arte sobre a análise dinâmica de passarelas de pedestres. O guia de projeto propõe uma metodologia para análise da resposta dinâmica de estruturas considerando os efeitos dinâmicos do fluxo de pedestres caminhando aleatoriamente sobre passarelas.

Inicialmente as respostas dinâmicas de passarelas de pedestres foram obtidas para o carregamento de único pedestre. Todavia, dependendo do fluxo de pedestres que a estrutura esteja submetida é necessário considerar o efeito dinâmico de fluxo de pedestres. Entende-se por fluxo de pedestres, um grupo de pessoas caminhando aleatoriamente sobre uma passarela. Em um fluxo de pedestres, somente parte das pessoas estão em fase entre si. De outra forma, no grupo de pedestres é esperado que todos os indivíduos estejam em fase entre si (Exemplo: marcha de soldados).

O guia de projeto SÉTRA apresenta critérios de classificação de passarelas de pedestres segundo a intensidade do fluxo de pedestres sob o qual estas estruturas estão submetidas. A partir da classificação das passarelas e do nível de conforto desejado, este guia de projeto estabelece limites para as acelerações de

pico nas direções vertical e horizontal. As passarelas de pedestres são classificadas em quatro classes distintas:

a) Classe IV: raramente utilizadas, construídas em áreas pouco habitadas ou para assegurar a continuidade da caminhada de pedestres sobre rodovias;

b) Classe III: empregadas para uso padrão e ocasionalmente são submetidas ao carregamento associado ao fluxo de pedestres (0,5 pedestre/m<sup>2</sup>);

c) Classe II: urbanas construídas para ligar áreas populosas submetidas a tráfego pesado e ocasionalmente toda sua área é submetida ao carregamento de pedestres (0,8 pedestre/m<sup>2</sup>);

d) Classe I: urbanas construídas em áreas com alta concentração de pedestres (estações de trem, estádios de futebol, etc.), submetidas frequentemente a tráfego pesado (1,0 pedestre/m<sup>2</sup>).

Segundo o guia as passarelas de pedestres da Classe IV não precisam ser avaliadas dinamicamente, tendo em vista o seu tipo de localização e utilização. Para passarelas muito leves é recomendada a escolha ao menos da Classe III.

As Tabelas B3 e B4 apresentam o nível de conforto humano em função da aceleração de pico (aceleração máxima) destas estruturas. Devido à natureza subjetiva do conforto humano, o guia de projeto SÉTRA recomenda patamares de aceleração de pico para avaliação do conforto humano. Em ordem crescente, as três primeiras faixas correspondem ao nível máximo, médio e mínimo de conforto humano, sendo o último correspondente a um nível de aceleração não aceitável.

Tabela B3 – Faixas de aceleração para conforto humano: vibrações verticais [130].

<b>Faixas de Aceleração (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>0,0</b>	<b>0,5</b>	<b>1,0</b>	<b>2,5</b>
Faixa 1	Máximo			
Faixa 2		Médio		
Faixa 3			Mínimo	
Faixa 4				Inaceitável

Tabela B4 – Faixas de aceleração para conforto humano: vibrações horizontais [130].

<b>Faixas de Aceleração (m/s<sup>2</sup>)</b>	<b>0,0</b>	<b>0,15</b>	<b>0,3</b>	<b>0,8</b>
Faixa 1	Máximo			
Faixa 2		Médio		
Faixa 3			Mínimo	
Faixa 4				Inaceitável

As Tabelas B5 e B6 apresentam, em níveis decrescentes, as faixas de frequências naturais de maior probabilidade de ocorrência do fenômeno físico da ressonância (frequência natural da estrutural igual ou próxima da frequência da excitação). Os níveis 1, 2, 3 e 4 representam, portanto, as faixas de maior, médio, mínimo e risco negligenciável de ocorrência de ressonância.

Tabela B5 – Risco de ressonância. Faixas de frequências naturais: vibrações verticais e longitudinais [130].

<b>Frequência (Hz)</b>	<b>0,0</b>	<b>1,0</b>	<b>1,7</b>	<b>2,1</b>	<b>2,6</b>	<b>5,0</b>
Faixa 1			Máximo			
Faixa 2		Médio		Médio		
Faixa 3					Mínimo	
Faixa 4	Negligenciável					Negligenciável

Tabela B6 – Risco de ressonância. Faixas de frequências naturais: vibrações transversais [130].

