

**IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS E DETECÇÃO DE DANOS DE  
ESTRUTURAS ESTAIADAS**

**DANILO DE SANTANA NUNES**

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS E DETECÇÃO DE DANOS**  
**DE ESTRUTURAS ESTAIADAS**

**DANILO DE SANTANA NUNES**

**ORIENTADORA: GRACIELA NORA DOZ DE CARVALHO**

**CO-ORIENTADOR: JOSÉ LUIS VITAL DE BRITO**

**TESE DE DOUTORADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL**

**PUBLICAÇÃO: E.TD - 12A/19**

**BRASÍLIA/DF: AGOSTO – 2019**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS E DETECÇÃO DE DANOS DE  
ESTRUTURAS ESTAIADAS**

**DANILO DE SANTANA NUNES**

**TESE SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM  
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.**

**APROVADA POR:**

---

**Prof<sup>a</sup> Graciela Nora Doz de Carvalho, Dr<sup>a</sup>. Ing. (ENC-UnB)  
(Orientadora)**

---

**Prof. Artur Antônio de Almeida Portela, PhD (ENC-UnB)  
(Examinador Interno)**

---

**Prof<sup>a</sup> Maria Alzira de Araújo Nunes, Dr<sup>a</sup>. (UnB/FGA)  
(Examinadora Externa)**

---

**Prof. Alexandre Abrahão Cury, PhD (UFJF)  
(Examinador Externo)**

**BRASÍLIA/DF, 27 DE AGOSTO DE 2019**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

NUNES, DANILO DE SANTANA

Identificação de Sistemas e Detecção de Danos de Estruturas Estaiadas [Distrito Federal]  
2019.

xxx, 286p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Estrutural e Construção Civil, 2019).

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1.Estruturas estaiadas

2.Monitoramento estrutural

3.Modelo numérico

4.Identificação de sistemas

5.Detecção de danos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Doutor)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

NUNES, D. de S. (2019). Identificação de Sistemas e Detecção de Danos de Estruturas Estaiadas. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD-12A/19, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 286p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

AUTOR: Danilo de Santana Nunes.

TÍTULO: Identificação de Sistemas e Detecção de Danos de Estruturas Estaiadas.

GRAU: Doutor

ANO: 2019

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

---

Danilo de Santana Nunes

Rodovia Jorge Amado, km 16, Bairro Salobrinho, Pav. Júlio Cascardo, Gabinete 12.

UESC / Campus Soane Nazaré de Andrade, 45662-900 Ilhéus / BA – Brasil.

## **RESUMO**

### **IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS E DETECÇÃO DE DANOS DE ESTRUTURAS ESTAIADAS**

**Autor: Danilo de Santana Nunes**

**Orientador: Graciela Nora Doz de Carvalho**

**Co-Orientador: José Luis Vital de Brito**

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, agosto de 2019.**

A evolução tecnológica das ferramentas de projeto e de processos construtivos levou as obras civis a escalas superiores e alto grau de complexidade, resultando em estruturas de custo elevado e com comportamento cada vez mais flexível, como é o caso das estruturas estaiadas. Estes aspectos tornaram de fundamental importância um passo adicional a ser utilizado nesse tipo de estrutura, além do projeto e da execução, o monitoramento da integridade estrutural.

O objetivo do monitoramento é identificar possíveis danos na estrutura. Entretanto, a detecção representa apenas a última etapa do processo de avaliação da integridade estrutural. Uma alternativa é obter um modelo numérico de referência a partir do qual seja possível avaliar os diferentes estados da estrutura, em diferentes momentos da sua vida útil. Este modelo pode ser obtido através de um processo de atualização com base nas propriedades dinâmicas experimentais do sistema. Busca-se a equivalência da resposta dinâmica do modelo numérico com o modelo experimental utilizado pelos métodos de identificação dinâmica.

No contexto das grandes estruturas, o procedimento experimental de execução mais simples para identificação das propriedades dinâmicas do sistema é através de ensaios contínuos com medições da resposta da estrutura a excitações ambientais, ou seja, com captura apenas da resposta dinâmica a excitações desconhecidas. Têm-se, então, dados de entrada com caráter aleatório, sendo necessário o desenvolvimento de modelos estocásticos para aplicação das técnicas de identificação das propriedades dinâmicas, tais como frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento da estrutura.

O trabalho tem como foco o desenvolvimento de um procedimento padrão, capaz de avaliar a integridade de estruturas estaiadas, a partir das ferramentas numéricas mais recentes e de dispositivos de medição acessíveis. O procedimento se inicia pela identificação estrutural do sistema, com base em séries temporais de aceleração obtidas experimentalmente na pesquisa, passando pela concepção e atualização do modelo numérico, sendo finalizado com a detecção, localização e indicação da ordem de severidade dos possíveis danos na estrutura.

***Palavras-Chave:*** Estruturas estaiadas; monitoramento estrutural; modelo numérico; identificação de sistemas; detecção de danos.

## **ABSTRACT**

### **SYSTEM IDENTIFICATION AND DAMAGE DETECTION OF CABLE-STAYED STRUCTURES**

**Author: Danilo de Santana Nunes**

**Advisor: Graciela Nora Doz de Carvalho**

**Co-Advisor: José Luis Vital de Brito**

**Postgraduate Program in Structures and Civil Construction**

**Brasília, august of 2019.**

The technological evolution of the design tools and construction processes has led civil projects to higher scales and to a high complexity degree, resulting in high-cost structures and with increasingly flexible behavior, as in the case of cable-stayed structures. These aspects made it of fundamental importance an additional step to be used in this type of structure, besides the design and construction, the structural integrity monitoring.

The monitoring purpose is to identify possible structural damages. However, detection represents only the last step of the structural integrity assessment process. An alternative is to obtain a reference numerical model from which it is possible to evaluate the different states of the structure, at different times of its useful life. This model can be obtained through an updating process based on experimental dynamic properties of the system. It is sought the equivalence in the dynamic response of the numerical and experimental models used by the dynamic identification methods.

In the context of large structures, the simplest experimental procedure to identify the system dynamic properties is through continuous tests based on measurements of the structure response due environmental excitations, i.e., by recording only the dynamic response due unknown excitations. The input data has then random character, and it is necessary to develop stochastic models for applying the identification techniques of dynamic properties such as natural frequencies, mode shapes and damping ratios of the structure.

The work focuses on the development of a standard procedure, capable of evaluating the cable-stayed structures integrity, using the latest numerical tools and accessible measuring devices. The procedure starts with the structural system identification, based on acceleration time series obtained experimentally in the research, passing by the design and

updating of the numerical model and it is finalized with the detection, location and indication of the severity order of possible damages in the structure.

**Keywords:** Cable-stayed structures; structural monitoring; numerical model; system identification; damage detection.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>31</b>
1.1	OBJETIVO .....	36
1.1.1	Objetivo geral .....	36
1.1.2	Objetivos específicos.....	37
1.2	METODOLOGIA .....	37
1.3	APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	40
1.4	CONTRIBUIÇÕES DO TRABALHO .....	41
<b>2</b>	<b>SOBRE AS ESTRUTURAS ESTAIADAS .....</b>	<b>42</b>
2.1	CONCEITOS.....	42
2.2	SISTEMA DE CABOS .....	45
2.2.1	Configuração longitudinal.....	45
2.2.2	Configuração transversal .....	48
2.3	MASTROS .....	49
2.3.1	Configuração transversal.....	49
2.3.2	Tipos de vinculação.....	50
2.4	TABULEIRO .....	51
<b>3</b>	<b>ESTADO DA ARTE.....</b>	<b>53</b>
3.1	ABORDAGENS DE ANÁLISE E MODELAGEM COMPUTACIONAL DE ESTRUTURAS ESTAIADAS.....	53
3.2	IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICA DE SISTEMAS .....	74
3.2.1	Introdução.....	74
3.2.2	Métodos no domínio do tempo.....	76
3.2.2.1	Métodos baseados no ajuste do modelo às funções de correlação da resposta .....	77

3.2.2.2	Métodos baseados no ajuste do modelo às séries temporais de resposta .....	79
3.2.3	Métodos no domínio da frequência .....	85
3.3	DETECÇÃO DE DANOS.....	97
3.3.1	Introdução.....	97
3.3.2	Métodos baseados em alterações nos parâmetros modais ou suas derivadas.....	101
3.3.3	Métodos baseados nas funções de resposta em frequência .....	104
3.3.4	Métodos baseados na matriz de flexibilidade.....	105
3.3.5	Métodos baseados na atualização das matrizes do sistema.....	106
3.3.6	Métodos baseados em redes neurais artificiais.....	108
<b>4</b>	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA .....</b>	<b>113</b>
4.1	MODELOS DINÂMICOS DE SISTEMAS ESTRUTURAIS LINEARES	113
4.1.1	INTRODUÇÃO.....	113
4.1.2	RESPOSTA PARA EXCITAÇÕES DETERMINÍSTICAS.....	113
4.1.2.1	Modelos no domínio do tempo.....	113
4.1.2.2	Modelo no domínio da frequência.....	121
4.1.3	RESPOSTA PARA EXCITAÇÕES ESTOCÁSTICAS .....	125
4.2	IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS .....	128
4.2.1	INTRODUÇÃO.....	128
4.2.2	AQUISIÇÃO DAS SÉRIES TEMPORAIS DE RESPOSTA.....	128
4.2.3	IDENTIFICAÇÃO DAS FORÇAS DE PROTENSÃO DOS CABOS .....	131
4.2.4	IDENTIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS DO SISTEMA ESTRUTURAL .....	133
4.2.4.1	<i>Stochastic Subspace Identification – Unweighted Principal Components (SSI-UPC)</i>	133
4.2.4.2	<i>Curve-fit Frequency Domain Decomposition (CFDD)</i> .....	140

4.3	REDES NEURAIIS ARTIFICIAIS.....	149
4.3.1	DETECÇÃO DE DANOS E AS REDES NEURAIIS ARTIFICIAIS.....	149
4.3.2	CONCEITOS GERAIS .....	151
4.3.2.1	Funções de ativação neural.....	153
4.3.2.2	Arquitetura da rede .....	154
4.3.2.3	Processo de aprendizagem.....	155
4.3.3	REDES <i>FEEDFORWARD BACKPROPAGATION</i> .....	156
<b>5 VALIDAÇÃO DO SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS PROPOSTO .....</b>		<b>160</b>
5.1	INTRODUÇÃO.....	160
5.2	SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS PROPOSTO .....	162
5.3	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE VALIDAÇÃO .....	166
5.4	RESULTADOS, DISCUSSÕES E CONCLUSÃO .....	170
5.4.1	Ensaio 01 – Modelo de pórtico bidimensional.....	170
5.4.2	Ensaio 02 – Modelo de barra engastada e livre.....	172
5.4.3	Ensaio 03 – Laje (uma placa Arduino).....	173
5.4.4	Ensaio 04 – Laje (duas placas Arduino).....	175
5.4.5	Discussões e conclusão .....	177
<b>6 ESTUDO DE CASO – PASSARELA ESTAIADA KM 88 BR101 (SE) 180</b>		
6.1	INTRODUÇÃO.....	180
6.2	DESCRIÇÃO DA PASSARELA.....	180
6.3	CONCEPÇÃO DO MODELO NUMÉRICO INICIAL DA PASSARELA	183
6.4	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DINÂMICOS.....	185

6.4.1	Introdução.....	185
6.4.2	Ensaios dos estais .....	185
6.4.3	Ensaios da estrutura.....	186
6.5	<b>IDENTIFICAÇÃO DO SISTEMA .....</b>	<b>189</b>
6.5.1	Introdução.....	189
6.5.2	Estais .....	189
6.5.3	Estrutura .....	192
6.6	<b>ATUALIZAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....</b>	<b>196</b>
6.7	<b>DETECÇÃO DE DANOS.....</b>	<b>199</b>
6.7.1	Ajuste do modelo numérico e concepção dos cenários de dano .....	199
6.7.2	Definição dos cenários de dano.....	204
6.7.3	Arquitetura da rede neural proposta e abordagem de treinamento.....	211
6.7.4	Validações e testes automáticos da rede.....	215
6.7.5	Simulações de ensaios – cenários de dano diferentes dos dados de treinamento	221
6.7.5.1	Cenários com intensidades aleatórias de dano .....	222
6.7.5.2	Cenários com regiões danificadas diferentes .....	223
6.7.5.3	Cenários intactos, aplicadas variações de temperatura ao modelo.....	226
6.7.6	Novo ensaio para avaliação da integridade estrutural da passarela.....	227
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>237</b>
7.1	ENSAIOS DINÂMICOS E IDENTIFICAÇÃO DO SISTEMA .....	237
7.2	CONCEPÇÃO E ATUALIZAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO .....	238
7.3	DETECÇÃO DE DANOS.....	239
7.4	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	243
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>244</b>
	<b>APÊNDICES.....</b>	<b>264</b>

APÊNDICE A .....	265
APÊNDICE B.....	279

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Comparação entre as dez primeiras frequências naturais relacionadas aos modos de vibração de flexão verticais, sendo os cabos divididos em 1, 3, 5 e 7 elementos. A ordem do modo é dada entre parênteses (KAROUMI, 1999). .....	57
Tabela 3.2 – Parte das propriedades dinâmicas identificadas experimentalmente e numericamente no trabalho (MAES et al., 2016). .....	85
Tabela 3.3 – Propriedades dinâmicas identificadas com as técnicas SSI-CVA e EFDD (BENEDETTINI; GENTILE, 2011). .....	91
Tabela 5.1 – Especificações técnicas da placa Arduino/Genuino 101 (GENUINO 101, 2018). .....	164
Tabela 5.2 – Especificações técnicas da unidade Bosch BMI160 (BOSCH BMI160, 2018). .....	165
Tabela 5.3 – Frequências naturais identificadas (modelo de pórtico bidimensional). .....	172
Tabela 5.4 – Frequência natural identificada (modelo de barra engastada e livre). .....	173
Tabela 5.5 – Frequências naturais identificadas (Laje – um sensor). .....	175
Tabela 5.6 – Frequências naturais identificadas pelo sistema de aquisição proposto, composto por uma e duas placas Arduino. ....	176
Tabela 5.7 – Comparação entre as frequências naturais obtidas com os dois sistemas de aquisição, utilizando o FDD. ....	177
Tabela 6.1 – Forças axiais dos estais relacionadas às primeiras quatro frequências naturais identificadas e o valor T final. ....	192
Tabela 6.2 – Comparação entre as frequências naturais obtidas com os dois métodos. ...	195
Tabela 6.3 – Evolução da atualização do modelo numérico com base na frequências naturais experimentais. ....	198
Tabela 6.4 – Comparativo entre os esforços axiais do estais obtidos e buscados no modelo numérico atualizado. ....	201
Tabela 6.5 – Matriz de influência da catenária em função da força final. ....	202
Tabela 6.6 – Matriz de influência da catenária em função da variação da força final. ....	203

Tabela 6.7 – Variações necessárias das forças. ....	204
Tabela 6.8 – Cenários de múltiplos danos. ....	211
Tabela 6.9 – Cenários simulados utilizados no treinamento da RNA. ....	213
Tabela 6.10 – Exemplo da definição dos vetores de entrada e saída no cenário 17. ....	213
Tabela 6.11 – Exemplo da definição dos vetores de entrada e saída no cenário 40. ....	214
Tabela 6.12 – Parâmetros de treinamento da rede. ....	214
Tabela 6.13 – Saída da rede para vetor de entrada formado pelas frequências da estrutura com dano. ....	222
Tabela 6.14 – Vetor de saída da rede para um dano de 10% na região D5. ....	224
Tabela 6.15 – Vetor de saída da rede para um dano de 10% na região D6. ....	224
Tabela 6.16 – Vetor de saída da rede para um dano de 10% na região D7. ....	225
Tabela 6.17 – Vetor de saída da rede para um dano de 10% na região D8. ....	225
Tabela 6.18 – Vetor de saída da rede para situação de estrutura intacta, com variação de 6°C de temperatura. ....	226
Tabela 6.19 – Vetor de saída da rede para situação de estrutura intacta, com variação de 10°C de temperatura. ....	226
Tabela 6.20 – Novas forças axiais dos estais relacionadas às primeiras quatro frequências naturais identificadas e o valor T final. ....	230
Tabela 6.21 – Comparação entre as frequências naturais obtidas nos dois ensaios. ....	233
Tabela 6.22 – Variações das forças dos estais. ....	234
Tabela 6.23 – Coordenadas modais dos pontos do tabuleiro relacionados aos pares de estais com redução (E4, E6 e E7) e com maior aumento (E5) de força. ....	234
Tabela 6.24 – Vetor de danos fornecido pela RNA proposta. ....	235
Tabela 6.25 – Comparativo entre as frequências naturais experimentais e as fornecidas pelo modelo numérico danificado. ....	236

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – (a) Ponte sobre o rio Sutong Yangtze, na China, 2008 ( <a href="http://structurae.net/en/structures/sutong-bridge">http://structurae.net/en/structures/sutong-bridge</a> ); (b) Ponte da Ilha Russky, na Rússia, 2012 ( <a href="http://en.wikipedia.org/wiki/Rusky_Bridge">http://en.wikipedia.org/wiki/Rusky_Bridge</a> ).....	31
Figura 1.2 – Procedimento utilizado para avaliação da integridade estrutural do sistema estaiado.....	39
Figura 2.1 – Principais elementos de uma ponte estaiada (terminologia).....	43
Figura 2.2 – Conceito, distribuição de cargas e esforços solicitantes de um arranjo estaiado (VARGAS, 2007) adaptada.....	43
Figura 2.3 – Utilização de cabos externos.....	44
Figura 2.4 – Arranjos usuais (na sequência): arranjo em leque, em harpa e misto (GIMSING, 1998) adaptada.....	45
Figura 2.5 – Modelos utilizados (SONG; KIM, 2007).....	46
Figura 2.6 – Variação da catenária dos estais durante incremento de carga (SONG; KIM, 2007).....	47
Figura 2.7 – Forças dos cabos no colapso global dos exemplos (SONG; KIM, 2007).....	47
Figura 2.8 – Esforços nos elementos das pontes dos exemplos em colapso global (SONG; KIM, 2007).....	48
Figura 2.9 – Arranjos usuais (na sequência): Arranjo em dois planos verticais, em dois planos inclinados e com um único plano vertical, respectivamente. ....	49
Figura 2.10 – Configurações usuais dos mastros (na sequência): mastro composto por um único pilar, por dois pilares, por um pórtico, por um cavalete e cavalete modificado (WALTHER <i>et al.</i> , 1988; ALMEIDA, 1989) adaptada.....	50
Figura 2.11 – Tipos de vinculação.....	50
Figura 2.12 – Comparação entre os momentos fletores, provenientes do carregamento permanente, de uma ponte em viga contínua de três vãos e do tabuleiro de uma solução em ponte estaiada para o mesmo número e comprimento de vãos. ....	52

Figura 3.1 – Comportamento não linear de estruturas suportadas por cabos (ZÁRATE, 2005).....	54
Figura 3.2 – Geometria do modelo da ponte Meiko-Nishi (KAROUMI, 1999).....	55
Figura 3.3 – Comportamento não linear do modelo da ponte estaiada: (a) deslocamento vertical; (b) força no estai. (KAROUMI, 1999). ....	56
Figura 3.4 – Três primeiras frequências naturais e modos de vibração de flexão no plano vertical. Valores entre parênteses são os obtidos em Abdel-Ghaffar (1991) (KAROUMI, 1999).....	57
Figura 3.5 – Viaduto Safti Link, Singapura ( <a href="http://www.tylin.com/en/projects/safti_link_bridge">http://www.tylin.com/en/projects/safti_link_bridge</a> ).....	58
Figura 3.6 – Vistas esquemáticas do modelo do viaduto Safti Link (BROWNJOHN; XIA, 2000).....	59
Figura 3.7 – Ponte Kap Shui Mun, Hong Kong ( <a href="https://structurae.net/photos/213009-kap-shui-mun-bridge">https://structurae.net/photos/213009-kap-shui-mun-bridge</a> ). ....	59
Figura 3.8 – Modelo da Ponte Kap Shui Mun (ZHANG <i>et al.</i> , 2001). ....	60
Figura 3.9 – Ponte Memorial Bill Emerson, Illinois/Missouri ( <a href="https://structurae.net/photos/216303-bill-emerson-memorial-bridge">https://structurae.net/photos/216303-bill-emerson-memorial-bridge</a> ).....	60
Figura 3.10 – Modelo base utilizado para a Ponte Memorial Bill Emerson (ZÁRATE, 2005). ....	61
Figura 3.11 – Seção transversal do modelo em “espinha” (ZÁRATE, 2005).....	62
Figura 3.12 – Distribuição das forças dos estais utilizando um elemento por cabo (ZÁRATE, 2005).....	62
Figura 3.13 – Ponte do Canal de Suez, África/Ásia ( <a href="http://www.navy.mil/management/photodb/photos/090622-N-5345W-005.jpg">http://www.navy.mil/management/photodb/photos/090622-N-5345W-005.jpg</a> ). ....	63
Figura 3.14 – Modelo da ponte do Canal de Suez (ABOZEID <i>et al.</i> , 2006). ....	64
Figura 3.15 – Ponte Quincy Bayview, Illinois, USA ( <a href="https://www.johnweeks.com/river_mississippi/pagesB/umissB13.html">https://www.johnweeks.com/river_mississippi/pagesB/umissB13.html</a> ).....	64
Figura 3.16 – Distribuição das massas do tabuleiro (WILSON, 1991) <i>apud</i> (DUTTA, 2007). ....	65

Figura 3.17 – Modelo em elementos finitos do tabuleiro (DUTTA, 2007) adaptada. ....	65
Figura 3.18 – Modelo numérico da ponte Quincy Bayview (DUTTA, 2007). ....	66
Figura 3.19 – Detalhe do modelo na região do mastro (DUTTA, 2007). ....	66
Figura 3.20 – Passarela estaiada em Bormio, Itália (MORATTI <i>et al.</i> , 2008). ....	67
Figura 3.21 – Modelos em elementos finitos: barra equivalente (esquerda) e casca (direita) (MORATTI <i>et al.</i> , 2008). ....	68
Figura 3.22 – Período modal e participação da massa: elemento de barra (esquerda) and modelo em casca (direita) (MORATTI <i>et al.</i> , 2008). ....	68
Figura 3.23 – Comparativo entre as frequências naturais obtidas pelos modelos de barra e em elementos de casca (MORATTI <i>et al.</i> , 2008). ....	69
Figura 3.24 – Ponte Vittorio Sora, Itália ( <a href="https://structurae.net/structures/ponte-vittorio-sora">https://structurae.net/structures/ponte-vittorio-sora</a> ). ....	69
Figura 3.25 – Modelo tridimensional em elementos finitos da ponte (BENEDETTINI; GENTILE, 2011). ....	70
Figura 3.26 – Ponte sobre o rio Jing Yue Yangtze, China ( <a href="https://megaconstrucciones.net/en/jingyue-yangtze-river-bridge/">https://megaconstrucciones.net/en/jingyue-yangtze-river-bridge/</a> ). ....	71
Figura 3.27 – Modelo em elementos finitos da Ponte sobre o rio Jing Yue Yangtze (YUE; LI, 2014). ....	72
Figura 3.28 – Ponte estaiada de Pietratagliata, Itália ( <a href="https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Canal_del_Ferro_Pietratagliata_Fella_Ponte_di_Ferro_22082007_05.jpg">https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Canal_del_Ferro_Pietratagliata_Fella_Ponte_di_Ferro_22082007_05.jpg</a> ). ....	73
Figura 3.29 – Modelos desenvolvidos da ponte estaiada Pietratagliata: (a) modelo inicial; (b) modelo refinado, com detalhe da conexão do estai com o tabuleiro (BEDON <i>et al.</i> , 2016). ....	74
Figura 3.30 – Classificação geral dos métodos de identificação estocástica de sistemas. ..	76
Figura 3.31 – Modos de vibração identificados pelo SSI-CVA (BENEDETTINI; GENTILE, 2011). ....	81
Figura 3.32 – Diagrama de estabilização dos métodos SSI (BENEDETTINI; GENTILE, 2011). ....	82

Figura 3.33 – Passarela estaiada em Bolonha, Itália (UBERTINI <i>et al.</i> ,2013).....	82
Figura 3.34 – Modos de vibração identificados pelo SSI-CVA implementado pelos autores (UBERTINI <i>et al.</i> , 2013).....	83
Figura 3.35 – (a) modos identificados nas análises SSI; (b) modos estáveis (UBERTINI <i>et al.</i> , 2013).....	83
Figura 3.36 – Passarela estaiada em Ninove, Bélgica (MAES <i>et al.</i> , 2016). ....	84
Figura 3.37 – Vista tridimensional do modelo do ANSYS utilizado (MAES <i>et al.</i> , 2016).84	
Figura 3.38 – Decomposição em valores singulares da técnica EFDD (BENEDETTINI; GENTILE, 2011).....	91
Figura 3.39 – Passarela Oberwies (CANTIENI, 2013).....	92
Figura 3.40 – Decomposição em valores singulares da técnica EFDD da estrutura de concreto (CANTIENI, 2013).....	92
Figura 3.41 – Modos de vibração identificados pelo EFDD (CANTIENI, 2013) adaptada. ....	93
Figura 3.42 – Decomposição em valores singulares da técnica EFDD do estai longo, analisado como estrutura isolada (CANTIENI, 2013). ....	93
Figura 3.43 – Densidade espectral decomposta em dois valores singulares e seleção das frequências naturais da ponte de Pietratagliata pelo método EFDD (BEDON <i>et al.</i> , 2016). ....	94
Figura 3.44 – Comparativo entre os modos de vibração natural da ponte de Pietratagliata identificados pelo método EFDD (linha tracejada) e obtidos com modelo inicial (BEDON <i>et al.</i> , 2016).....	94
Figura 3.45 – Visão geral dos métodos de identificação de dano (RAMOS, 2007) adaptada. ....	100
Figura 4.1 – Idealização do sistema com um único grau de liberdade: (a) componentes básicos e (b) forças em equilíbrio (CLOUGH; PENZIEN, 2003) adaptada. ....	114
Figura 4.2 – Exemplo da FRF de um sistema com um grau de liberdade (amplitudes e fases) (MAGALHÃES, 2004) adaptada. ....	123

Figura 4.3 – Relação entre um exemplo de sinal representativo de um processo de banda larga e a função de autocorrelação (MENDES; OLIVEIRA, 2008). .....	127
Figura 4.4 – Exemplos de séries temporais de resposta obtidas pelo <i>software AqDAnalysis</i> . .....	129
Figura 4.5 – Esquema de aquisição com acelerômetros sem fio (MAGALHÃES, 2004). 130	
Figura 4.6 – Placa Arduino/Genuino 101 (GENUINO 101, 2018). .....	131
Figura 4.7 – Exemplo de aplicação do diagrama de estabilização, extraído do ARTeMIS Modal 4.0, utilizando a variante SSI-UPC. ....	140
Figura 4.8 – Exemplo das relações entre os processos estocásticos e os espectros de potência (MAGALHÃES, 2004) adaptada. ....	142
Figura 4.9 – Evolução das técnicas de identificação no domínio da frequência. ....	145
Figura 4.10 – Funções de densidade espectral decompostas em $N_S$ valores singulares (OLIVEIRA, 2014) adaptada. ....	146
Figura 4.11 – Remoção do componente harmônico do gráfico de densidade espectral do SVD utilizando interpolação linear (JACOBSEN <i>et al.</i> , 2008). ....	148
Figura 4.12 – Remoção do falso modo de vibração por interpolação linear (em vermelho) e posterior aplicação do algoritmo <i>curve-fitting</i> da técnica CFDD (em azul) (JACOBSEN <i>et al.</i> , 2008). ....	149
Figura 4.13 – Representação do modelo matemático do neurônio artificial (SILVA <i>et al.</i> , 2016; HAYKIN, 2009). ....	152
Figura 4.14 – Exemplos de funções de ativação parcialmente diferenciáveis (SILVA <i>et al.</i> , 2016) adaptada. ....	153
Figura 4.15 – Exemplos de funções de ativação totalmente diferenciáveis (SILVA <i>et al.</i> , 2016) adaptada. ....	153
Figura 4.16 – Rede com arquitetura acíclica, com uma e múltiplas camadas (HAYKIN, 2009) adaptada. ....	155
Figura 4.17 – Rede com arquitetura recorrente, com uma e múltiplas camadas (HAYKIN, 2009) adaptada. ....	155

Figura 4.18 – Esquema de funcionamento de uma rede <i>Feedforward</i> com algoritmo de treinamento <i>Backpropagation</i> (CHE <i>et al.</i> , 2011).....	159
Figura 5.1 – Placa Arduino/Genuino 101 munida de acelerômetro, giroscópio e <i>bluetooth</i> (GENUINO 101, 2018) ( <a href="https://www.embarcados.com.br/genuino-101/">https://www.embarcados.com.br/genuino-101/</a> ) adaptada.....	164
Figura 5.2 – IMU Bosch BMI160 (BOSCH BMI160, 2018) adaptada.....	165
Figura 5.3 – Interface gráfica do <i>software Realterm</i> . ....	166
Figura 5.4 – Modelo de pórtico, em escala reduzida, bidimensional com três pavimentos. ....	167
Figura 5.5 – Modelo de barra engastada e livre. ....	168
Figura 5.6 – Laje ensaiada com uma placa Arduino/Genuino 101. ....	168
Figura 5.7 – Laje ensaiada com duas placas Arduino/Genuino 101. ....	169
Figura 5.8 – Pontos medidos no ensaio com duas placas Arduino.....	170
Figura 5.9 – Séries temporais de aceleração obtidas com a placa Arduino e com o acelerômetro profissional (Modelo de pórtico bidimensional).....	171
Figura 5.10 – Funções DEP obtidas com a placa Arduino e o acelerômetro profissional (Modelo de pórtico bidimensional). ....	171
Figura 5.11 – Séries temporais de aceleração obtidas com a placa Arduino e com o acelerômetro profissional (Modelo de barra engastada e livre). ....	172
Figura 5.12 – Funções DEP obtidas com a placa Arduino e o acelerômetro profissional (Modelo de barra engastada e livre). ....	173
Figura 5.13 – Séries temporais de aceleração obtidas com a placa Arduino e com o acelerômetro profissional (Laje – uma placa). ....	174
Figura 5.14 – Funções DEP obtidas com a placa Arduino e o acelerômetro profissional (Laje – um sensor). ....	175
Figura 5.15 – Função DEP obtida com a placa Arduino, decomposta em dois valores singulares.....	176
Figura 5.16 – Primeiros três modos de vibração natural, crescente da esquerda para direita (Laje – duas placas). ....	176

Figura 5.17 – Primeiros três modos de vibração natural, crescente da esquerda para direita (Laje – a partir das séries de aceleração obtidas por Carmona, em 2016, com dois acelerômetros profissionais).....	177
Figura 6.1 – Passarela estaiada localizada na cidade de Nossa Senhora do Socorro, Sergipe. ....	181
Figura 6.2 – Elevação da passarela.....	181
Figura 6.3 – Detalhe do sistema de barras Dywidag (SISTEMAS DYWIDAG, 2017)....	182
Figura 6.4 – Detalhes do mastro e do tabuleiro (corte A–A). ....	182
Figura 6.5 – Detalhe da divisão da seção transversal do tabuleiro para definição das rigidezes e posições das barras longitudinais equivalentes.....	183
Figura 6.6 – Modelo numérico inicial da passarela.....	184
Figura 6.7 – Nove primeiros modos obtidos com o modelo numérico inicial da passarela, com destaque para a posição adotada para o sensor de referência dos <i>setups</i> de ensaio...	187
Figura 6.8 – Esquemas de ensaio dos estais (Ex.: E8-D) e da estrutura (Ex.: <i>setup</i> 03)...	187
Figura 6.9 – Detalhes dos sistemas instalados na passarela: (a) ensaio do estai E5-E; (b) <i>setup</i> de ensaio 07. ....	188
Figura 6.10 – <i>Setups</i> de ensaio utilizados na passarela. ....	188
Figura 6.11 – Séries temporais de aceleração do estais E5-D, E6-D, E7-D e E8-D, obtidas com o sistema de aquisição proposto. ....	190
Figura 6.12 – Densidades espectrais de potência dos sinais de aceleração capturados dos estais E5-D, E6-D, E7-D e E8-D.....	191
Figura 6.13 – Séries temporais de aceleração obtidas pelo sistema de aquisição proposto no <i>setup</i> de ensaio 06.....	193
Figura 6.14 – Diagrama de estabilização fornecido pelo SSI-UPC. ....	193
Figura 6.15 – Algoritmo <i>curve-fitting</i> aplicado aos picos do espectro relacionado ao primeiro valor singular. ....	195
Figura 6.16 – Quatro primeiros modos de vibração natural obtidos com o CFDD.....	196
Figura 6.17 – Coeficientes de sensibilidade do Modelo 2.....	197

Figura 6.18 – Modelo final (atualizado) da passarela. ....	198
Figura 6.19 – Primeiros quatro modos de vibração natural verticais do modelo numérico final (atualizado) e experimentais.....	199
Figura 6.20 – Diagrama de tensões máximas da passarela devido ao carregamento permanente (peso próprio + forças de protensão dos estais) (Escala: 1/1650).....	205
Figura 6.21 – Diagrama de tensões mínimas da passarela devido ao carregamento permanente (peso próprio + forças de protensão dos estais) (Escala: 1/1650).....	205
Figura 6.22 – Deformada da passarela sob carregamento permanente (peso próprio + forças de protensão dos estais) (Escala: 150/1).....	206
Figura 6.23 – Momentos fletores no tabuleiro sob carregamento permanente (Escala: 1/50). .....	207
Figura 6.24 – Momentos fletores no mastro sob carregamento permanente (Escala: 1/50). .....	207
Figura 6.25 – Distribuição das armações existentes ao longo do tabuleiro.....	207
Figura 6.26 – Regiões selecionadas: D1, D2, D3 e D4. ....	208
Figura 6.27 – Tensões máximas no primeiro modo de vibração (Escala: 1/1650). ....	209
Figura 6.28 – Tensões mínimas no primeiro modo de vibração (Escala: 1/1650).....	209
Figura 6.29 – Tensões máximas no segundo modo de vibração (Escala: 1/1650).....	209
Figura 6.30 – Tensões mínimas no segundo modo de vibração (Escala: 1/1650).....	210
Figura 6.31 – Arquitetura da rede neural proposta. ....	211
Figura 6.32 – Exemplos de status da rede – vetores com componentes máximos de 15, tanto para validação quanto para teste. ....	216
Figura 6.33 – Exemplo de status de treinamento e validação da rede.....	216
Figura 6.34 – Exemplos de status da rede – vetores com componentes variando entre 0 e 20, tanto para validação quanto para teste. ....	218
Figura 6.35 – Exemplo de status de treinamento e validação da rede.....	219

Figura 6.36 – Exemplos de status da rede – (a) danos entre 0 e 15 % para validação e danos entre 0 e 20% para teste; (b) danos entre 0 e 20% para validação e danos entre 0 e 15% para teste.....	220
Figura 6.37 – Exemplo de status de treinamento e validação da rede.....	221
Figura 6.38 – Novas posições de dano (D5, D6, D7 e D8). .....	223
Figura 6.39 – Novas séries temporais de aceleração do estais E5-D, E6-D, E7-D e E8-D. ....	228
Figura 6.40 – Densidades espectrais de potência dos novos sinais de aceleração dos estais E5-D, E6-D, E7-D e E8-D.....	229
Figura 6.41 – Séries temporais de aceleração no <i>Setup</i> 06.....	231
Figura 6.42 – Algoritmo <i>curve-fitting</i> aplicado ao terceiro pico do espectro relacionado ao primeiro valor singular ( <i>setup</i> 06). .....	231
Figura 6.43 – Séries temporais de aceleração no <i>Setup</i> 03.....	232
Figura 6.44 – Algoritmo <i>curve-fitting</i> aplicado ao terceiro pico do espectro relacionado ao primeiro valor singular ( <i>setup</i> 03). .....	233
Figura 6.45 – Esquema da variação das forças dos pares de estais E4, E5, E6 e E7. ....	234
Figura A.1 – Séries temporais de aceleração dos estais obtidas no primeiro ensaio.....	268
Figura A.2 – DEPs dos sinais obtidos dos estais no primeiro ensaio.....	272
Figura A.3 – Séries de aceleração da estrutura completa (Setups 01 ao 17) obtidas no primeiro ensaio. ....	278
Figura B.1 – Séries temporais de aceleração dos estais obtidas no segundo ensaio. ....	282
Figura B.2 – DEPs dos sinais obtidos dos estais no segundo ensaio. ....	286

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

$P_{\text{crít}}$	força axial crítica
$E_{\text{eq}}$	módulo de elasticidade efetivo do estai
$E$	módulo de elasticidade da cordoalha do estai, considerada reta
$P$	carga atuante no estai
$P_y$	carga limite do estai
$M_y$	momento fletor atuante
$M_{yp}$	momento fletor limite
$F_I(t)$	força de inércia da estrutura, no tempo contínuo
$F_D(t)$	força relacionada ao amortecimento da estrutura, no tempo contínuo
$F_S(t)$	força relacionada à rigidez da estrutura, no tempo contínuo
$p(t)$	força externa aplicada, no tempo contínuo
$m$	massa do grau de liberdade
$\ddot{q}(t)$	vetor de aceleração do grau de liberdade, no tempo contínuo
$c$	constante de amortecimento relacionada ao grau de liberdade
$\dot{q}(t)$	vetor de velocidade do grau de liberdade, no tempo contínuo
$k$	rigidez relacionada ao grau de liberdade
$q(t)$	vetor de deslocamento do grau de liberdade ou resposta acoplada do sistema, no tempo contínuo
$p(t)$	vetor coluna que descreve as $n_e$ entradas no tempo contínuo $t$
$n$	número de graus de liberdade, número de equações ou número de incógnitas do sistema
$M$	matriz de massa do sistema
$C_1$	matriz de amortecimento do sistema
$K$	matriz de rigidez global do sistema
$P(t)$	vetor coluna com as forças aplicadas ao sistema, contínuo no tempo
$B_1$	matriz que descreve a posição de aplicação das forças
$n_e$	número de entradas
$x_1(t)$ e $x_2(t)$	vetores de estado no tempo contínuo

$A(t)$	matriz de estado do sistema, no tempo contínuo, com dimensão $n_2 = 2n$
$B(t)$	matriz de entrada do sistema, no tempo contínuo
$C(t)$	matriz de saída do sistema, no tempo contínuo
$D(t)$	matriz de transmissão direta do sistema, no tempo contínuo
$A$	matriz de estado do sistema, invariante no tempo, com dimensão $n_2 = 2n$
$B$	matriz de entrada do sistema, invariante no tempo
$n_0$	número de sensores que fornecem medições de deslocamentos, velocidades e/ou acelerações
$C_a$	matriz que seleciona os graus de liberdade do modelo em elementos finitos que foram medidos experimentalmente através do $n_0$ sensores de aceleração
$C_v$	matriz que seleciona os graus de liberdade do modelo em elementos finitos que foram medidos experimentalmente através do $n_0$ sensores de velocidade
$C_d$	matriz que seleciona os graus de liberdade do modelo em elementos finitos que foram medidos experimentalmente através do $n_0$ sensores de deslocamento
$\Delta$	matriz de autovalores da matriz de estado $A$
$\Psi$	matriz de autovetores da matriz de estado $A$
$x_k$	vetor de estado no tempo discreto contendo as amostras de deslocamentos e velocidades
*	conjugado da matriz
$\lambda_k$	autovalores relacionados às frequências naturais da estrutura, da representação em espaço de estado, no tempo contínuo
$\omega_k$	frequências naturais da estrutura
$\zeta_k$	coeficientes de amortecimento da estrutura
$\varphi_k$	modos de vibração da estrutura
$\Phi$	componentes modais observáveis
$P_k$	amostras de entrada, no tempo discreto
$q_k$	amostra de saída, no tempo discreto

$A_d$	matriz de estado, no tempo discreto
$B_d$	matriz de entrada, no tempo discreto
$C_d$	matriz de saída, no tempo discreto
$D_d$	matriz de transmissão direta, no tempo discreto
$\mu_k$	autovalores da representação em espaço de estado, no tempo discreto, relacionados às frequências naturais da estrutura
$\mathfrak{F}\{ \}$	transformada de Fourier
$\mathfrak{F}\{q(t)\}$	transformada contínua de Fourier, para o domínio da frequência angular, da resposta do sistema
$\mathfrak{F}\{p(t)\}$	transformada contínua de Fourier, para o domínio da frequência angular, da excitação do sistema
$H(\Omega)$	função de transferência ou função de resposta em frequência (FRF)
$A(\Omega)$	função de transferência ou função de resposta em frequência (FRF), que relaciona forças e acelerações, denominada Inertância
$\{Q(\Omega)\}$	vetor de deslocamentos da estrutura, definidos no domínio da frequência
$\{H(\Omega)\}$	matriz de transferência que relaciona os deslocamentos com as excitações aplicadas nos $n$ graus de liberdade
$\{P(\Omega)\}$	vetor de excitações da estrutura, definidos no domínio da frequência
$Q_n(\Omega)$	resposta desacoplada no domínio da frequência
$H_n(\Omega)$	função de transferência desacoplada, definida para cada frequência do sistema
$n_m$	número de medições
$x_k(t)$ e $y_k(t)$	processos estocásticos
$\mu_x$	valor médio para um processo estocástico estacionário
$R_{xx}(\tau)$	função de autocorrelação, para um processo estocástico estacionário, dependente do defasamento do tempo $\tau$
$R_{xy}(\tau)$	função de correlação cruzada, para um processo estocástico estacionário, dependente do defasamento do tempo $\tau$
$f_{nm}$	frequência natural do cabo no modo $nm$ de vibração
$nm$	número do modo de vibração
$L$	comprimento do cabo
$T$	força axial do cabo