<b>Frequência (Hz)</b>	<b>0,0</b>	<b>0,3</b>	<b>0,5</b>	<b>1,1</b>	<b>1,3</b>	<b>2,5</b>
Faixa 1			Máximo			
Faixa 2		Médio		Médio		
Faixa 3					Mínimo	
Faixa 4	Negligenciável					Negligenciável



Dependendo da classe da passarela e a faixa de frequências natural na qual está situada, é necessário efetuar cálculos dinâmicos da estrutura para a totalidade ou parte de um conjunto de três casos de carga:

- a) Caso 1: fluxo de pedestres esparso e denso;
- b) Caso 2: fluxo de pedestres intenso;
- c) Caso 3: segundo harmônico da carga de excitação.

A Tabela B7 define claramente os cálculos a ser realizado em cada caso.

Tabela B7 – Casos de carregamentos para verificação da resposta dinâmica [130].

Casos de carregamentos para verificação das acelerações máximas				
Fluxo de Pedestres	Classe da Passarela	Faixas de Frequência (Hz)		
		Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3
Esparso	III	Caso 1	Não	Não
Denso	II		Caso 1	Caso 3
Intenso	I	Caso 2	Caso 2	

O efeito dinâmico do fluxo de pedestres recomendado no guia de projeto SÉTRA considera que a frequência do passo dos pedestres segue uma distribuição normal. Para um determinado coeficiente de amortecimento estrutural e fluxo com N pedestres. Foram realizados 500 testes para avaliar o número de pedestres equivalentes que resultaria nas mesmas respostas dinâmicas da estrutura submetida ao carregamento do fluxo de pedestres aleatório.

A contribuição dos pedestres para o aumento da massa modal também foi considerada na formulação matemática. Entretanto, o efeito do número de pedestres no coeficiente de amortecimento estrutural não foi levado em consideração. A resposta dinâmica da estrutura pode ser obtida a partir do emprego das equações fornecidas na Tabela B8, para as classes de passarelas II e III, e pelas equações da Tabela B9 para estruturas de classe I. Para a Classe IV, não é necessário o cálculo da resposta dinâmica.

Tabela B8 – Força dinâmica para as classes II e III [130].

Direção	Força Dinâmica	
Vertical (v)	$d \times (280N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 10,8 \times (\xi / \eta)^{1/2} \times \psi$	(B12)
Longitudinal (L)	$d \times (140N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 10,8 \times (\xi / \eta)^{1/2} \times \psi$	(B13)
Transversal (t)	$d \times (35N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 10,8 \times (\xi / \eta)^{1/2} \times \psi$	(B14)

Onde:  $N_{eq} = 10,8\sqrt{\xi N}$  para  $< 1,0$  pedestre/m<sup>2</sup>

Tabela B9 – Força dinâmica para as classes II e III [130].

Direção	Força Dinâmica	
Vertical (v)	$1,0 \times (280N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 1,85 \times (1 / \eta)^{1/2} \times \psi$	(B15)
Longitudinal (L)	$1,0 \times (140N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 1,85 \times (1 / \eta)^{1/2} \times \psi$	(B16)
Transversal (t)	$1,0 \times (35N) \times \cos(2\pi f_v t) \times 1,85 \times (1 / \eta)^{1/2} \times \psi$	(B17)

Onde:  $N_{eq} = 1,85\sqrt{N}$  para  $> 1,0$  pedestre/m<sup>2</sup>

O cálculo da aceleração de pico vertical é obtido com o uso da Equação (B18).

$$a = \frac{1}{2\xi} \cdot \frac{4F_N}{\pi\rho A} \quad (\text{B18})$$

Onde:

A : é a Área da seção do tabuleiro;

$\Psi$  : é o fator redutor da resposta dinâmica;

$\xi$  : é o coeficiente de amortecimento estrutural;

$\rho$  : é a massa específica da ponte;

$F_N$  : é a força dinâmica.