$m_c$	massa por unidade de comprimento
$H^{ref}$	matriz de Hankel
$\hat{x}_k$	estimativa de estado do filtro Kalman
$K_{a k-1}$	matriz de ganho do filtro Kalman
$P_k$	matriz de correlação do filtro Kalman
$\Gamma_k^{rev}$	matriz de controlabilidade estocástica revertida
$T_{1-i/0}$	matriz de Toeplitz com as funções de correlação da resposta do sistema
$\hat{X}_i$	sequência de estado de um filtro de Kalman
$Y_p^{ref}$	matriz de Hankel das séries de resposta do “passado”
$P_i^{ref}$	projeção do espaço das séries de resposta do “futuro” no espaço das séries de resposta do “passado”
$O_i$	matriz de observabilidade do sistema, com $2n$ linhas
$P_{i-1}^{ref}$	forma alternativa da projeção $P_i^{ref}$
$\hat{X}_{i+1}$	sequência de estado de um filtro de Kalman da projeção $P_{i-1}^{ref}$
$Y_{i/i}$	matriz de Hankel com apenas um bloco de linhas
$W_i$	série referente ao ruído do processo
$V_i$	série referente ao ruído da medição
$W_1$ e $W_2$	Matrizes de ponderação da matriz de projeção $P_i^{ref}$ , do SSI-UPC
$P_{i,w}^{ref}$	matriz de projeção ponderada, do SSI-UPC
$y(t)$	sinal, aleatório ou determinístico
$S_{xx}(f)$	função de densidade espectral de potência (autoespectro)
$S_{xy}(f)$	espectro de potência cruzado
$\hat{S}_x(f)$	espectro de potência, para séries temporais discretas
$\hat{S}_{xy}(f)$	espectro de potência cruzado, para séries temporais discretas
$X_{nk}(f)$	DFT aplicada à série $x_k(t)$
$Y_{nk}(f)$	DFT aplicada à série $y_k(t)$
$S_q(\omega)$	matriz das funções de densidade espectral da resposta, em função da frequência circular
$H(\omega)$	matriz das FRFs
“ $H$ ”	transposição da matriz e obtenção dos complexos conjugados

$S_p(\omega)$	matriz das funções de densidade espectral da excitação
$S_q(f)$	matriz das funções de densidade espectral da resposta, para excitação admitida como um ruído branco
$y_k$	signal de saída de uma rede neural artificial
$u_k$	potencial de ativação de uma rede neural artificial
$x_1, x_2, \dots, x_m$	sinais de entrada de uma rede neural artificial
$w_{k1}, w_{k2}, \dots,$ $w_{km}$	pesos sinápticos de uma rede neural artificial
$\Sigma$	combinador linear de uma rede neural artificial
$\theta$	limiar de ativação de uma rede neural artificial
$g$	função de ativação neural
$a$	instante de amostragem
$E(a)$	função de erro do algoritmo <i>backpropagation</i>
$yd_k$	saída esperada da rede
$\Delta w_{ki}(a)$	valor de correção do peso sináptico pelo algoritmo <i>backpropagation</i>
$\eta$	constante positiva que determina a taxa de aprendizagem
$\nabla$	gradiente
$w_{ki}(a)$	peso sináptico atual
$w_{ki}(a+1)$	peso sináptico atualizado pelo algoritmo <i>backpropagation</i>
$f_{ck}$	resistência característica do concreto à compressão
$f_{FDD}$	frequências naturais experimentais obtidas com o FDD
$f_{CFDD}$	frequências naturais experimentais obtidas com o CFDD
$f_{SSI-UPC}$	frequências naturais experimentais obtidas com o SSI-UPC
$E_c$	módulo de elasticidade do concreto
$\gamma_c$	peso específico do concreto
$E_a$	módulo de elasticidade do aço dos estais
$f_{MN}$	frequências naturais fornecidas pelo modelo numérico
$\{\Delta C\}$	vetor de variações necessárias das catenárias dos cabos
$\{F_{MN}\}$	vetor das forças axiais do modelo numérico
$\{F_{EXP}\}$	vetor das forças axiais experimentais
$\{\Delta F\}$	vetor das diferenças entre $\{F_{MN}\}$ e $\{F_{EXP}\}$
$[IC]$	matriz de influência das catenárias

$\{F_c\}$	vetor de forças a serem inseridas no modelo numérico, para determinação das curvaturas dos estais, necessárias para se obter os esforços axiais experimentais
$f_{\text{ensaio 01}}$	frequências experimentais obtidas no primeiro ensaio
$f_{\text{ensaio 02}}$	frequências experimentais obtidas no segundo ensaio
SHM	<i>Structural Health Monitoring</i>
OMA	<i>Operational Modal Analysis</i>
MEMS	<i>Micro-Electro-Mechanical System</i>
CFDD	<i>Curve-fit Frequency Domain Decomposition</i>
SSI-UPC	<i>Stochastic Subspace Identification – Unweighted Principal Component</i>
FER	<i>Percent of Frequency Change</i>
MAC	<i>Modal Assurance Criterion</i>
RNA	Rede Neural Artificial
SSI	<i>Stochastic Subspace Identification</i>
FDD	<i>Frequency Domain Decomposition</i>
BFD	<i>Basic Frequency Domain</i>
PP	<i>Peak Picking</i>
IRF	<i>Impulse Response Function</i>
FRF	Função de Resposta em Frequência
ARMAV	<i>Auto-Regressive Moving Average Vector</i>
ARV	<i>Auto-Regressive Vector</i>
CE	<i>Complex Exponential</i>
SISO	<i>Single Input Single Output</i>
SIMO	<i>Single Input Multiple Output</i>
LSCE	<i>Least Squares Complex Exponential</i>
PTD	<i>Polyreference Time Domain</i>
PRCE	<i>Polyreference Complex Exponential</i>
MIMO	<i>Multiple Input Multiple Output</i>
ITD	<i>Ibrahim Time Domain</i>
MRITD	<i>Multiple Reference Ibrahim Time Domain</i>
ERA	<i>Eigensystem Realization Algorithm</i>

IV	<i>Instrumental Variable</i>
ARMA	<i>Auto-Regressive Moving Average</i>
SSI-COV	<i>Stochastic Subspace Identification – Covariance Driven</i>
SVD	<i>Single Value Decomposition</i>
NEXT	<i>Natural EXcitation Technique</i>
SSI-DATA	<i>Stochastic Subspace Identification – Data Driven</i>
SSI/ref	<i>Reference-based Stochastic Subspace Identification</i>
SSI-CVA	<i>Stochastic Subspace Identification – Canonical Variate Analysis</i>
SSI-PC	<i>Stochastic Subspace Identification – Principal Component</i>
SSI-UPCX	<i>Extended Unweighted Principal Component</i>
PEM	<i>Prediction Error Methods</i>
EFDD	<i>Enhanced Frequency Domain Decomposition</i>
FFT	<i>Fast Fourier Transform</i>
CMIF	<i>Complex Mode Identification Function</i>
IFFT	<i>Inverse Fast Fourier Transform</i>
STFT	<i>Short Time Fourier Transform</i>
PDF	<i>Probability Density Function</i>
COMAC	<i>Coordinate Modal Assurance Criterion</i>
STRECH	<i>Structural Translation and Rotation Error CHecking</i>
MLP	<i>Multi-Layer Perceptron</i>
DIM-MSE	<i>Damage Indicator Method-Modal Strain Energy</i>
PZT	transdutores piezoelétricos
FBG	<i>Fibre Bragg Grating</i>
MFC	<i>Macro Fiber Composite</i>
DFT	<i>Discrete Fourier Transform</i>
DEP	Densidade Espectral de Potência
DEPN	Densidade Espectral de Potência Normalizada
DEPNM	Densidade Espectral de Potência Normalizada Média
IMU	<i>Inertial Measurement Unit</i>
RTOS	<i>Real Time Operating System</i>
RTC	<i>Real Time Clock</i>
BL	Barra Longitudinal

## 1 INTRODUÇÃO

Por conta da sua aparência estética, utilização eficiente dos materiais estruturais e outras vantagens importantes, as pontes suportadas por cabos, ou seja, as pontes estaiadas e pênséis, ganharam muita popularidade nas últimas décadas. Entre os engenheiros de pontes, a popularidade das pontes estaiadas aumentou significativamente. Pontes deste tipo agora estão entrando em uma nova era, com vãos principais atingindo por volta de 1000 m. Este fato é devido, por um lado, ao tamanho relativamente pequeno da subestrutura necessária e, por outro, ao desenvolvimento de técnicas eficientes de construção, de cabos de aço de alta resistência, de tabuleiros ortótropos de aço e ao rápido progresso na análise e projeto destes tipos de ponte, além da rigidez, boa aerodinâmica e boa resistência sísmica do próprio sistema estrutural (KAROUMI, 1999; WANG *et al.*, 2004; LI; OU, 2015). A Figura 1.1 ilustra dois exemplos de pontes estaiadas, construídas nos últimos anos, com vão principal que supera a marca de 1000 m: a ponte sobre o rio Sutong Yangtze, na China (1088 m) e a ponte da Ilha Russky, na Rússia (1104 m).



Figura 1.1 – (a) Ponte sobre o rio Sutong Yangtze, na China, 2008 (<http://structurae.net/en/structures/sutong-bridge>); (b) Ponte da Ilha Russky, na Rússia, 2012 ([http://en.wikipedia.org/wiki/Russky\\_Bridge](http://en.wikipedia.org/wiki/Russky_Bridge)).

Vale ressaltar que com os avanços tecnológicos relacionados aos cabos de aço, os estais já são capazes de proporcionar às estruturas a superação de vãos livres com extensão significativa. Ainda assim, mesmo sendo tão extensas, as estruturas estaiadas são capazes de adotar seções transversais bastante esbeltas para compor o tabuleiro. Conseqüentemente, as superestruturas infligem uma carga menor sobre os apoios. Entretanto, existe uma limitação no uso dos cabos tipo estais. Esta limitação está relacionada com a catenária, visto que o aumento desta, devido ao peso próprio, leva a um efeito de segunda ordem mais significativo, gerando a necessidade de se aumentar as seções do tabuleiro e,

consequentemente, as seções da ponte. O fenômeno da catenária afeta diretamente o comportamento das estruturas estaiadas e, pela sua importância na concepção do modelo computacional, será levado em consideração na etapa de modelagem.

Em geral, as estruturas civis podem ser danificadas devido a eventos extremos ou acumular danos ao longo do tempo devido a várias fontes (NOZARI *et al.*, 2017), em uso normal ou uso excessivo e sobrecargas (SANAYEI *et al.*, 2015), devido a fatores ambientais, operacionais e/ou induzidos pelo homem e, consequentemente, suscetíveis a vários tipos de danos, tais como deterioração, degradação, corrosão, fadiga, fluência, retração, erosão, etc. Portanto, é uma questão importante monitorar as estruturas, ao longo de sua vida útil, com o objetivo de manter o seu funcionamento, melhorar o desempenho do ciclo de vida, prevenir potenciais eventos catastróficos, garantir a segurança e proteger vidas humanas (ABDELJABER *et al.*, 2017; REN; PENG, 2005; XU *et al.*, 2012; DACKERMANN *et al.*, 2014; DACKERMANN *et al.* 2018).

Adicionalmente, no caso específico de sistemas estruturais estaiados, a deformabilidade dos estais já mencionada e os fenômenos relacionados às perdas diferidas dos materiais componentes, como retração e fluência do concreto e relaxação do aço, e às perdas imediatas, como cravação da ancoragem dos cabos (acomodação das cunhas) e deformação imediata do concreto (efeito do sequenciamento de protensão dos cabos e dos estais), podem provocar alterações no esquema inicial de equilíbrio da estrutura e, consequentemente, na sua deformada, podendo resultar no aumento dos esforços solicitantes e em problemas de segurança ao longo da sua vida útil. Estes aspectos reforçam a necessidade de uma etapa adicional ao projeto e à construção, no auxílio do processo necessário para garantir a vida útil das estruturas estaiadas, o monitoramento contínuo. Pretende-se então, neste trabalho, realizar um estudo das estruturas suportadas por estais com vistas à avaliação da integridade estrutural.

Para avaliar as condições da estrutura *in loco*, é necessária a realização de ensaios que descrevam o comportamento real do sistema, o que pode ser feito a partir de uma rotina bem definida de monitoramento, com base em levantamentos de séries temporais de resposta, processo comumente chamado na literatura de *Structural Health Monitoring* (SHM). Segundo Chisari *et al.* (2015), a análise geralmente envolve a modelagem numérica da estrutura, que deve ser calibrada, geralmente através de ajustes nos parâmetros dos materiais e nas condições de contorno, de acordo com a resposta real obtida *in loco* quando excitada por cargas dinâmicas. Os dados registrados utilizando ensaios não destrutivos e os

parâmetros modais estimados pela OMA (*Operational Modal Analysis*) podem ser usados no processo de atualização do modelo numérico e no SHM. Esses processos podem fornecer as informações necessárias para a avaliação, com base em vibrações, das condições atuais e de longo prazo da estrutura, e até mesmo a possibilidade de desenvolvimento de sistemas de alerta de riscos estruturais (SANAYEI *et al.*, 2015; MACDONALD; DANIELL, 2005; UBERTINI *et al.*, 2013; SIRINGORINGO; FUJINO, 2008). Além disso, a continuidade ou regularidade do SHM é necessária para que a identificação e localização antecipadas de qualquer dano potencial possam ser feitas (REN; PENG, 2005) e modelos estruturais verificados, aperfeiçoados e ajustados com relação às medições reais podem reduzir as incertezas e fornecer uma melhor base para decisões de gestão (SCHLUNE *et al.*, 2009). Para Yuen (2012) e Malekjafarian e Obrien (2014), as propriedades dinâmicas continuam, ainda hoje, sendo ferramentas úteis para a atualização do modelo numérico e para avaliação de danos com base em ensaios não destrutivos.

Detalhadamente, o SHM é um problema que se concentra, principalmente, na existência, localização e determinação da extensão de danos. A finalidade é garantir confiabilidade e menor custo de manutenção ao longo da vida útil da estrutura (PAULRAJ *et al.*, 2013). A avaliação diz respeito ao desempenho da estrutura construída em comparação com o definido em projeto, podendo também se estender à avaliação da deterioração estrutural (BROWNJOHN; XIA, 2000). O SHM e a detecção de danos, o mais cedo possível, são considerados uma das questões mais interessantes no âmbito da engenharia civil (ABOZEID *et al.*, 2006; GONZÁLEZ-PÉREZ; VALDÉS-GONZÁLEZ, 2010).

No caso de obras de infraestrutura, onde o sistema de estais geralmente é usado, a magnitude da estrutura e/ou a manutenção da normalidade de seu funcionamento torna a utilização de excitações conhecidas, ou seja, excitações que possuem função determinística dependente do tempo, como um excitador com carga periódica ou atuador que gere alguma força impulsiva, bastante difícil. Sendo assim, por questões práticas, os ensaios baseados somente na resposta da estrutura a vibrações ambientais vêm sendo frequentemente utilizados. Junto a esse tipo de ensaio, a OMA representa a principal ferramenta atualmente utilizada para identificação das características dinâmicas de sistemas. Uma vantagem, segundo Benedettini e Gentile (2011), é que a excitação ambiental normalmente gera múltiplas entradas e uma banda larga de frequência. Ainda segundo os autores, quando um carro, tratado como excitação desconhecida, está atravessando uma ponte, por exemplo, ele carrega a estrutura em muitos pontos, garantindo uma condição quase ideal de carregamento

dinâmico, com todos os modos sensíveis ao carregamento vertical sendo excitados. Além disso, o ensaio em vibração ambiental revela-se especialmente adequado para sistemas flexíveis, como é o caso do objeto desta pesquisa, uma vez que os modos de vibração mais significativos, na faixa baixa de frequência, são excitados com energia suficiente pelas ações ambientais e/ou de utilização, e um grande número de modos normais pode ser identificado.

Segundo Sabato *et al.* (2017), monitorar e analisar a integridade de estruturas e máquinas é importante por razões econômicas e operacionais e, recentemente, o interesse em realizar o SHM, especificamente utilizando acelerômetros MEMS (*Micro-Electro-Mechanical System*), têm crescido. A tecnologia MEMS se beneficia do pequeno tamanho, baixo peso, alto desempenho, fácil produção em massa e, principalmente, baixo custo (KHOSHNOUD; DE SILVA, 2012). Os dispositivos Arduino, placas e sensores, possuem algumas dessas características e aparecem como uma alternativa interessante para este tipo de aplicação, sendo utilizados nesta pesquisa. Entretanto, eles apresentam maior nível de ruído e, segundo Pentaris *et al.* (2013), a principal desvantagem é que eles ainda não têm a alta sensibilidade de um acelerômetro analógico. Sendo assim, visto os poucos casos práticos de aplicação e o ruído presente nos sinais de resposta obtidos com a plataforma Arduino, são utilizados na OMA desta pesquisa, dois métodos de identificação que estão entre os mais recentes e que possuem ferramentas adicionais para aferir maior precisão ao processo, o método *Curve-fit Frequency Domain Decomposition* (CFDD) e o método *Stochastic Subspace Identification – Unweighted Principal Components* (SSI-UPC).

Como dito anteriormente, uma das etapas do processo consiste em desenvolver e atualizar o modelo numérico da estrutura. Com o objetivo de representar o comportamento dinâmico de estruturas suspensas por cabos, além dos modelos em elementos finitos (elemento de viga, superfície e sólidos) utilizados para o mastro (ZHANG *et al.*, 2001; YUE; LI, 2014) e tabuleiro (PARK *et al.*, 2012; PARK *et al.*, 2015; ZHU *et al.*, 2015; ASADOLLAHI *et al.*, 2018), um tipo de modelo específico chamado “espinha” tem sido utilizado para o tabuleiro (ZHANG *et al.*, 2001; YUE; LI, 2014), cada um apresentando seu grau de sucesso. Outra particularidade das estruturas estaiadas é a modelagem dos estais. Algumas possibilidades para simular esses elementos podem ser encontradas na literatura, tais como elementos de treliça (ZHANG *et al.*, 2001; YUE; LI, 2014; PARK *et al.*, 2012; ZHU *et al.*, 2015), considerando o efeito de segunda ordem causado pelo peso próprio, através de um módulo de elasticidade equivalente, e elementos catenários que consideram

diretamente sua geometria deformada em função da força axial do estai (PARK *et al.*, 2015; ASADOLLAHI *et al.*, 2018).

A atualização das matrizes do sistema pode passar por duas etapas, a depender da complexidade do problema. A primeira, caracterizada pela atualização manual, na qual se realiza, basicamente, uma análise qualitativa do modelo, resultando em refinamento do mesmo. A segunda, pela atualização automática, na qual se aplica um algoritmo de otimização ao sistema. Para ambas, uma análise de sensibilidade pode ser usada como guia do processo. Nessa análise, é investigada a influência de modificações nos parâmetros de entrada do modelo numérico selecionados como incertos, nas propriedades de saída selecionadas, as quais representam alguma característica do comportamento da estrutura. No contexto dos ensaios dinâmicos é possível correlacionar, então, o comportamento da estrutura real com o modelo computacional concebido através dos valores de frequências naturais e modos de vibração experimentais e teóricos. O nível de aproximação pode ser medido através de índices comparativos, como por exemplo, do índice FER (*Percent of Frequency Change*) e do índice MAC (*Modal Assurance Criterion*). Busca-se uma redução do primeiro, o qual representa uma porcentagem da diferença entre os valores de frequência, e o valor máximo para o segundo, o qual compara as coordenadas modais, variando entre 0 e 1.

Por fim, diferentes métodos, convencionais (inspeção visual, emissão acústica, radiografia, ultrassom, etc.) e dinâmicos, têm sido desenvolvidos para a avaliação de danos estruturais (GONZÁLEZ-PÉREZ; VALDÉS-GONZÁLEZ, 2010). No segundo grupo de métodos, os parâmetros modais (por exemplo, frequências naturais e formas modais) são extraídos dos dados de vibração, e suas alterações em muitas técnicas representariam mudanças das propriedades físicas da estrutura (massa, amortecimento e rigidez) que indicariam a presença de dano (GOH *et al.*, 2013; CARDOSO *et al.*, 2017). Assim, um dos desafios no diagnóstico é a caracterização da relação desconhecida entre as medidas e os padrões de danos através do desenvolvimento de algoritmos robustos com a capacidade de detectar, localizar e quantificar os danos de acordo com a resposta medida das estruturas (ABDELJABER; AVCI, 2016; GULGEC *et al.* 2019), sendo este, um dos objetivos deste trabalho, através do uso das Redes Neurais Artificiais (RNAs).

A RNA é um método matemático que tenta modelar a organização das redes neurais biológicas (SHARIFI *et al.*, 2019) e possui para isso, uma variedade de tipos para diferentes perspectivas, em vários níveis de abstração e simulação (PANG *et al.*, 2014). Em sua forma

mais geral, uma RNA é uma máquina projetada para modelar a maneira pela qual o cérebro realiza uma tarefa ou função de interesse específica. Para alcançar um bom desempenho, as RNAs empregam uma interconexão de células de computação simples, conhecidas como neurônios (HAYKIN, 2009). Além disso, devido à sua estrutura, as RNAs são bastante efetivas no aprendizado de padrões a partir de dados históricos não lineares, incompletos, com ruído e até compostos de exemplos contraditórios (GOLDSCHMIDT, 2010), e permitem a manipulação de um grande volume de dados, que é uma característica presente no SHM.

Verifica-se, entretanto, que apesar da importância do acompanhamento e manutenção da saúde estrutural desse tipo de sistema, a quantidade de estudos apresentando procedimentos de avaliação se mostra pequena, bem como, conforme Facchini *et al.* (2014) afirmam, nota-se que mesmo existindo o interesse pelos métodos globais baseados em vibração, abordagem utilizada nesta pesquisa, estes não são geralmente adotados na prática da engenharia, dando lugar aos métodos convencionais. Adicionalmente, sobre o tipo de estrutura analisada na pesquisa, percebe-se que a quantidade de estudos e pesquisas realizados é, principalmente em âmbito nacional, consideravelmente restrita e a disseminação da sua utilização em larga escala é relativamente recente quando em comparação com o resto do mundo.