Os fatores redutores da resposta dinâmica ( $\psi$ ), para passarelas fora da faixa de frequência máxima de probabilidade de ocorrência de ressonância com o primeiro e segundo harmônico da carga de excitação, são apresentados nas Figuras B3 e B4, respectivamente. Observa-se nestas figuras que a resposta dinâmica das passarelas de pedestres é máxima na faixa de frequência do passo dos pedestres de 1,7Hz a 2,1 Hz para o primeiro harmônico e de 3,4 Hz a 4,2 Hz para o segundo harmônico do caminhar humano.

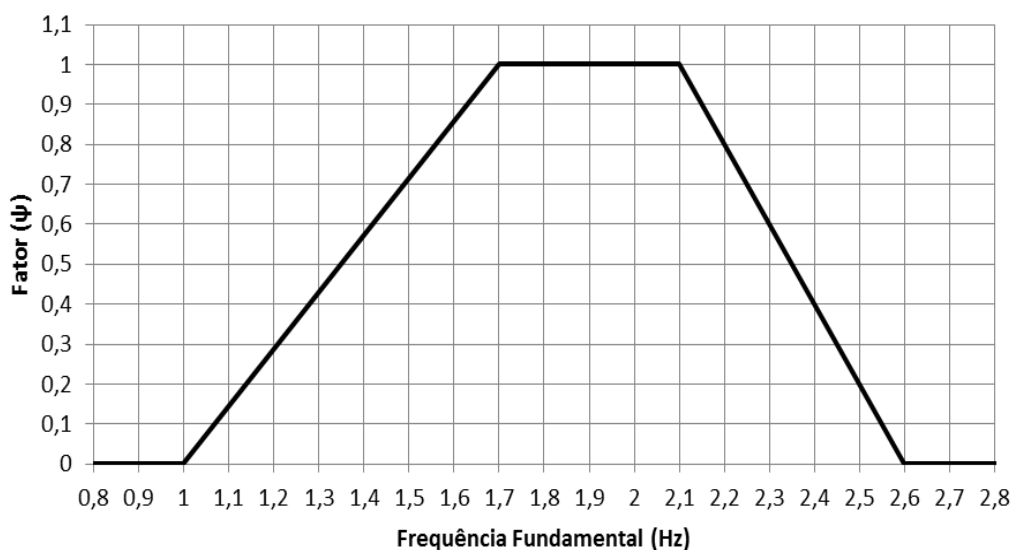


Figura B3 – Fator redutor da resposta dinâmica de passarelas ( $\psi$ ) para o 1º harmônico [130].

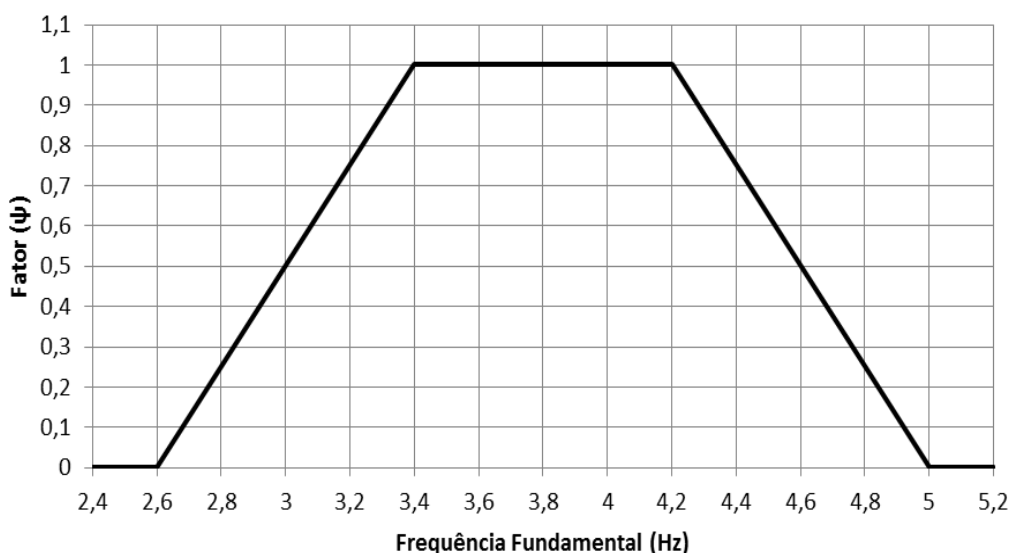


Figura B4 – Fator redutor da resposta dinâmica de passarelas ( $\psi$ ) para o 2º harmônico [130].