## **1.1 OBJETIVO**

### **1.1.1 Objetivo geral**

Desenvolver um procedimento eficaz, fazendo uso das ferramentas mais recentes, para avaliação da integridade estrutural de sistemas que utilizam estais como suporte do tabuleiro, tais como pontes, viadutos e passarelas. Este procedimento se inicia pela identificação das propriedades dinâmicas, passando pela atualização do modelo numérico, sendo finalizado com a detecção, localização e obtenção da ordem de gravidade quando da ocorrência de múltiplos danos na estrutura.

### 1.1.2 Objetivos específicos

- Levantamento das séries temporais de resposta da estrutura submetida a vibrações ambientais e/ou de uso, através de um sistema de aquisição de dados alternativo, de baixo custo;
- Identificação estrutural dinâmica de uma passarela estaiada através de um método formulado no domínio do tempo, e de outro, formulado no domínio da frequência;
- Estimativa das forças axiais dos estais *in loco*, através das frequências naturais identificadas por um método formulado no domínio da frequência;
- Concepção de um modelo numérico inicial da passarela estaiada, com a consideração da geometria da estrutura e das forças de protensão dos estais reais, e posterior atualização com base nas propriedades dinâmicas experimentais, sendo esta, realizada de forma manual e qualitativa, guiada por uma análise de sensibilidade do comportamento dinâmico devido às mudanças nos parâmetros selecionados do sistema;
- Detecção, localização e determinação da ordem de gravidade dos múltiplos danos de uma passarela estaiada através do treinamento de uma Rede Neural Artificial (RNA), utilizando o modelo numérico atualizado;
- Avaliação da integridade estrutural da passarela.

## 1.2 METODOLOGIA

A pesquisa utiliza os ensaios baseados na resposta da estrutura às vibrações ambientais e operacionais, adicionadas, nos ensaios da estrutura completa, excitações produzidas por duas pessoas correndo e saltando, e nos ensaios dos estais, excitações produzidas por deslocamentos iniciais impostos manualmente.

São propostas abordagens mais simples, conseqüentemente com menor esforço computacional, tanto para a concepção quanto para a atualização do modelo numérico da estrutura estaiada sob análise. Primeiro, a concepção de um modelo tridimensional em elementos finitos, com elementos simples de barra, com base no projeto estrutural e nas medições de campo. Segundo, o cálculo e a inserção de molas translacionais e rotacionais para se levar em consideração a iteração solo-estrutura, sem necessidade de ajustes posteriores. Terceiro, uma análise de sensibilidade simplificada com base na influência de

uma única mudança nas propriedades dos materiais constituintes, nas frequências naturais identificadas experimentalmente, para guiar o processo de atualização manual do modelo numérico. Por fim, são feitos ajustes no modelo com o objetivo de aumentar a correlação entre as frequências naturais experimentais e teóricas (índice FER), e posterior ratificação do processo, utilizando a correlação entre as formas modais experimentais e teóricas (índice MAC).

Sobre a etapa de detecção de danos, o trabalho apresenta uma abordagem baseada nas frequências naturais do sistema e propõe uma estratégia para determinação dos possíveis cenários de danos, obtidos a partir de danos simulados aplicados ao modelo numérico atualizado, que são utilizados para o treinamento da RNA. O modelo atualizado representa aproximadamente o comportamento estrutural devido às cargas aplicadas e suas propriedades dinâmicas, podendo assim evidenciar os elementos estruturais mais solicitados e uma possível ordem dos danos no caso de cenários com múltiplos danos.

A Figura 1.2 abaixo ilustra o procedimento proposto para avaliação da integridade estrutural de estruturas estaiadas:

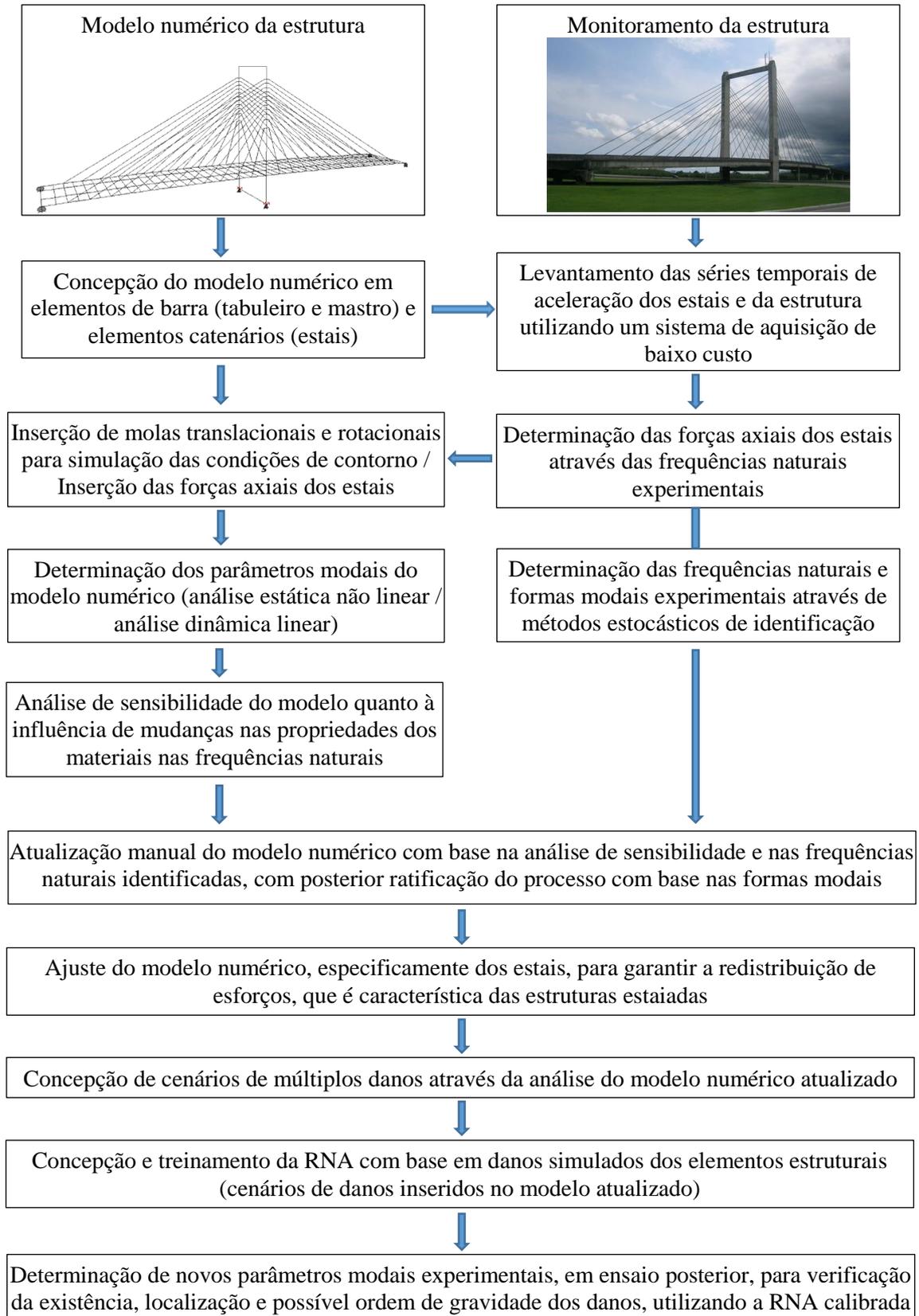


Figura 1.2 – Procedimento utilizado para avaliação da integridade estrutural do sistema estaiado.

### 1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho possui sete capítulos. No capítulo 1, como já apresentado, é abordada a importância do estudo do comportamento de estruturas estaiadas bem como do monitoramento e acompanhamento de suas vidas úteis. Faz-se também uma breve indicação das metodologias e técnicas que serão utilizadas, bem como do problema a ser estudado, e são definidos os objetivos desse trabalho. Por fim, são apresentadas as contribuições da pesquisa.

No capítulo 2 são abordados alguns aspectos sobre as estruturas estaiadas. São apresentados conceitos e definições, características sobre o comportamento mecânico e elementos estruturais constituintes.

No capítulo 3 são apresentadas as abordagens mais comuns para análise e modelagem desse tipo de estrutura, através de resultados obtidos por outros trabalhos. Este tópico servirá de base para os demais, onde a identificação estrutural, feita a partir do comportamento dinâmico, e a atualização do modelo numérico, ambas sensíveis aos critérios de análise e modelagem adotados, serão aplicados. Além disso, são apresentados trabalhos realizados com foco na aplicação de métodos de identificação estocástica de sistemas e de detecção de dano em estruturas civis, com prioridade às estruturas estaiadas, bem como alguns conceitos básicos sobre estes métodos e breves levantamentos históricos dos métodos em geral.

No capítulo 4 é apresentada a evolução da formulação matemática dos modelos dinâmicos lineares utilizados para lidar com dados experimentais estocásticos, formulados no domínio do tempo e da frequência. Estes modelos são utilizados pelos métodos de identificação estocástica de sistemas utilizados nesta pesquisa. Além disso, são apresentadas as técnicas de aquisição de dados utilizadas na pesquisa. É descrita a relação entre a força axial em cabos e as frequências naturais, relação esta, utilizada para determinação dos esforços reais dos estais. Para identificação do sistema estrutural, são apresentados os conceitos e formulações do método SSI (*Stochastic Subspace Identification*) e do método FDD (*Frequency Domain decomposition*), bem como das respectivas variantes utilizadas nesta pesquisa, a SSI-UPC e a CFDD. Por fim, são apresentados alguns conceitos sobre as Redes Neurais Artificiais (RNAs), bem como as características da arquitetura *feedforward* e do algoritmo de treinamento *backpropagation*.

No capítulo 5 é apresentada a validação do sistema de aquisição proposto, para sua utilização no estudo de caso da pesquisa. Os resultados obtidos com o sistema de aquisição

são comparados com os obtidos com um sistema profissional de acelerômetros, por meio de ensaios dinâmicos em vibração livre de três modelos estruturais de laboratório, com faixa de frequência equivalente à obtida em estruturas flexíveis.

No capítulo 6, todas as ferramentas, métodos e técnicas abordadas no trabalho são aplicadas a uma estrutura real, a passarela estaiada localizada no km88 da BR101, no estado de Sergipe. São apresentadas, na prática, todas as etapas do procedimento proposto para avaliação da integridade de estruturas estaiadas, bem como todos os resultados obtidos. São descritas as abordagens propostas para todas as etapas, com destaque para a realização dos ensaios dinâmicos utilizando um sistema de aquisição de dados de baixo custo, a concepção e atualização de forma simplificada do modelo numérico, a obtenção das forças reais dos estais no modelo da passarela e para a definição dos dados de entrada e saída necessários para o treinamento da rede, bem como a concepção da sua arquitetura, com o objetivo de detectar, localizar e indicar a possível ordem de severidade de múltiplos danos.

No capítulo 7 são apresentadas as conclusões da pesquisa sobre o procedimento de avaliação de integridade proposto, bem como os possíveis trabalhos futuros com o objetivo de melhorar o processo ou de propor alternativas.

#### **1.4 CONTRIBUIÇÕES DO TRABALHO**

- Desenvolvimento de um procedimento padrão para avaliação da integridade estrutural de obras estaiadas;
- Desenvolvimento de um sistema de aquisição de dados de baixo custo, capaz de obter séries temporais de resposta da estrutura submetida a excitações estocásticas, necessárias ao processo de identificação dinâmica;
- Concepção e atualização, ambas simplificadas, de modelos numéricos de sistemas estruturais estaiados;
- Abordagem matricial, baseada na geometria (catenária), para introdução das forças axiais reais dos estais no modelo numérico desenvolvido;
- Detecção, localização e determinação da ordem de gravidade de múltiplos danos em estruturas estaiadas, utilizando RNAs.

## 2 SOBRE AS ESTRUTURAS ESTAIADAS

### 2.1 CONCEITOS

Uma estrutura estaiada é caracterizada por um sistema reticulado, formado por cabos de aço inclinados e quase retos (com pouca catenária), ancorados nos mastros, que suportam diretamente um tabuleiro delgado, sendo assim criados apoios elásticos intermediários ao longo dos vãos. Este sistema estrutural pode ser dividido em quatro subsistemas:

- Tabuleiro (conjunto das vigas de rigidez com a laje, elemento único cheio ou uma seção celular qualquer) → componente que recebe a maior parte dos carregamentos externos aplicados, sendo responsável pelo equilíbrio das componentes horizontais do estais. Nos sistemas estaiados, é caracterizado por ter altura média baixa para os vãos, ou seja, ser delgado, principalmente quando comparado com sua geometria em outros sistemas estruturais;
- Sistema de cabos (estaiamento) → componente que suporta o tabuleiro, podendo ser desenvolvido a partir de diferentes arranjos que variam de acordo com determinadas variáveis que vão desde o projeto até a execução, influenciando assim, nas diversas etapas de construção;
- Mastros (ou pilares) → elementos que suportam o sistema de cabos, sendo responsável pela transmissão do conjunto de forças axiais, geradas pelas componentes verticais das forças nos estais, às fundações;
- Pilares de ancoragem → posicionados nas extremidades da estrutura, recebem as componentes verticais do sistema de cabos, sendo responsável pela transmissão destas e de outros carregamentos verticais atuantes no tabuleiro, às fundações.

Dentro do sistema de cabos, existem alguns cabos em particular posicionados nas extremidades, fixados ao tabuleiro na região dos pilares de ancoragem, denominados cabos de retaguarda. Eles limitam os deslocamentos horizontais dos topos dos mastros, reduzindo assim, a magnitude dos momentos fletores da estrutura em fase de serviço.

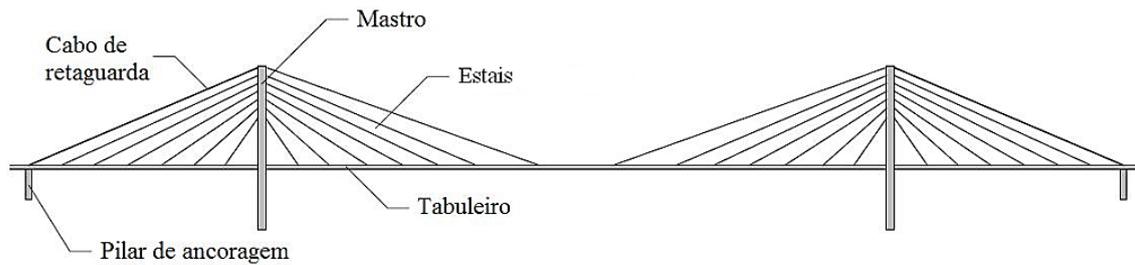


Figura 2.1 – Principais elementos de uma ponte estaiada (terminologia).

Em situações nas quais uma determinada combinação de carregamento no vão principal gera uma reação negativa nos pilares de ancoragem, normalmente é utilizado um sistema de fixação do tabuleiro na fundação. Este sistema permite a livre movimentação horizontal do tabuleiro, sendo considerado o peso próprio dos elementos envolvidos, pilar e bloco de fundação, no equilíbrio da reação vertical negativa. Não sendo esta medida suficiente, são utilizados blocos de concreto ou enchimentos, com a mesma finalidade.

Os elementos estruturais estão solicitados predominantemente por forças axiais, com os cabos em tração, o mastro e o tabuleiro em compressão, garantindo o equilíbrio dos esforços horizontais, principalmente no tabuleiro. As componentes horizontais (do nó estai-tabuleiro) e verticais (do nó estai-mastro) dos esforços atuantes nos estais solicitam predominantemente à compressão o tabuleiro e o mastro. Com relação aos mesmos nós, as componentes verticais e horizontais dos esforços atuantes nos estais provocam flexão, respectivamente, no tabuleiro e no mastro. Para sistemas com distribuição simétrica de cabos, como o exemplo apresentado na Figura 2.2, as componentes horizontais dos esforços atuantes nos masts, quando da aplicação de cargas permanentes, praticamente se anulam.

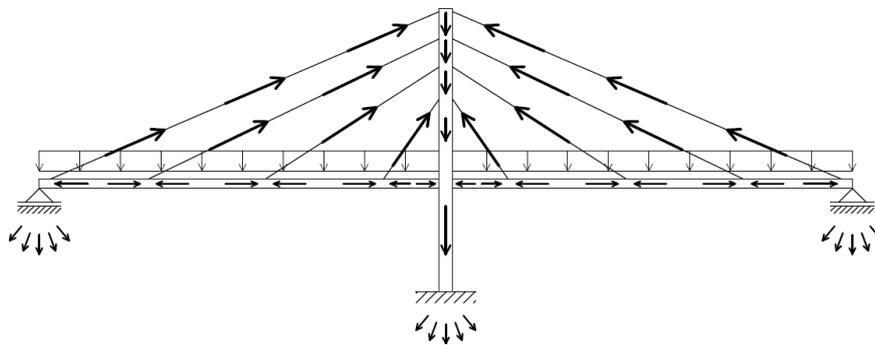


Figura 2.2 – Conceito, distribuição de cargas e esforços solicitantes de um arranjo estaiado (VARGAS, 2007) adaptada.

Em algumas situações são empregados cabos de retaguarda externos para equilíbrio do mastro, o que caracteriza um sistema ancorado externamente, onde as componentes,

vertical e horizontal da força no cabo, são transmitidas para um bloco (Figura 2.3). Entretanto, segundo Gimsing (1998), deve-se evitar que o equilíbrio das forças horizontais dependa de elementos de interação solo-estrutura, pois normalmente levam ao aumento exagerado do custo da obra.

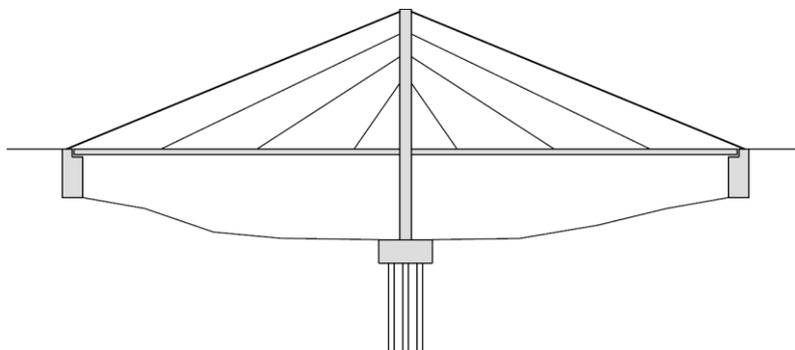


Figura 2.3 – Utilização de cabos externos.

Por terem forma quase reta, com solicitações predominantemente à tração, os estais proporcionam apoios quase indelocáveis horizontalmente, visto que o produto de rigidez axial do tabuleiro pode ser considerado como infinitamente rígido em relação ao produto de rigidez axial dos cabos, reduzindo os deslocamentos axiais do tabuleiro. No entanto, o mesmo já não acontece com o deslocamento horizontal do mastro e vertical do tabuleiro (flexão), os quais podem ser utilizados na determinação do conjunto de forças dos estais.

A forma quase reta dos estais, com baixa catenária, nos quais o peso próprio não é muito grande, possibilita o equilíbrio com pouca variação de deslocamento vertical, atenuando os esforços de segunda ordem, principalmente para cabos de comprimentos de até 150 m. O uso desse mecanismo levou a uma concepção de tabuleiro de pequena altura (delgado), com altura de construção de 0,60 m, quando comparado com outros sistemas estruturais. Em estruturas pênses, por exemplo, o tabuleiro tem que ter a capacidade localizada de resistir à torção devido à grande deformabilidade dos cabos pênses em razão de sua forma tipo catenária plena.

Deve-se ressaltar, em contrapartida, que para estruturas estaiadas com um único plano central de cabos, o equilíbrio de momentos no plano transversal também deve ser garantido pela rigidez à torção do próprio tabuleiro (ALMEIDA, 1989). Já no caso com dois planos de cabos, o equilíbrio de momentos transversais pode ser obtido através de binários mobilizados pelas forças nos estais, não havendo necessidade do tabuleiro possuir grande rigidez à torção, resultando num tabuleiro delgado, como dito anteriormente. No entanto, na

concepção de uma obra estaiada deve-se garantir que a seção do tabuleiro resista aos esforços de montagem aplicados na estrutura, tais como: a flexão em balanço durante a montagem, a flexo-compressão nas fases seguintes da montagem, onde são inseridas as forças de protensão, e a flexo-compressão em serviço.

## 2.2 SISTEMA DE CABOS

### 2.2.1 Configuração longitudinal

O estaiamento pode apresentar-se através de muitas configurações. No entanto, existem dois arranjos básicos de cabos: o arranjo em leque, no qual os cabos são ancorados no topo do mastro e o arranjo em harpa no qual os cabos são paralelos e fixados em diferentes alturas do mastro. A partir da união destes dois sistemas, surge um terceiro, o arranjo em harpa modificado ou misto, no qual os pontos de fixação dos cabos no mastro estão suficientemente espaçados, a fim de separar a ancoragem de cada cabo.