- Guia de Projeto HIVOSS [131]

Com o objetivo de disseminar o conhecimento obtido em projetos europeus que lidavam com o problema de vibrações induzidas por pedestres em estruturas de aço, estudiosos, como o Prof. Dr.-Eng. Markus Feldmann e o Dr.-Eng. Christoph Heinemeyer, publicaram em 2008 o guia técnico “HIVOSS” (Human Induced Vibration of Steel Structures) [131]. Nele há uma metodologia simplificada para a solução do problema, que vem ganhando grande relevância à medida que as estruturas estão mais esbeltas, em virtude da utilização de aços de resistência elevada.

O guia de Projeto HIVOSS [131] recomenda um passo a passo, com três passos importantes, de resolução de problemas de vibração:

- a) Passo 1: é o cálculo das frequências naturais da estrutura, que pode ser obtido por programas de elementos finitos, cálculos expeditos de normas ou outro método representativo para obtenção das frequências naturais.
- b) Passo 2: é a verificação do intervalo de frequências críticas, observando se as frequências obtidas estão dentro dos intervalos de frequência crítica, para os quais o risco de haver problemas de vibração excessiva é grande. O guia recomenda evitar os seguintes intervalos: 1,25 Hz a 2,3 Hz para vibrações verticais e longitudinais e 0,50 a 1,2 Hz para vibrações transversais. No entanto, para evitar que as estruturas com frequência natural, vertical ou longitudinal, entre 2,5 Hz e 4,6 Hz sejam excitadas pelo 2º harmônico da carga, o guia sugere que o intervalo crítico seja expandido para 1,25 Hz a 4,6 Hz.
- c) Passo 3: é a definição dos casos de carga que é fornecido em função da classe de tráfego esperada e do nível de conforto desejado. Por isso, o guia recomenda que sejam definidos vários casos de carga, de modo a abranger todas as possíveis combinações entre o tráfego esperado e o conforto requerido. A seguir são apresentadas as classes de tráfego e de conforto definidas para o método HIVOSS [131].

Segundo o guia HIVOSS [131], as classes de conforto podem ser definidas de acordo com a aceleração máxima a ser atingida pela estrutura, dentro de uma das

quatro categorias, de acordo com a Tabela B10. Para se realizar os cálculos pelo guia de projeto HIVOSS [131], deve ser usada uma das classes de tráfego propostas na Tabela B11.

Tabela B10 – Classe de conforto segundo o guia HIVOSS [131].

CLASSE DE CONFORTO	NÍVEL DE CONFORTO	ACELERAÇÃO LIMITE VERTICAL	ACELERAÇÃO LIMITE HORIZONTAL
CL 1	Máximo	< 0,50m/s <sup>2</sup>	<0,10 m/s <sup>2</sup>
CL 2	Médio	0,5 a 1,00 m/s <sup>2</sup>	0,1 a 0,3 m/s <sup>2</sup>
CL 3	Mínimo	1,00 a 2,5 m/s <sup>2</sup>	0,3 a 0,8 m/s <sup>2</sup>
CL 4	Inaceitável	> 2,5 m/s <sup>2</sup>	> 0,8m/s <sup>2</sup>

Tabela B11 – Classe de tráfego segundo o guia HIVOSS [131].

Classe de tráfego	Densidade d (P = pessoa)	Descrição	Características
TC 1	$d = 15 \text{ p}/(B \cdot L)$	Tráfego muito fraco	B = largura do tabuleiro; L=comprimento do tabuleiro
TC 2	$d = 0,2 \text{ p}/\text{m}^2$	Tráfego fraco	Confortável e andamento livre Ultrapassagem é possível Peões isolados podem escolher livremente a passada
TC 3	$d = 0,5 \text{ p}/\text{m}^2$	Tráfego denso	Andamento ainda não restringido Ultrapassagem pode ser inibida intermitentemente
TC 4	$d = 1,0 \text{ p}/\text{m}^2$	Tráfego muito denso	Liberdade de movimento é restringida Andamento perturbando Ultrapassagem já não é possível
TC 5	$d = 1,5 \text{ p}/\text{m}^2$	Tráfego excepcionalmente denso	Andamento desagradável já não é possível escolher livremente a passada

O guia recomenda também a utilização de um dos valores na Tabela B12 para o amortecimento adotado para a estrutura, em função do tipo da estrutura ou do material adotado.

Tabela B12 – Amortecimento recomendado pela guia HIVOSS [131].

Tipo de construção	$\xi$ Mínimo	$\xi$ Médio
Concreto Armado	0,8 %	1,3 %
Concreto Protendido	0,5 %	1,0 %
Estrutura Mista	0,3 %	0,6 %
Estrutura Metálica	0,2 %	0,4 %
Estrutura de Madeira	1,0 %	1,5 %
Stress-Ribbon	0,7 %	1,0 %

O cálculo da carga harmônica uniformemente distribuída sobre a superfície carregada  $S$  é dada pela Equação (B19), com a utilização dos parâmetros fornecidos pela Tabela B13:

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi \cdot f_p \cdot t) \cdot n' \cdot \psi \quad (\text{B19})$$

Onde:

$P$  : é componente da força de um pedestre isolado, que varia conforme a direção do modo de vibração em estudo, indicada na Tabela B13;

$f_p$  : frequência de passo, assumida igual à frequência própria da estrutura para o modo de vibração em estudo;

$n'$  : é o número de pedestres equivalente, definido com base na densidade do fluxo, conforme a Tabela B13.

$\Psi$  : é o coeficiente de redução que considera a probabilidade da frequência de passo se aproximar da frequência própria da estrutura.

Tabela B13 – Parâmetros recomendados pelo guia HIVOSS [131].

P (N)		
Vertical 280	Longitudinal 140	Lateral 35
Coeficiente de redução $\psi$		
Número equivalente $n'$ de peões sobre a superfície carregada S para o modelo de carga de:		
TC1 A TC3 - (DENSIDADE $d < 1,0$ P/m <sup>2</sup> ): $n' = \frac{10,8\sqrt{(\xi \cdot n_{ped})}}{S}$ [1/m <sup>2</sup> ]		
TC4 A TC5 - (DENSIDADE $d > 1,0$ P/m <sup>2</sup> ): $n' = 1,85 \cdot \frac{\sqrt{n}}{S}$ [1/m <sup>2</sup> ]		

Onde:

$\xi$  : é o fator de amortecimento estrutural;

$n$  : é o número de peões sobre a superfície carregada S ( $n = S \times d$ ).

A aceleração máxima devido ao caso de ressonância será dada pela Equação (B20):

$$a_{m\acute{a}x} = \frac{p^* \pi}{m^* \delta} = \frac{p^*}{m^*} \frac{1}{2\xi} \quad (\text{B20})$$

Onde:

$p^*$  : a ação generalizada para a carga distribuída  $p(x)$ ;

$m^*$  : a massa modal generalizada;

$\xi$  : coeficiente de amortecimento estrutural;

$\delta$  : decremento logarítmico do amortecimento.



Para o cálculo da carga generalizada o HIVOSS recomenda que para um grau de liberdade, devemos utilizar a tabela abaixo.

Configuração Modal	Massa generalizada	Ação generalizada $p^*$ para carga distribuída $p(x)$	Ação generalizada $p^*$ para carga móvel $p_{mov}$	Tempo de sintonização
	$m^*$	$p^*$	$p^*$	$t_{máx}$
$m=1:$ $\varphi(x) = \sin\left(\frac{x}{L}\pi\right)$	$\frac{1}{2} \mu L$	$(2/\pi) p(x)L$	$(2/\pi) p_{mov}$	$L / v$
$m=2:$ $\varphi(x) = \sin\left(\frac{2x}{L}\pi\right)$	$\frac{1}{2} \mu L$	$(1/\pi) p(x)L$	$(2/\pi) p_{mov}$	$L / (2v)$
$m=3:$ $\varphi(x) = \sin\left(\frac{3x}{L}\pi\right)$	$\frac{1}{2} \mu L$	$(2/3\pi) p(x)L$	$(2/\pi) p_{mov}$	$L / (3v)$

Com:

$p_{mov}$  (kN) : carga móvel;

$p(x)$  (kN/m) : carga distribuída;

$L$  (m) : comprimento;

$m$  : número de meias ondas;

$v$  (m/s) : velocidade de carga móvel;

$\mu$  (kg/m) : massa distribuída por unidade de comprimento.