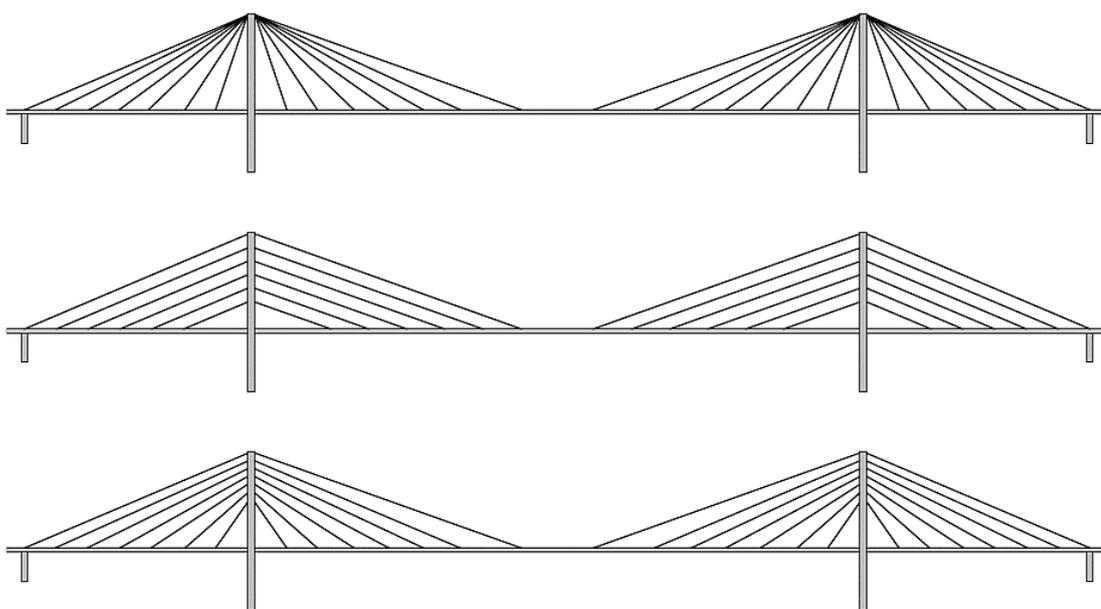


Figura 2.4 – Arranjos usuais (na sequência): arranjo em leque, em harpa e misto (GIMSING, 1998) adaptada.

A escolha do sistema de cabos é provavelmente o fator mais importante da fase de projeto, sendo, portanto, necessário avaliar as características de comportamento dos diferentes tipos de arranjo (GIMSING, 1998). Essa decisão influencia não só no desempenho estrutural, como também no método de construtivo e no orçamento (WALTHER *et al.*, 1988).

Song e Kim (2007) realizaram um estudo sobre o comportamento dos modelos de uma ponte estaiada com diferentes arranjos de cabos. Os autores analisaram o mecanismo de colapso global e a capacidade última de carga da ponte com os três tipos de arranjos mencionados anteriormente. A Figura 2.5 mostra os modelos utilizados.

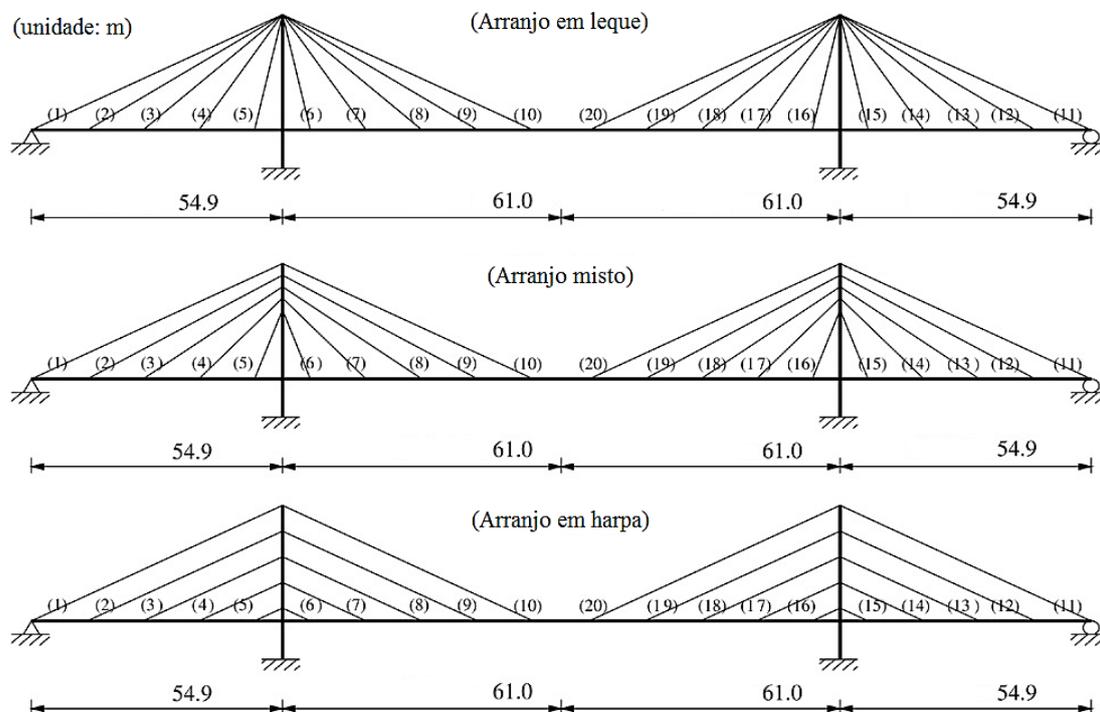


Figura 2.5 – Modelos utilizados (SONG; KIM, 2007).

Os carregamentos, permanente e acidental, utilizados na análise foram os especificados pela AASHTO-LRFD, com coeficientes de ponderação de 1,25 e 1,75, respectivamente, sendo utilizado um coeficiente de impacto no valor de 1,33.

As componentes verticais das forças dos estais, que atuam no mastro direito, são menores quando a ponte é suportada por um arranjo de cabos em harpa, enquanto que o arranjo em leque gera maiores componentes devido à geometria (inclinação) dos estais. Portanto, a capacidade última de carga do mastro direito da ponte com arranjo em harpa é superior, sendo o exemplo com arranjo em leque, inferior. A força axial crítica ( $P_{crít}$ ), que é observada na base do mastro direito, é de 34,066 kN, 39,511 kN e 41,253 kN, para o exemplo da ponte com arranjo em leque, misto e em harpa, respectivamente.

A Figura 2.6 mostra as variações das catenárias dos estais N°12 e N°15 durante o incremento de carga na análise do ponto limite de instabilidade.

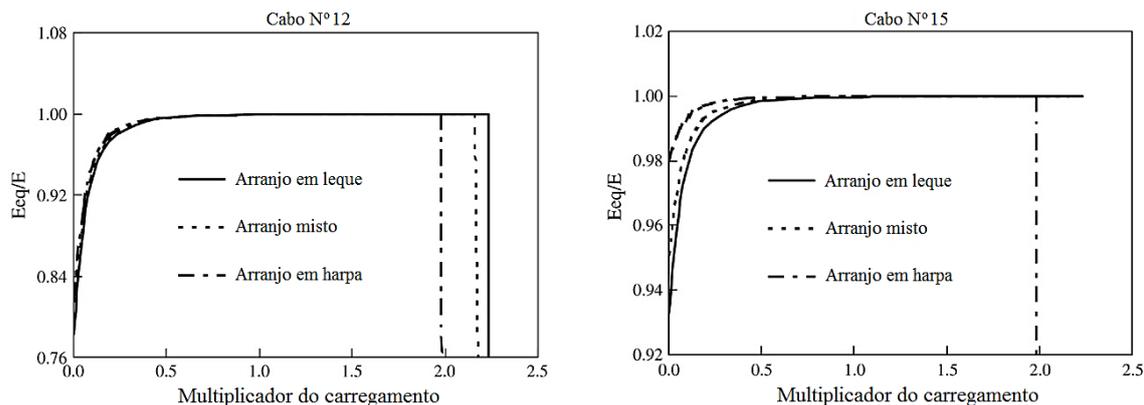


Figura 2.6 – Variação da catenária dos estais durante incremento de carga (SONG; KIM, 2007).

Onde  $E_{eq}$  é o módulo de elasticidade efetivo do estai (levando-se em consideração o efeito da catenária do cabo) e  $E$ , o módulo de elasticidade da cordoalha reta que o compõe.

Quando a relação  $E_{eq}/E$  atinge o valor de 1,0, tem-se o absoluto desaparecimento da catenária do cabo. A grande parte da catenária do estai N°12 desaparece após o multiplicador do carregamento atingir 0,5, entrando, o estai, em colapso simultaneamente nos três exemplos. Em contraste, como mostrado na Figura 2.6 e na Figura 2.7 (onde, nesta última,  $P$  representa a carga atuante no estai e  $P_y$ , a carga limite do mesmo), a força axial no estai N°15 alcança o limite elástico do material no colapso global da ponte com arranjo em harpa, com sua catenária desaparecendo antes dos outros exemplos de arranjos.

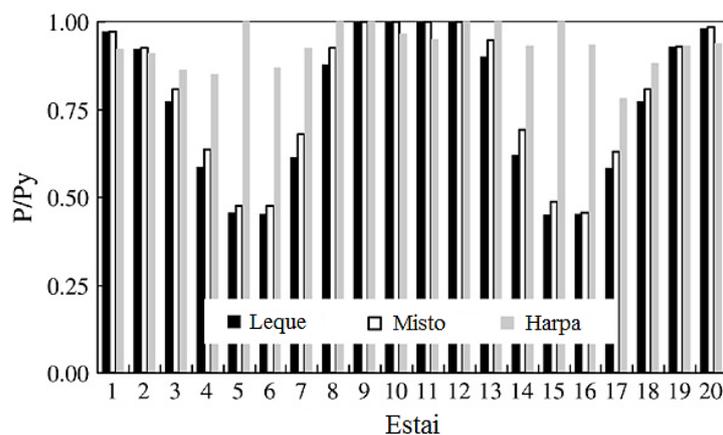


Figura 2.7 – Forças dos cabos no colapso global dos exemplos (SONG; KIM, 2007).

As componentes horizontais das forças dos cabos relativamente pequenas (Figura 2.7) da ponte com arranjo em leque geram os menores momentos fletores na base do mastro direito, como mostra a Figura 2.8 através da relação entre o momento fletor atuante ( $M_y$ ) e o momento fletor limite ( $M_{yp}$ ), enquanto que estas mesmas componentes relativamente

grandes da ponte com arranjo em harpa, que vêm de um esquema ineficiente dos cabos, produzem os maiores momentos fletores na base do mesmo mastro.

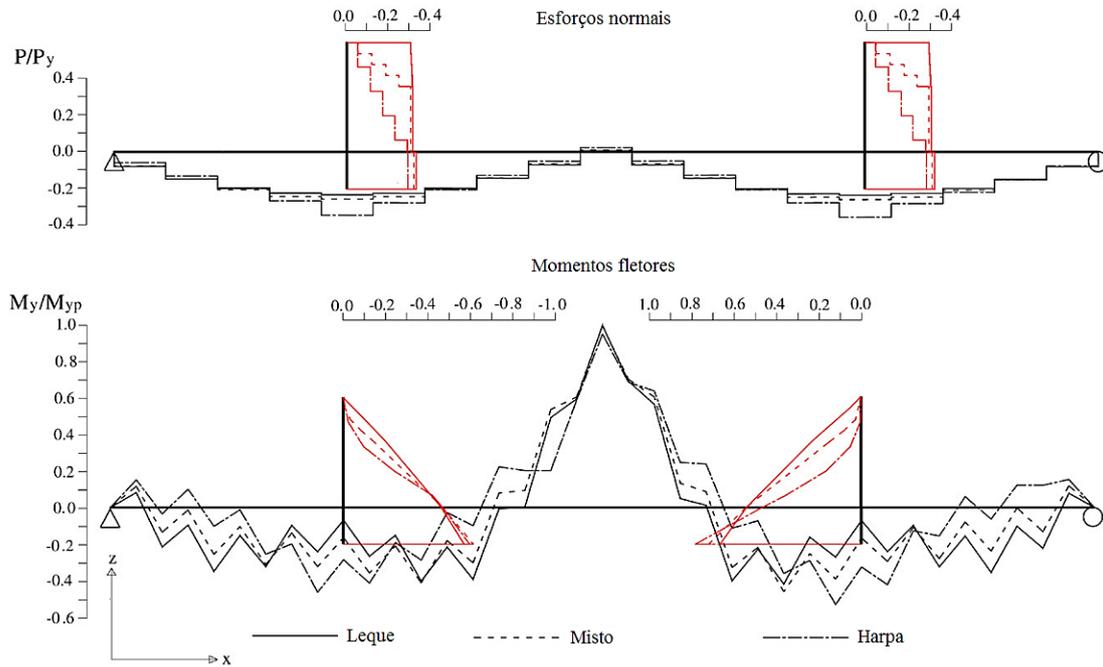


Figura 2.8 – Esforços nos elementos das pontes dos exemplos em colapso global (SONG; KIM, 2007).

Os resultados desta investigação mostram que os exemplos da ponte suportada por um arranjo em leque, misto e em harpa resistem, respectivamente, a 2,23, 2,16 e 1,98 vezes o carregamento aplicado, logo, a capacidade última de carga da ponte com arranjo em leque se apresentou superior e o exemplo com arranjo em harpa, inferior.

## 2.2.2 Configuração transversal

Sobre as diferentes posições no espaço que podem ser adotadas para os planos em que os estais estão dispostos, existem três arranjos básicos: arranjo em dois planos verticais, arranjo em dois planos inclinados e arranjo com um único plano vertical.

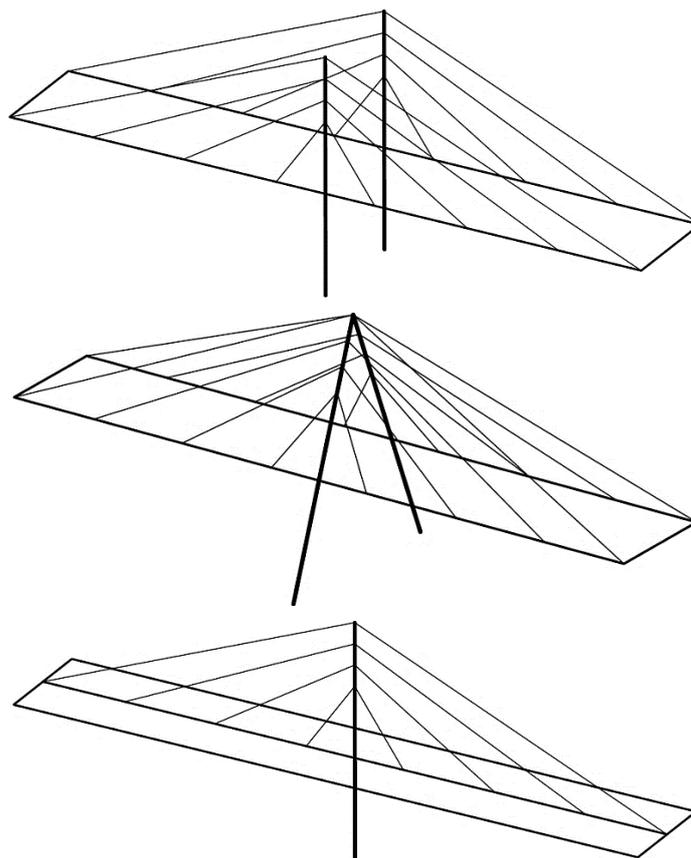


Figura 2.9 – Arranjos usuais (na sequência): Arranjo em dois planos verticais, em dois planos inclinados e com um único plano vertical, respectivamente.

## 2.3 MASTROS

O mastro é o elemento responsável pela transmissão dos carregamentos atuantes às fundações. É bastante influenciado pelas configurações e condições de apoio da estrutura, devendo ser capaz de resistir a esforços de compressão, provenientes dos estais, e esforços de flexão, que surgem em consequência de cargas assimétricas (sistema assimétrico de cabos, vento, carregamento de veículos, etc.).

### 2.3.1 Configuração transversal

Nas suas formas mais simples, os mastros podem ser compostos por um único pilar para suportar um único plano de cabos, ou compostos por dois pilares para suportar um sistema de cabos em dois planos. No entanto, como variação deste último, os mastros também podem ser compostos por um pórtico, por um cavalete para suportar dois planos inclinados de cabos ou cavalete modificado, como mostra a Figura 2.10.

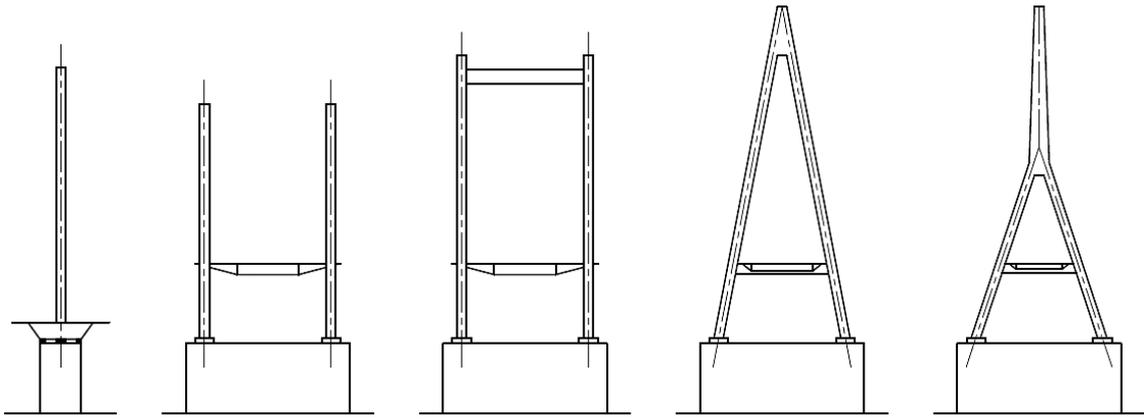


Figura 2.10 – Configurações usuais dos mastos (na sequência): mastro composto por um único pilar, por dois pilares, por um pórtico, por um cavalete e cavalete modificado (WALTHER *et al.*, 1988; ALMEIDA, 1989) adaptada.

Os mastos podem ser de muitas formas e variedades para acomodar os diferentes arranjos de cabos, condições locais da obra, requisitos de projeto, estética e economia (PODOLNY, 1976).

### 2.3.2 Tipos de vinculação

Os mastos podem ser engastados na fundação – caso (a), engastados no tabuleiro – caso (b), ou articulados na base – caso (c), como mostra a Figura 2.11.

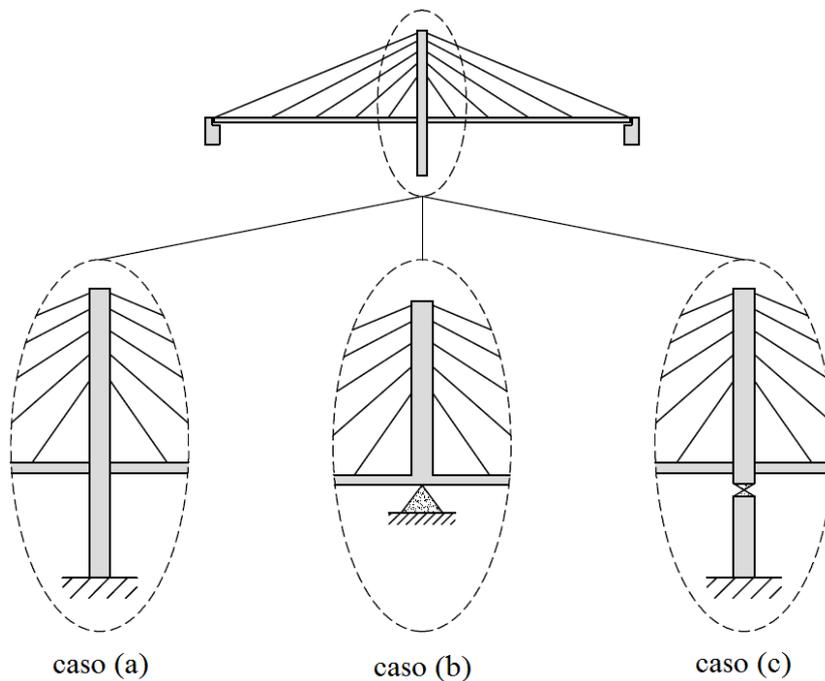


Figura 2.11 – Tipos de vinculação.

No caso (a), surgem grandes momentos fletores nos mastros e fundações, no entanto, o sistema é beneficiado pelo aumento de rigidez que se obtém através desse engastamento. Para se obter este arranjo, o tabuleiro passa entre os pilares e é suportado apenas verticalmente pela viga transversal.

No caso (b), devido aos momentos introduzidos pelo engastamento dos mastros no tabuleiro, torna-se necessário reforçar as vigas principais (ou almas da seção celular).

No caso (c), a articulação reduz os esforços nas fundações no sentido longitudinal da ponte, os momentos fletores nos mastros e o número de incógnitas hiperestáticas, simplificando a análise de toda a estrutura.

O tipo de vinculação adotado influencia não só o comportamento do mastro como também a sua construção, sendo o caso de mastros engastados nas fundações o mais simples a ser executado.

## **2.4 TABULEIRO**

O tabuleiro é o elemento que recebe a maior parte dos carregamentos externos aplicados, devendo ser capaz de transferir localmente estes carregamentos até o sistema de cabos, que será responsável pela transmissão global até os pontos de apoio nos mastros.

Na Figura 2.12 está mostrado um diagrama típico de momentos fletores para carga permanente de uma ponte em viga contínua de três vãos, e um possível diagrama de momentos para carga permanente de uma ponte estaiada com os mesmos três vãos. Nota-se que os momentos fletores do tabuleiro, provenientes dos carregamentos permanentes, são substancialmente reduzidos.

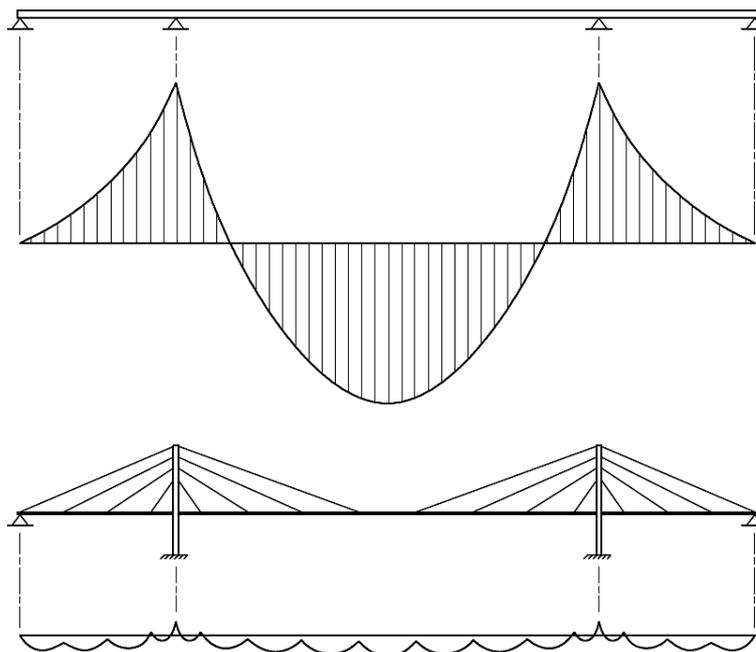


Figura 2.12 – Comparação entre os momentos fletores, provenientes do carregamento permanente, de uma ponte em viga contínua de três vãos e do tabuleiro de uma solução em ponte estaiada para o mesmo número e comprimento de vãos.

A redução bastante significativa dos momentos fletores devido ao suporte oferecido pelo sistema de cabos exige, em contrapartida, que o tabuleiro auxilie o sistema de cabos na transmissão de suas componentes horizontais por compressão axial. Além disso, o tabuleiro também deve auxiliar o sistema de cabos na transmissão de uma parte do carregamento por flexão ou torção (GIMSING, 1998).

O tabuleiro pode assumir diversas formas. Essa escolha está relacionada a alguns fatores, tais como: rigidez da seção, utilização e capacidade da via, fabricação, manutenção, estética, entre outros. A gama de seções transversais inclui um tabuleiro simples baseado na ligação de vigas com lajes, seções celulares, quando se busca aumento da rigidez à torção, ou até mesmo seções cheias, utilizadas usualmente em estruturas menores, como por exemplo, nas passarelas estaiadas.

### 3 ESTADO DA ARTE

#### 3.1 ABORDAGENS DE ANÁLISE E MODELAGEM COMPUTACIONAL DE ESTRUTURAS ESTAIADAS

O comportamento de estruturas suportadas por cabos possui uma particularidade em relação aos demais sistemas estruturais, sua flexibilidade. Por muitas vezes faz-se referência a estes tipos de estruturas como estruturas flexíveis.

As estruturas flexíveis podem apresentar problema de instabilidade devido sua resposta sob carregamentos dinâmicos, como o ocorrido com a famosa ponte de Tacoma Narrows, localizada em Washington, nos Estados Unidos, que entrou em colapso. Segundo Arioli e Gazzola (2015), foram realizadas muitas tentativas para explicar este evento, porém, nenhuma é universalmente aceita. No entanto, está bem estabelecido que o principal culpado foi o aparecimento inesperado de oscilações torcionais. Ainda segundo os autores, algumas explicações atribuem a falha a um problema estrutural, outras ao fenômeno de ressonância entre a frequência do vento e os modos de vibração natural da ponte. Outras explicações envolvem vórtices, devido tanto à geometria da ponte quanto ao ângulo de ataque do vento. E, além destas, explicações baseadas na teoria do *flutter* e nas oscilações auto-excitadas devidas à velocidade de *flutter* do vento. Essas teorias diferem quanto ao que causou a oscilação torcional da ponte, mas todas concordam que a extrema flexibilidade, esbeltez e leveza da estrutura permitiram que essas oscilações crescessem até o colapso. Eles afirmam que todas essas teorias falham na explicação da causa do aparecimento repentino das oscilações em questão e, mostram que ressonâncias internas, que dependem apenas da estrutura da ponte, foram a fonte do problema. Por fim, como resultado, muitas outras pesquisas relacionadas ao comportamento dinâmico passaram a ser realizadas.

No que diz respeito à análise, Zárate (2005) afirma que na modelagem de pontes estaiadas, por exemplo, é importante a consideração das não linearidades geométricas em função da flexibilidade da estrutura e do uso de cabos, o que afeta diretamente a curva força x deslocamento, a qual apresenta início de comportamento não linear para valores menores de força, quando comparada à curva de estruturas sem cabos, conforme Figura 3.1.

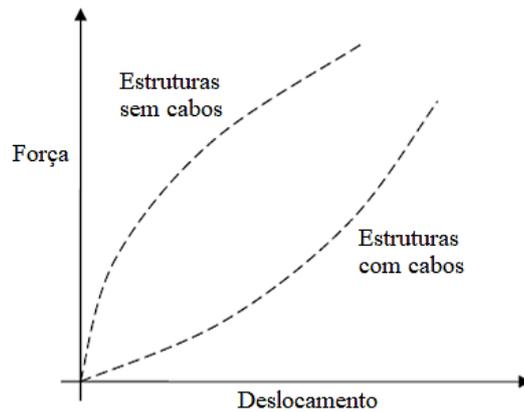


Figura 3.1 – Comportamento não linear de estruturas suportadas por cabos (ZÁRATE, 2005).

Os cabos instalados ficam submetidos à ação do seu peso próprio. Tem-se uma configuração deformada inicial que deve ser levada em consideração em função de sua relação não linear com a força axial do cabo. Além disso, a flexibilidade resulta em maiores deslocamentos que, segundo Nazmy e Abdel-Ghaffar (1990), geram um comportamento não linear dos elementos flexionados e mudanças na geometria dessas estruturas. Os autores afirmam que quando se assume pequenas deformações, a rigidez axial e à flexão de elementos fletidos são geralmente consideradas desacopladas. Entretanto, quando as deformações deixam de ser pequenas, existe uma interação entre as deformações por esforço normal e momento fletor nos elementos sob flexão composta. O resultado desta interação é que a rigidez à flexão do elemento diminui quando solicitado simultaneamente por esforço normal de compressão e aumenta quando por esforço normal de tração ou, de maneira similar, a presença de momentos fletores afetará a rigidez axial do elemento devido ao encurtamento causado pelas deformações de flexão.

Em estruturas lineares convencionais, este efeito acoplado é desprezado. Entretanto, devido às grandes deformações que podem ocorrer nas estruturas estaiadas, esta interação pode ser significativa e deveria ser considerada em qualquer análise não linear. No mais, na análise estrutural linear, assume-se que as mudanças geométricas na estrutura podem ser ignoradas e a rigidez da estrutura na configuração deformada é igual à rigidez da estrutura indeformada. No caso de obras estaiadas, grandes deslocamentos podem ocorrer até mesmo sob cargas normais de projeto e, em consequência, mudanças significativas na geometria podem ocorrer. Assim, a rigidez do sistema na configuração deformada deveria ser computada a partir da nova geometria da estrutura.

Karoumi (1999) realizou um trabalho que aborda, além de outros assuntos, o comportamento dinâmico e a modelagem de pontes estaiadas. O autor adotou um modelo simplificado, plano, da ponte Meiko-Nishi em Nagoya, no Japão, com algumas modificações nas dimensões. Tanto o comportamento estático quanto dinâmico foi comparado com o de trabalhos realizados por outros autores. A Figura 3.2 ilustra as dimensões da ponte.

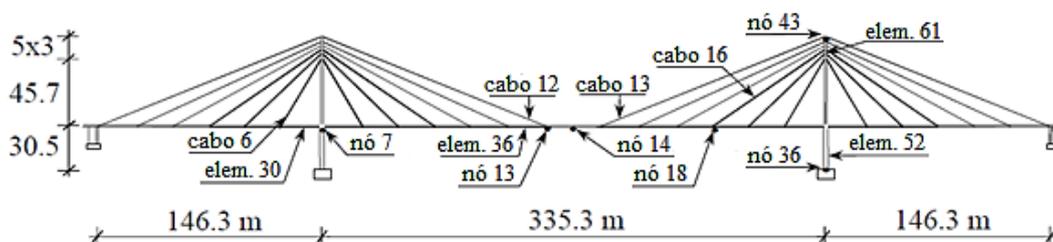


Figura 3.2 – Geometria do modelo da ponte Meiko-Nishi (KAROUMI, 1999).

Para o modelo, o autor assumiu que o tabuleiro estava conectado nas extremidades por meio de rótulas, ou seja, apenas com rotações permitidas e elasticamente conectado aos pilares. Os pilares foram considerados engastados na base. O modelo foi concebido em duas dimensões, sendo composto por 66 elementos e 43 pontos nodais.

A Figura 3.3 mostra o comportamento não linear do modelo sob carga estática, demonstrado pelo deslocamento vertical do nó central 14 do tabuleiro e pela força nos cabos 12 e 13. Os gráficos evidenciam aumento de rigidez à medida que se aumenta o fator multiplicador da carga permanente. Também fica claro, no início, um comportamento não linear significativo durante a aplicação estática da carga permanente. Assim, uma análise estática não linear sob carga permanente é essencial para se chegar na matriz de rigidez tangente deformada.

Para a ponte analisada, por conta do valor relativamente pequeno da extensão do vão principal, uma vez que a não linearidade não é tão forte acima deste ponto de equilíbrio sob carga permanente, adotou-se um sistema linear, quando submetido a cargas estáticas e dinâmicas, a partir do estado deformado resultante da carga permanente. Isso significa que as linhas de influência e a técnica de superposição puderam ser usadas no projeto. No entanto, segundo Nazmy e Abdel-Ghaffar (1990), à medida que a extensão do vão aumenta, esta não linearidade será mais pronunciada e a análise linear sob carga móvel pode não ser mais adequada.

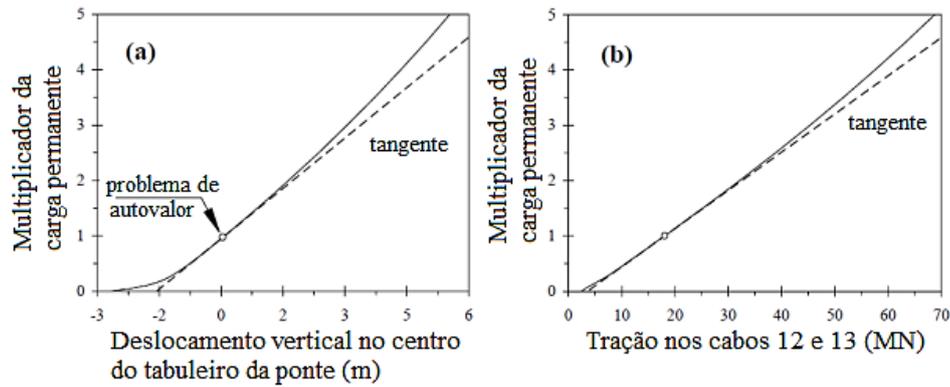


Figura 3.3 – Comportamento não linear do modelo da ponte estaiada: (a) deslocamento vertical; (b) força no estai. (KAROUMI, 1999).

A análise foi realizada a partir de quatro modelos diferentes, com diferentes discretizações dos estais. Para o modelo mais simples, com um elemento por cabo, os modos de vibração resultantes incluíram apenas a vibração do tabuleiro e dos mastros. Assim, os modos dos cabos e a interação dinâmica entre a vibração dos cabos e a ponte foram desconsiderados. Para os modelos mais refinados, com os estais divididos em 3, 5 e 7 elementos, novas formas modais foram obtidas entre os modos de flexão obtidos pelo modelo mais simples, demonstrando a importância de uma modelagem dos cabos para obtenção das propriedades dinâmicas do modelo da ponte. A Figura 3.4 mostra os três primeiros modos de vibração do modelo com os estais discretizados em 5 elementos. Para os quatro modelos analisados, a Tabela 3.1 apresenta um comparativo entre os valores de frequência dos dez primeiros modos de vibração vertical. A ordem em que esses modos aparecem é dada dentro dos parênteses.

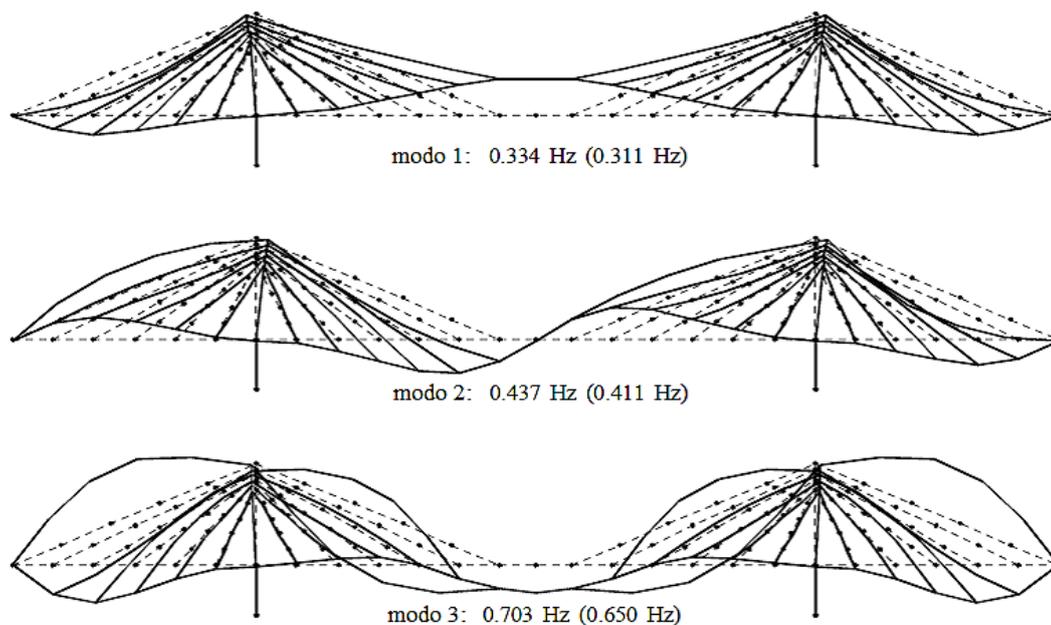


Figura 3.4 – Três primeiras frequências naturais e modos de vibração de flexão no plano vertical. Valores entre parênteses são os obtidos em Abdel-Ghaffar (1991) (KAROUMI, 1999).

Modo de vibração vertical	Frequências naturais (Hz) e ordem dos modos (entre parênteses)			
	1 elemento/cabo	3 elementos/cabo	5 elementos/cabo	7 elementos/cabo
1.º	0,332 (1)	0,334 (1)	0,334 (1)	0,334 (1)
2.º	0,436 (2)	0,437 (2)	0,437 (2)	0,437 (2)
3.º	0,692 (3)	0,700 (7)	0,703 (7)	0,703 (7)
4.º	0,734 (4)	0,739 (8)	0,741 (8)	0,742 (8)
5.º	0,868 (5)	0,874 (13)	0,875 (13)	0,875 (13)
6.º	1,044 (6)	1,051 (18)	1,053 (18)	1,053 (18)
7.º	1,212 (7)	1,218 (27)	1,220 (23)	1,220 (23)
8.º	1,214 (8)	1,220 (28)	1,222 (24)	1,222 (24)
9.º	1,379 (9)	1,388 (33)	1,387 (29)	1,388 (29)
10.º	1,671 (10)	1,690 (42)	1,680 (38)	1,687 (38)

Tabela 3.1 – Comparação entre as dez primeiras frequências naturais relacionadas aos modos de vibração de flexão verticais, sendo os cabos divididos em 1, 3, 5 e 7 elementos. A ordem do modo é dada entre parênteses (KAROUMI, 1999).

É importante observar que para os modelos com estais divididos em mais de um segmento, com elementos de cabo catenário proposto pelo autor, os modos de vibração equivalentes ao modelo mais simples, com apenas um elemento representando cada estai, aparecem em ordens diferentes. Apenas os dois primeiros modos aparecem com ordens iguais para todos os modelos, demonstrando a importância dos critérios de modelagem, especialmente dos cabos para esse tipo de estrutura, tanto para identificação das propriedades dinâmicas quanto para atualização do modelo numérico.

Na presente pesquisa, o modelo computacional será uma das ferramentas utilizadas no processo de avaliação da saúde estrutural de obras estaiadas. Esta análise passará pela identificação das propriedades dinâmicas obtidas experimentalmente, que serão confrontadas com dados teóricos, tendo como objetivo a concepção de um modelo com comportamento mais próximo possível da estrutura real. Alguns trabalhos, citados a seguir, já abordaram especificamente esse problema, onde se tem um modelo teórico, dados experimentais e um processo de atualização. Eles fornecem algumas diretrizes de modelagem computacional, com exemplos de modelos iniciais e otimizados, utilizados para estruturas estaiadas que, após modificações realizadas pelo processo de atualização, se mostraram eficientes no que diz respeito à representação do comportamento dinâmico da estrutura real.

Em Brownjohn e Xia (2000), foi feita a atualização do modelo numérico para avaliação dinâmica do viaduto Safti Link. Trata-se de uma obra estaiada curva, localizada em Singapura, com tabuleiro em seção celular, um mastro inclinado e cabos de retaguarda externos, conforme Figura 3.5.



Figura 3.5 – Viaduto Safti Link, Singapura ([http://www.tylin.com/en/projects/safti\\_link\\_bridge](http://www.tylin.com/en/projects/safti_link_bridge)).

O modelo foi concebido no ANSYS, com tabuleiro em elementos de casca. O mastro e as vigas de fundação foram modelados com elementos de barra tridimensionais. Para os estais, também foram utilizados elementos de barras tridimensionais com rigidez reduzida pela fórmula de Ernst, sem a consideração das forças de protensão. Segundo os autores, em análise anterior com o SAP2000, a desconsideração da força de protensão levou a 2% de erro no primeiro modo de flexão, 4% no segundo e menos de 0,5% nos demais modos, e que, entretanto, para pontes suspensas com rigidez muito influenciada pela força dos cabos, a desconsideração das forças seria inaceitável. O mastro foi considerado com restrição

apenas a translações na base e o tabuleiro, simplesmente apoiado nas extremidades. A Figura 3.6 mostra três vistas esquemáticas do modelo.

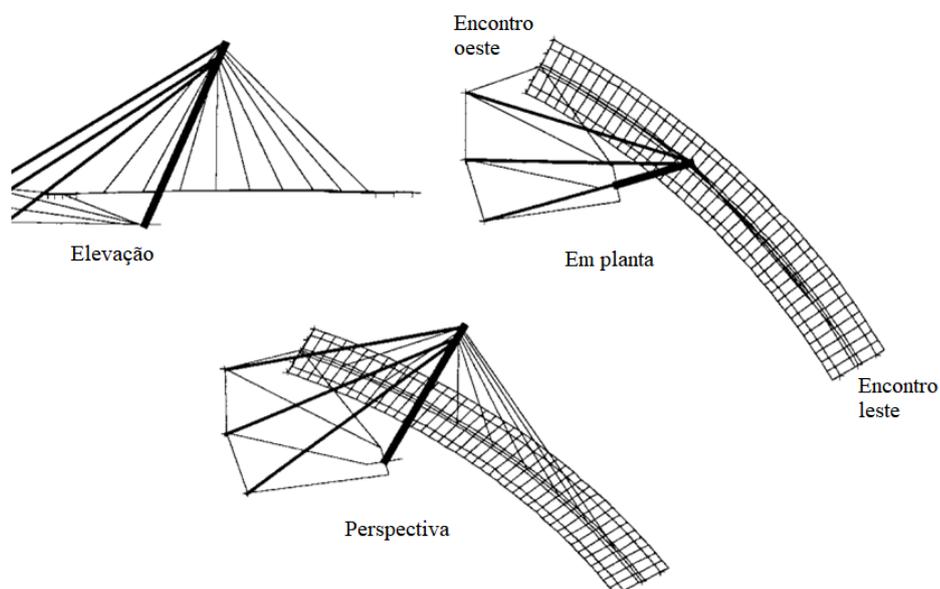


Figura 3.6 – Vistas esquemáticas do modelo do viaduto Safti Link (BROWNJOHN; XIA, 2000).

Em Zhang *et al.* (2001) foi feita a atualização do modelo numérico da ponte Kap Shui Mun. Trata-se de uma das mais extensas pontes estaiadas do mundo, localizada em Singapura, com tabuleiro em seção celular múltipla, com passagem de transportes nas lajes superior e inferior, e dois mastros em pórtico, conforme Figura 3.7.