## ANEXO C – INTERAÇÃO PEDESTRE-ESTRUTURA

Este anexo tem por objetivo, contribuir com o desenvolvimento de uma metodologia de análise para uma avaliação mais realista no que diz respeito ao efeito da interação dinâmica pedestre-estrutura sobre a resposta dinâmica de passarelas. Para tal, este trabalho de pesquisa utilizou modelos biodinâmicos (sistemas massa-mola-amortecedor, com um grau de liberdade, S1GL) para a representação do caminhar humano.

Com base nos resultados alcançados ao longo deste trabalho de pesquisa, pretende-se alertar os projetistas desse tipo de estrutura, que os modelos com a implementação dos modelos biodinâmicos (massa, mola e amortecedor) reduzem as acelerações de pico da estrutura em relação aos modelos com a implementação da “força dura”, se aproximando dos modelos reais, reforçando a importância da consideração de uma modelagem mais realista do caminhar humano, conforme descrito por Debona *et al.* [75-77].

Para a modelagem numérica do sistema são empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos (MEF), por meio do programa ANSYS [122]. A estrutura foi modelada com elementos SHELL63, conforme descrito no item 3.2, e a modelagem dos pedestres com os elementos COMBIN14 e MASS21, formando a interação pedestre-estrutura. O elemento COMBIN14 é definido por dois nós, sendo conectados por uma constante de mola ( $k$ ) e por um coeficiente de amortecimento ( $c$ ) e o elemento de massa MASS21 é definido por um único nó com componentes de massa concentrada.

Inicialmente, a partir do modelo estrutural, geraram-se os nós coincidentes ( $j$ ) com os nós da estrutura ( $i$ ), conforme trajeto pré-estabelecido do caminhar humano, e estes ligados com o elemento COMBIN14. Nos nós “ $j$ ” foram acoplados o elemento MASS21, formando assim a parcela estática do caminhar humano representado pelo sistema biodinâmico (massa, rigidez e amortecimento) com um grau de liberdade (S1GL). Os valores referentes à massa ( $m$ ), rigidez ( $k$ ) e amortecimento ( $c$ ) foram calculados conforme as Equações 8 a 10 (item 8.2) com os dados de entrada da massa total e a frequência do passo obtidos em cada ensaio (itens 7.10 a 7.19).

A parcela dinâmica foi obtida pelo conjunto dinâmico da massa do pedestre com a aceleração dinâmica do caminhar de cada indivíduo (obtidos pelos ensaios experimentais, conforme itens 7.10 a 7.19), ou seja, a aceleração do centro de

massa de cada pedestre foi obtida nos ensaios experimentais e esta aplicada no elemento MASS21 em forma de tabela (tempo versus aceleração) com aceleração do caminhar no intervalo de tempo de contato do pedestre com a estrutura e nulo (zero) para os demais intervalos durante toda a travessia. Abaixo é apresentado trechos do código fonte da modelagem da interação pedestre-estrutura no programa computacional ANSYS [122].

- Tipos de elementos

```
ET,2,COMBIN14
ET,3,MASS21
KEYOPT,2,2,3
KEYOPT,3,3,2
```

- Propriedade dos elementos (modelagem do pedestre)

```
R,7,15085.56,841.56
R,8,80.80
```

- Definição do nó e conectividade dos elementos

```
N,10001,0,0,0.545
TYPE,2
REAL,7
E,964,10001
TYPE,3
REAL,8
E,10001
```

- Carregamento dinâmico (tabelas de aceleração)

```
*DIM,T0,TABLE,1250,1,1,, ,0
*TREAD,T0,C:\temp\T0.txt,,0
D,10001,ACCZ,%T0%
```