Figura 3.7 – Ponte Kap Shui Mun, Hong Kong (<https://structurae.net/photos/213009-kap-shui-mun-bridge>).

Foi construído um modelo tridimensional em elementos finitos utilizando elementos de barra elástico lineares para os mastros e para o tabuleiro, elementos de treliça para os cabos, e ligações rígidas ou semi-rígidas para as conexões e condições de contorno. O tabuleiro, construído com estrutura mista de aço/concreto na região central do vão principal

e seção celular nas demais regiões, foi modelado utilizando uma “espinha” simples posicionada nos centros de cisalhamento do tabuleiro. Como as seções não são monolíticas, uma seção monolítica equivalente foi concebida para representação do tabuleiro, através da equivalência entre propriedades de massa e rigidez. Os cabos foram modelados utilizando elementos de treliça elástico lineares. A não linearidade geométrica foi levada em consideração através do módulo de elasticidade equivalente. A Figura 3.8 apresenta o modelo.

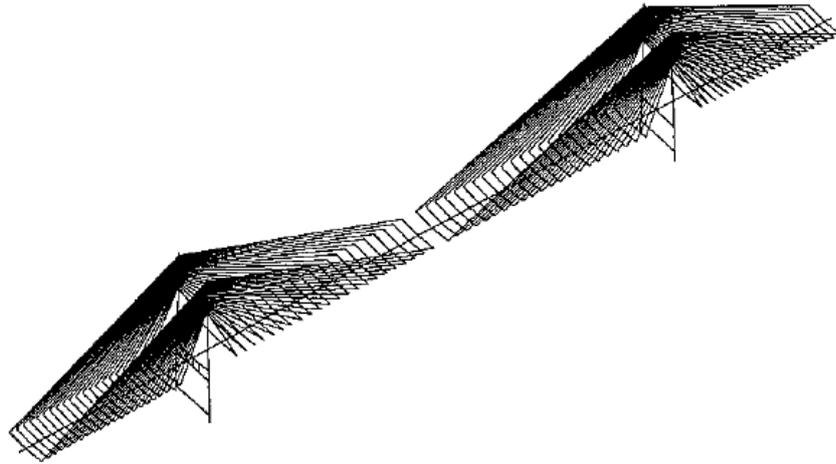


Figura 3.8 – Modelo da Ponte Kap Shui Mun (ZHANG *et al.*, 2001).

Zárate (2005) realizou um estudo comparativo entre modelos iniciais para a ponte Memorial Bill Emerson. A ponte está localizada entre os estados de Illinois e Missouri, nos Estados Unidos, possui tabuleiro em estrutura mista, com vigas em aço e laje em concreto, e dois mastros de concreto em pórtico, conforme Figura 3.9.



Figura 3.9 – Ponte Memorial Bill Emerson, Illinois/Missouri (<https://structurae.net/photos/216303-bill-emerson-memorial-bridge>).

O tabuleiro da ponte possui dezesseis dispositivos de transmissão de impacto nas conexões dos mastros e do encontro, com o propósito de restringir o movimento longitudinal durante eventual excitação sísmica, sem restrição à expansão em função da variação da temperatura. Além disso, controladores de vibrações são utilizados na direção transversal nas conexões entre o tabuleiro e os mastros, e o tabuleiro, impedido de transladar na direção vertical nos mastros (ZÁRATE, 2005).

No modelo, o autor restringiu os movimentos do tabuleiro nas direções lateral e vertical bem como a rotação em relação ao eixo  $x$  (torção) nas conexões com o encontro, os mastros e o pilar. Os efeitos do solo foram desconsiderados e a estrutura é assumida engastada diretamente na fundação. Para simular as translações parcialmente permitidas, foram adicionadas molas ao modelo entre o tabuleiro e os mastros.

Foram utilizadas três abordagens para modelagem dos cabos: *i*) elemento de cabo com módulo de elasticidade equivalente (fórmula de Ernst); *ii*) elemento isoparamétrico lagrangeano de dois nós; *iii*) elemento catenário. Foram feitas análises com os cabos divididos em 1 e 4 elementos. Os mastros foram modelados com elementos de barra tridimensionais. A Figura 3.10 apresenta o modelo. O tabuleiro foi simulado com modelo em “espinha”, conforme Figura 3.11.

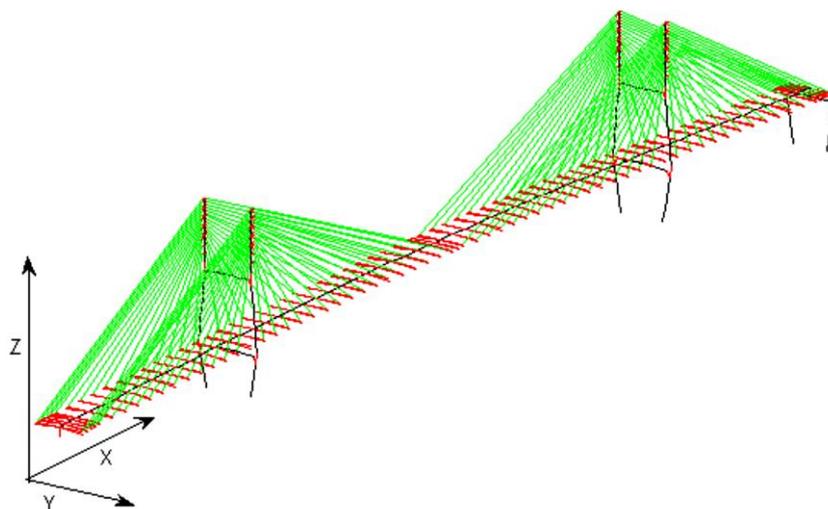


Figura 3.10 – Modelo base utilizado para a Ponte Memorial Bill Emerson (ZÁRATE, 2005).

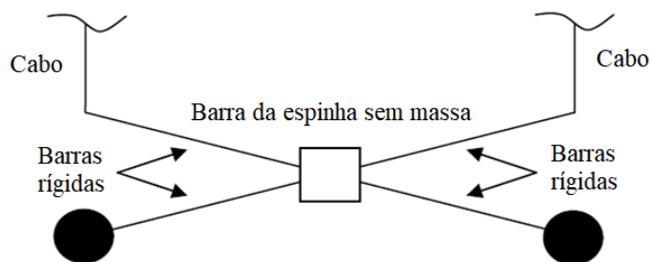


Figura 3.11 – Seção transversal do modelo em “espinha” (ZÁRATE, 2005).

As forças de protensão dos cabos foram determinadas pelo método de anulação dos deslocamentos, inicialmente a partir da análise linear do modelo, com posterior interação com base na análise não linear do modelo resultante da análise anterior, ambas sob carga estática. A Figura 3.12 mostra o decréscimo dos esforços de tração dos cabos em relação ao conjunto de forças inicial, indicando que após cada interação, resultado do procedimento de análise não linear, os estais perderam força e a estrutura ganhou flexibilidade. Para o procedimento de determinação das forças dos estais, as três abordagens de modelagem dos cabos, feitas com um elemento, não apresentaram diferença significativa.

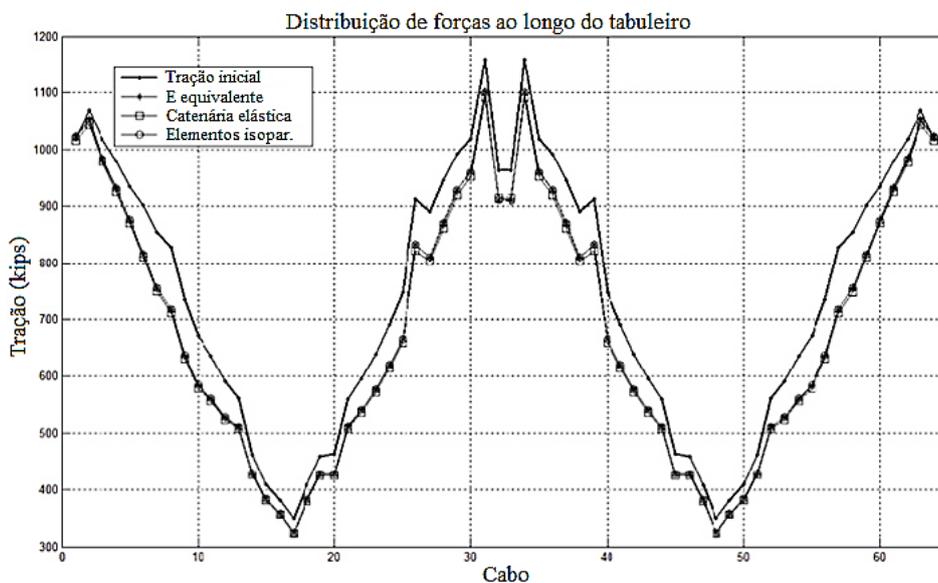


Figura 3.12 – Distribuição das forças dos estais utilizando um elemento por cabo (ZÁRATE, 2005).

O autor obteve as frequências naturais e os respectivos modos de vibração da ponte utilizando 1 e 4 elementos por cabo, para cada abordagem de modelagem, através de análises linear e não linear, para avaliação do efeito das diferentes metodologias nas características dinâmicas da estrutura. Chegou-se à conclusão que o modelo inicial em elementos finitos

construído com 4 elementos catenários por cabo foi o que mais se aproximou dos resultados experimentais, sendo este utilizado na atualização numérica.

Em Abozeid *et al.* (2006) foi realizada a atualização do modelo numérico da ponte do Canal de Suez a partir de dados experimentais. A ponte estaiada liga a África à Ásia, no Oriente Médio, com comprimento total de 3,9 km (Figura 3.13). Possui tabuleiro em aço e dois mastros de concreto em pórtico.



Figura 3.13 – Ponte do Canal de Suez, África/Ásia  
(<http://www.navy.mil/management/photodb/photos/090622-N-5345W-005.jpg>).

O modelo foi concebido no *software* SAP2000 (Figura 3.14). Os mastros, pilares e cabos foram modelados com elementos de barra. O tabuleiro em elementos de casca com espessura equivalente para aproximação com as propriedades da seção transversal original. Os mastros e pilares foram considerados engastados na base. O tabuleiro, nos pontos de vinculação com os pilares, foi liberado para deslocamento e rotação na direção longitudinal, além da torção em torno do seu eixo. Na vinculação com os mastros, o tabuleiro foi liberado para deslocamento e rotação na direção transversal, e em torno do próprio eixo, sendo parcialmente restringido para deslocamento na direção longitudinal, com rigidez no valor de 1000 t/m. As forças dos cabos foram obtidas com a opção do *software* de força inicial P-delta.

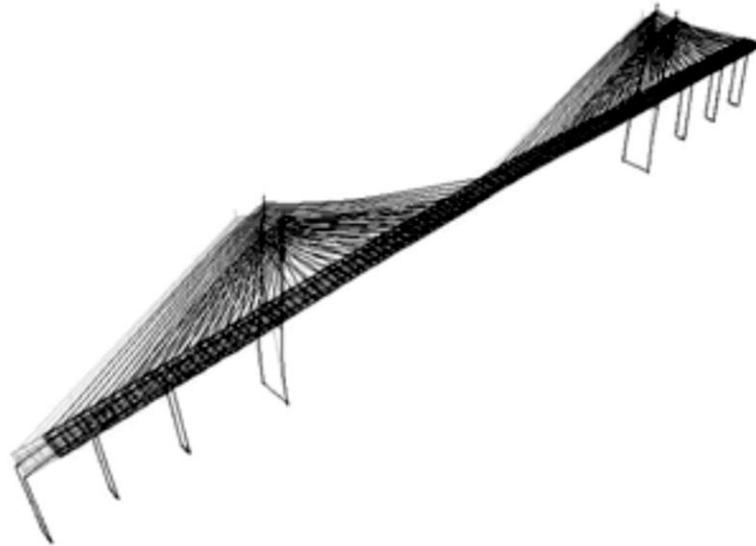


Figura 3.14 – Modelo da ponte do Canal de Suez (ABOZEID *et al.*, 2006).

Dutta (2007) realizou a atualização do modelo numérico da ponte Quincy Bayview com o objetivo de implementar um sistema ativo de controle de vibrações. A ponte está localizada em Illinois, nos Estados Unidos, possui tabuleiro em estrutura mista, com vigas em aço e laje em concreto, e dois mastros de concreto em pórtico, conforme Figura 3.15.



Figura 3.15 – Ponte Quincy Bayview, Illinois, USA  
([https://www.johnweeks.com/river\\_mississippi/pagesB/umissB13.html](https://www.johnweeks.com/river_mississippi/pagesB/umissB13.html)).

O tabuleiro foi simulado com modelo em “espinha”. A seção transversal do tabuleiro foi considerada como uma seção equivalente aberta com parede fina, em aço. A seção equivalente e as propriedades dos materiais da nova seção foram atribuídas ao modelo em espinha, que é localizada ao longo do centro de cisalhamento da seção e modelada utilizando

elementos de barra. A conexão entre os cabos e a espinha é feita através de barras rígidas. As massas concentradas foram distribuídas ao longo da seção equivalente da seguinte forma:

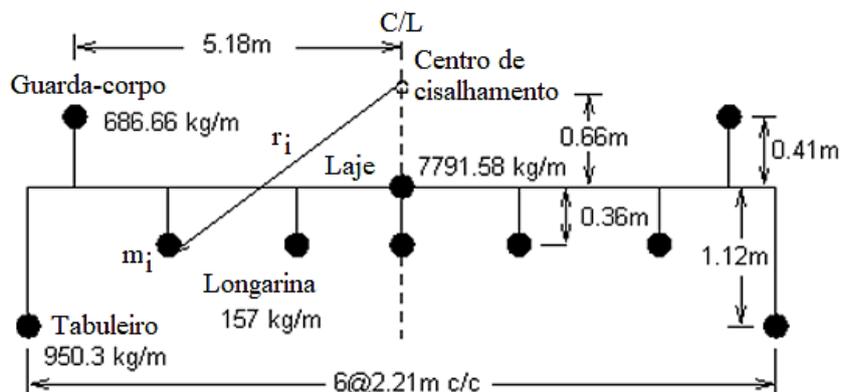


Figura 3.16 – Distribuição das massas do tabuleiro (WILSON, 1991) *apud* (DUTTA, 2007).

O modelo acima foi simplificado em duas massas concentradas, conforme a Figura 3.17 abaixo:

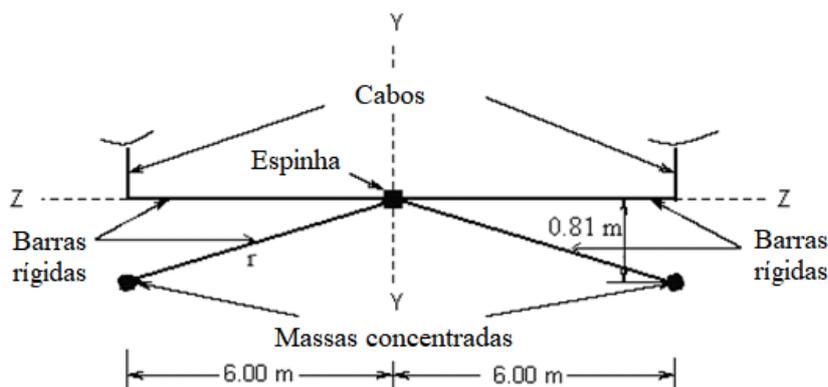


Figura 3.17 – Modelo em elementos finitos do tabuleiro (DUTTA, 2007) adaptada.

Os pilares foram modelados com elementos de barra com nós nos pontos de mudança de seção transversal. O efeito P-delta na deformação da estrutura sob carga permanente foi avaliado. Esta abordagem também foi utilizada na modelagem do tabuleiro.

Os cabos foram modelados por meio de duas abordagens: em elementos de treliça com módulo de elasticidade equivalente e em elemento catenária. A Figura 3.18 apresenta o modelo utilizado e a Figura 3.19, um detalhe do modelo do tabuleiro.

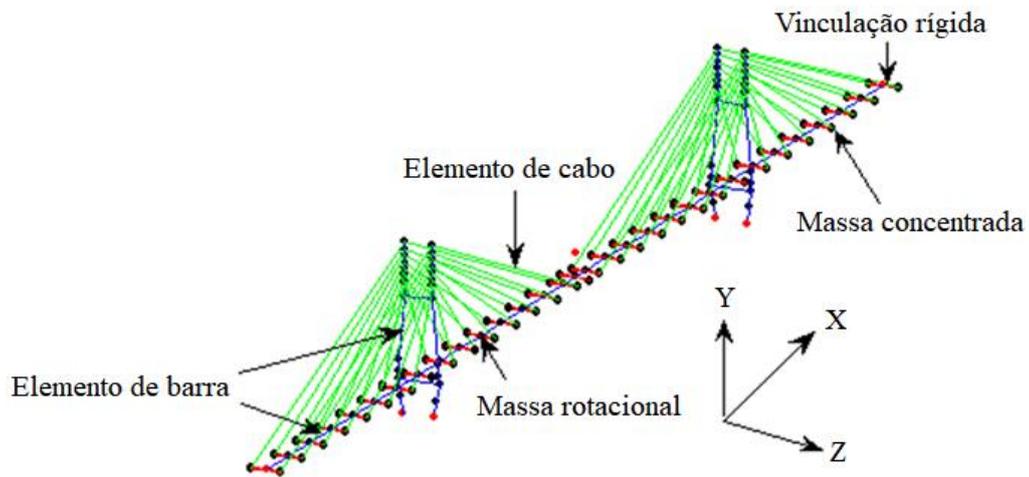


Figura 3.18 – Modelo numérico da ponte Quincy Bayview (DUTTA, 2007).

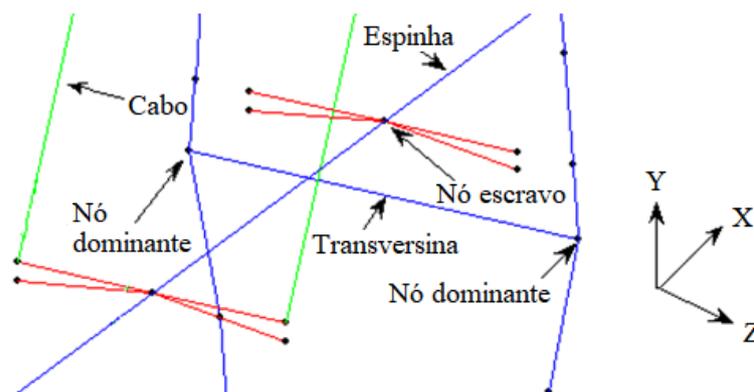


Figura 3.19 – Detalhe do modelo na região do mastro (DUTTA, 2007).

Foram considerados e avaliados quatro diferentes concepções para o modelo numérico da ponte: *i*) cabos modelados com elementos de treliça com módulo de elasticidade equivalente / tabuleiro e mastros modelados com elementos de barra sem a consideração do efeito P-delta; *ii*) cabos modelados com elementos de treliça com módulo de elasticidade equivalente / tabuleiro e mastros modelados com elementos de barra com a consideração do efeito P-delta; *iii*) Cabos modelados com elemento catenária / tabuleiro e mastros modelados com elementos de barra sem a consideração do efeito P-delta; *iv*) Cabos modelados com elemento catenária / tabuleiro e mastros modelados com elementos de barra com a consideração do efeito P-delta.

O autor concluiu que o quarto modelo obteve características dinâmicas mais próximas do modelo experimental, sendo este modelo inicial utilizado com sucesso no processo de atualização, com maior velocidade de convergência. Além disso, que os modelos atualizados com cabos modelados com elementos catenária (modelos três e quatro)

reproduziram o comportamento transversal e torsional da ponte, diferentemente dos modelos com cabos em elementos de treliça, que não foram eficazes na mesma representação. Ao mesmo tempo, os mesmos modelos reproduziram os modos de flexão de maneira mais próxima.

Em Moratti *et al.* (2008) são apresentados alguns aspectos sobre o projeto e construção de uma passarela estaiada situada em Bormio, Itália. A passarela tem vão único com cerca de 66 m de comprimento, passando sobre uma importante estrada e pelo rio Frodolfo. O tabuleiro de concreto armado é curvo no plano e em elevação, com espessura que varia entre 280 mm e 450 mm, e é sustentado por um único mastro de aço articulado na base (Figura 3.20).



Figura 3.20 – Passarela estaiada em Bormio, Itália (MORATTI *et al.*, 2008).

Foram desenvolvidos dois modelos numéricos (Figura 3.21). No primeiro, o tabuleiro foi simulado por uma única barra com seção transversal equivalente, resultando em 82 elementos. No segundo, a laje do tabuleiro foi simulada por elementos de casca, sendo também utilizados elementos de barra para as vigas internas, resultando em 377 barras e 552 elementos de casca. Nos dois casos, o cabos foram modelados por um único elemento de barra.

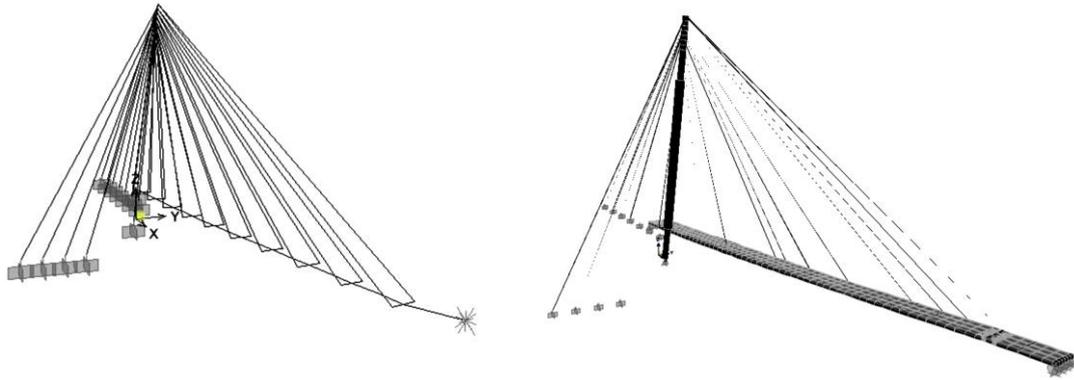


Figura 3.21 – Modelos em elementos finitos: barra equivalente (esquerda) e casca (direita) (MORATTI *et al.*, 2008).

As duas abordagens foram comparadas com base nos períodos e nas participações das massas nos modos de vibração natural, como ilustra a Figura 3.22. Pôde-se observar que para obter um total de 90% de participação da massa em todas as três direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ , 31 modos foram necessários no modelo de barra, enquanto que 173 modos tiveram que ser considerados no modelo em elementos de casca. Especificamente, as direções  $y$  e  $z$  atingiram uma massa participante de 90% apenas no modo de número 60, enquanto que a direção  $x$  requereu um número maior de modos de vibração.

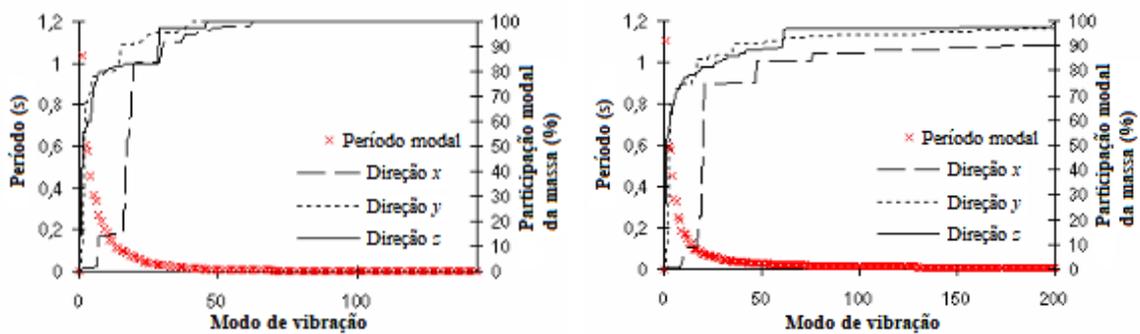


Figura 3.22 – Período modal e participação da massa: elemento de barra (esquerda) and modelo em casca (direita) (MORATTI *et al.*, 2008).

A Figura 3.23 mostra um comparativo entre os valores das frequências relacionadas ao vinte primeiros modos de vibração de cada modelo. Segundo os autores, os modos em que diferenças maiores foram observadas (por exemplo, modos 10, 11, 18 e 20) foram aqueles caracterizados por uma maior participação da direção  $x$  (axial) na forma modal do modelo em elementos de casca, ou seja, para os modos com maior participação das direções

y (transversal) e z (vertical), o modelo em barras se aproximou melhor do modelo mais refinado, em elementos de casca.

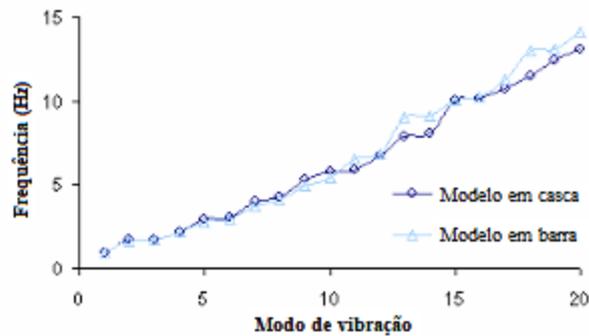


Figura 3.23 – Comparativo entre as frequências naturais obtidas pelos modelos de barra e em elementos de casca (MORATTI *et al.*, 2008).

Em Benedettini e Gentile (2011) são apresentados os processos de identificação com base em vibrações ambientais e de atualização do modelo numérico da ponte Vittorio Sora. Trata-se de uma ponte estaiada, que cruza o rio Oglio, localizada entre os municípios de Bordolano e Quinzano, na Itália (Figura 3.24).



Figura 3.24 – Ponte Vittorio Sora, Itália (<https://structurae.net/structures/ponte-vittorio-sora>).

Foram realizados dois ensaios. O primeiro, utilizando um sistema convencional de aquisição de dados com acelerômetros servo-controlados, com o objetivo de analisar as propriedades dinâmicas do tabuleiro e do mastro. O segundo, com um radar para medições de séries temporais de deslocamentos, com o objetivo de identificar as frequências naturais dos estais, para determinação das forças dos mesmos. Foi concebido um modelo

tridimensional em elementos finitos da ponte, no *software* SAP2000, ilustrado na Figura 3.25, sendo este atualizado a partir das propriedades modais encontradas nos ensaios.

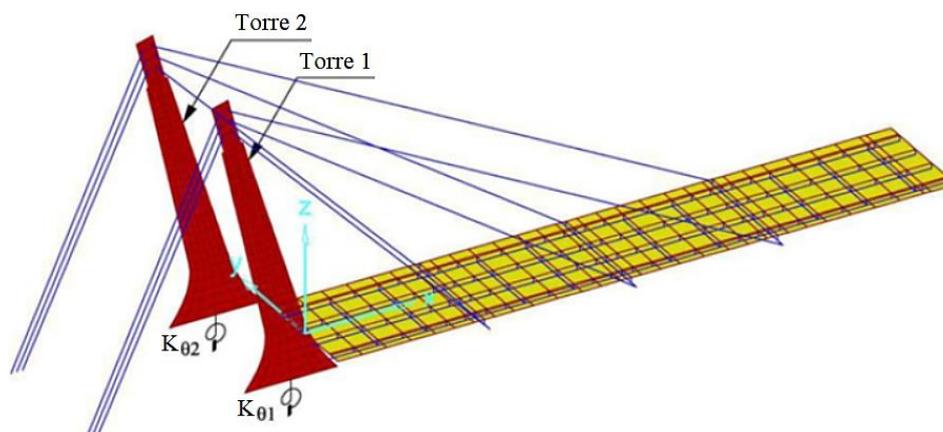


Figura 3.25 – Modelo tridimensional em elementos finitos da ponte (BENEDETTINI; GENTILE, 2011).

Foram utilizados elementos de casca com quatro nós para modelagem dos elementos de concreto. Os elementos de aço do tabuleiro foram modelados com elementos de barra e rigidamente fixos à laje de concreto. Os estais foram modelados com elementos de treliça. O tabuleiro foi assumido fixo na extremidade de ligação com o mastro, sendo a outra extremidade, molelada de acordo com as características de projeto do encontro. As conexões dos mastros com as fundações foram inicialmente concebidas como engastadas, com posterior mudança de rigidez.

Numa primeira atualização, feita manualmente, foram introduzidas molas rotacionais em função da maior discrepância encontrada entre os modos de vibração dos mastros em comparação com os modos dos demais elementos estruturais. Baseados na atualização manual, os autores selecionaram algumas propriedades do sistema para realização da análise de sensibilidade e do processo de atualização automática, que foram as seguintes: módulos de elasticidade do concreto (laje e mastro), peso específico do concreto (laje) e constantes das molas rotacionais introduzidas nas bases do mastro. Os autores obtiveram sucesso na atualização do modelo numérico concebido, o qual apresentou diferenças muito pequenas nas propriedades dinâmicas (frequências naturais e modos de vibração) nos dez primeiros modos identificados, com erros maiores que 1,0% apenas em três modos, sendo o erro máximo de 2,3%.

Além disso, o trabalho anterior também verificou a necessidade de análise estática não linear prévia, geralmente realizada com a finalidade de determinação da configuração

deformada da estrutura para posterior realização da análise dinâmica. Os autores concluíram que os resultados encontrados, para a ponte analisada, foram muito próximos para as análises considerando a configuração deformada e não deformada, não sendo essencial a utilização de uma análise não linear. Os autores destacam também a proximidade entre os valores das forças medidas dos estais e das calculadas teoricamente com base no projeto e no modelo numérico, evidenciando pequenos deslocamentos e, conseqüentemente, pequenas variações no esquema de equilíbrio da ponte.

Em Yue e Li (2014) é apresentada a concepção e atualização do modelo numérico da ponte sobre o rio Jing Yue Yangtze, na China (Figura 3.26). Segundo os autores, o modelo em elementos finitos desenvolvido refletiu com precisão o comportamento mecânico da ponte sob o carregamento estático (deslocamento do tabuleiro, forças dos estais, tensões em algumas seções do tabuleiro), e os parâmetros estruturais não precisaram ser atualizados. Entretanto, as condições de contorno do modelo foram atualizadas com base nos resultados obtidos nos ensaios dinâmicos.



Figura 3.26 – Ponte sobre o rio Jing Yue Yangtze, China  
(<https://megaconstrucciones.net/en/jingyue-yangtze-river-bridge/>).

A tabuleiro foi simulado com o modelo em “espinha”, de acordo com o projeto da ponte. O mastro e o modelo do tabuleiro utilizaram elementos de barra tridimensionais e os

estais foram simulados por elementos de treliça espaciais. No total, o modelo numérico da ponte foi composto por 1444 elementos de viga e 208 elementos de treliça (Figura 3.27). As forças de protensão dos estais foram obtidas admitindo deslocamentos nulos na direção horizontal dos mastros e vertical do tabuleiro.

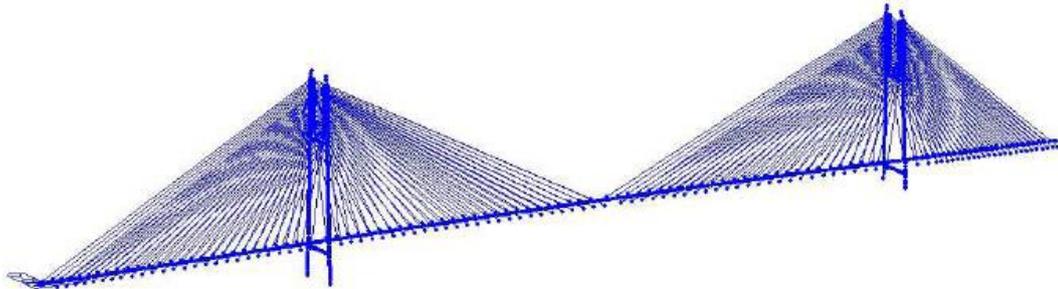


Figura 3.27 – Modelo em elementos finitos da Ponte sobre o rio Jing Yue Yangtze (YUE; LI, 2014).

Segundo os autores, o modelo em elementos finitos atualizado no trabalho pode realmente refletir as características dinâmicas da estrutura da ponte, podendo ser usado como modelo de referência, o qual pode fornecer uma base de cálculo confiável para a avaliação da situação da ponte no longo prazo, em serviço.

Em Bedon *et al.* (2016) são apresentados os resultados de uma investigação experimental e teórica sobre a ponte estaiada de Pietratagliata, na Itália (Figura 3.28). Foram realizados ensaio dinâmicos, baseados em vibrações ambientais, para estimar as propriedades dinâmicas dos modos de vibração mais baixos da ponte e as forças dos cabos, e avaliar a integridade estrutural do sistema. O procedimento de atualização, feito de forma manual ao modelo com precisão crescente, segundo os autores, permitiu melhorar a simulação das condições de contorno e da interação mecânica entre os componentes da ponte.



Figura 3.28 – Ponte estaiada de Pietratagliata, Itália  
([https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Canal\\_del\\_Ferro\\_Pietratagliata\\_Fella\\_Ponte\\_di\\_Ferro\\_22082007\\_05.jpg](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Canal_del_Ferro_Pietratagliata_Fella_Ponte_di_Ferro_22082007_05.jpg)).

A geometria e as propriedades dos materiais do modelo foram determinadas com base no projeto e nos dados técnicos provenientes dos relatórios, bem como dos ensaios das amostras retiradas, respectivamente. O modelo inicial utilizou elementos de casca de 4 nós, com 6 graus de liberdade em cada nó, para a laje do tabuleiro. As vigas longitudinais e transversais foram modeladas por meio de elementos de barra tridimensionais. Foram utilizadas ligações rígidas para conectar os elementos de casca da laje e os nós correspondentes dos elementos de viga. Elementos de treliça foram utilizados para modelar os estais, nos quais foi considerada uma seção transversal equivalente para representar os quatro cabos em um único elemento. Massas concentradas adicionais foram introduzidas em cada extremidade da treliça para considerar a inércia dos cabos. O sistema de contraventamento do tabuleiro também foi inserido no modelo, modelados por elementos de barras articulados nas extremidades. O pilar foi substituído por apoios ideais do segundo gênero.

O modelo inicial descrito acima foi modificado com a finalidade de desenvolver um modelo com maior grau de refinamento. Visto que, segundo os autores, a interação mecânica entre alguns componentes e a descrição das condições de contorno mostraram-se relativamente complexas, optou-se por uma representação detalhada dos elementos e das conexões estruturais, sendo utilizada uma malha suficientemente refinada e uma modelagem mais realista. A Figura 3.29 ilustra os dois modelos.

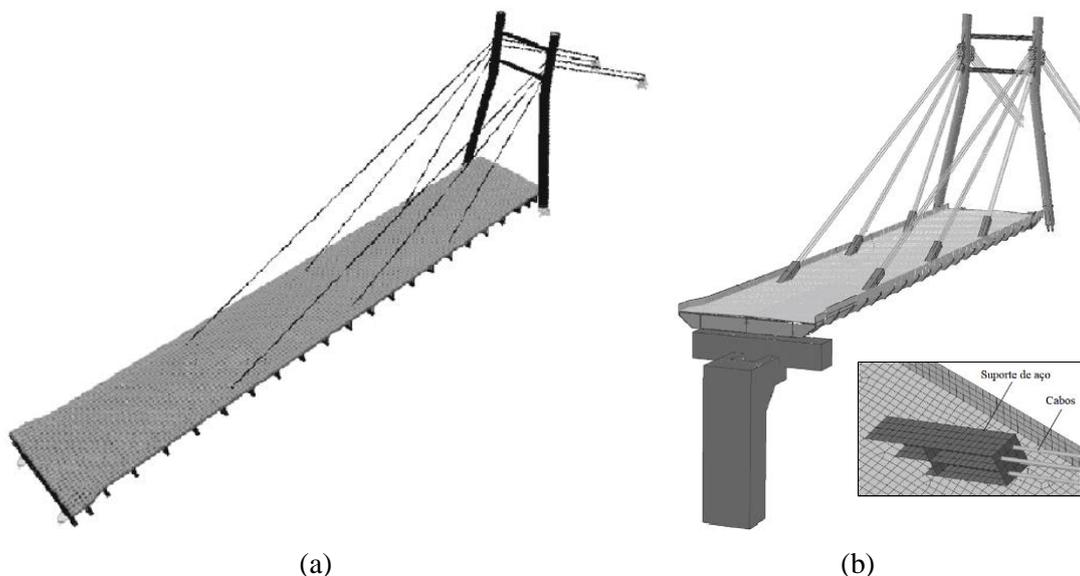


Figura 3.29 – Modelos desenvolvidos da ponte estaiada Pietratagliata: (a) modelo inicial; (b) modelo refinado, com detalhe da conexão do estai com o tabuleiro (BEDON *et al.*, 2016).

Na análise, devido a poucas medições experimentais disponíveis, a correlação modal foi levada em consideração levando-se em conta não apenas a frequência natural e o índice MAC, mas também uma correlação visual adicional e, segundo os autores, a boa concordância entre as previsões da identificação dinâmica e o modelo refinado justificou a sofisticação adicional, especialmente para possíveis aplicações diagnósticas futuras.

Em geral, muitas abordagens para modelagem são apresentadas na literatura, desde as mais simples até as mais refinadas, cada uma apresentando, segundo os respectivos autores, seu grau de precisão. Optou-se nessa pesquisa, visto o esforço computacional e a forma proposta de simulação dos danos, por utilizar um modelo com elementos de barra para representação do tabuleiro e do mastro, e elementos de cabo (catenários) para representação dos estais, já considerando assim, o efeito da catenária nas suas rigidezes.

## 3.2 IDENTIFICAÇÃO ESTOCÁSTICA DE SISTEMAS

### 3.2.1 Introdução

A identificação dinâmica de sistemas estruturais consiste em submeter as estruturas a ensaios dinâmicos não destrutivos, tendo por objetivo a identificação de características dinâmicas relevantes como frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento, com a finalidade de se formular um modelo matemático que descreva seu

comportamento dinâmico. Estes resultados podem ser utilizados, por exemplo, na calibração e validação de modelos numéricos de estruturas em geral e, com uma rotina de monitoramentos com novas etapas de identificação, podem evidenciar a presença de danos estruturais. Tem-se assim a solução de um problema inverso, com a determinação de um sistema estrutural que represente a relação entre dados de entrada (excitação) e saída (resposta do sistema) ou somente de saída.

Uma literatura muito extensa e diversificada sobre o assunto está disponível. Vários métodos foram propostos e podem ser agrupados em diferentes classes. Geralmente, é feita uma distinção entre métodos paramétricos e não paramétricos, métodos no domínio do tempo e domínio de frequência, no campo da engenharia civil, também entre métodos estáticos e dinâmicos (PISANO, 1999).

Especificamente para este trabalho, serão utilizados métodos que se baseiam apenas na resposta do sistema, sendo a entrada uma variável não determinística, resultado de excitações ambientais e/ou de uso, com características aleatórias. Essa abordagem de análise, na qual os métodos de identificação estocástica de sistemas se inserem, é comumente chamada na literatura de OMA (*Operational Modal Analysis*).

É praticamente impossível medir esta excitação ambiente e a saída é a única informação que pode ser passada para os algoritmos de identificação do sistema. Porque, nesses casos, o conhecimento determinístico da entrada é substituído pelo pressuposto de que a entrada é a realização de um processo estocástico do tipo ruído branco (PEETERS; DE ROECK, 2001).

A identificação estocástica pode ser feita tanto no domínio do tempo, quanto no domínio da frequência. A primeira abordagem baseia-se em estimativas das funções de correlação ou nas séries temporais da resposta da estrutura, onde um modelo do sistema ou a informação da IRF (*Impulse Responde Function*) é utilizado, sendo a IRF a transformada inversa de Fourier da Função de Resposta em Frequência (FRF). A segunda baseia-se em estimativas espectrais da resposta da estrutura, sendo utilizada a informação da FRF.

Em geral, pode-se considerar que os métodos de identificação modal estocástica, que consistem no ajuste de modelos diretamente às séries temporais de resposta, permitem obter uma maior precisão na identificação das características dinâmicas dos sistemas do que os métodos que se baseiam na análise das funções de caracterização da resposta. No entanto,

os primeiros métodos exigem também mais tempo de processamento do que os segundos (BRINCKER *et al.*, 1992).

A seguir são apresentados os principais métodos e citados alguns trabalhos desenvolvidos, tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência, que abordaram a identificação de sistemas, sendo dado foco aqui nos conceitos e nas pesquisas sobre identificação estocástica de sistemas estruturais, onde as forças de excitação são consideradas como a realização de um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco com média nula. A Figura 3.30 ilustra a classificação geral dos métodos de identificação estocástica de sistemas.

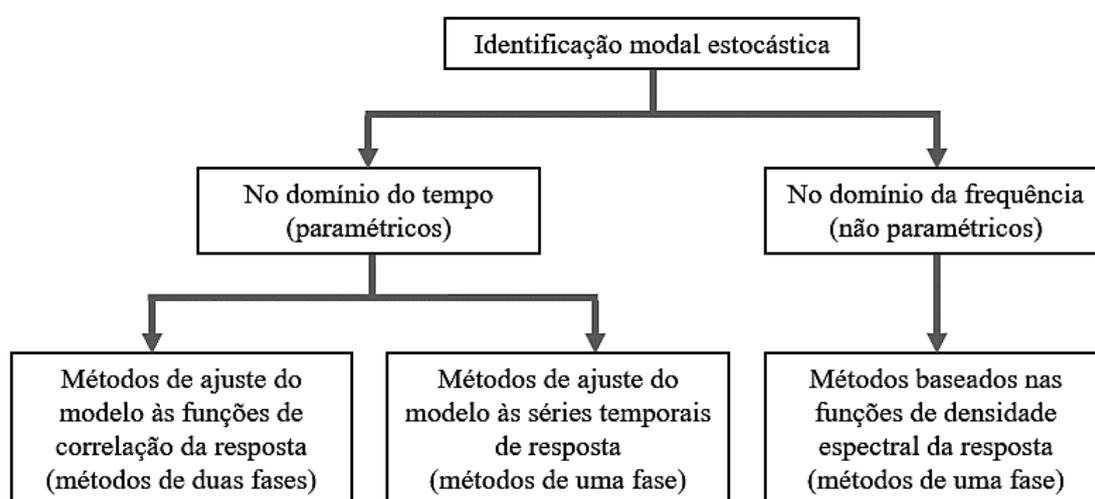


Figura 3.30 – Classificação geral dos métodos de identificação estocástica de sistemas.

### 3.2.2 Métodos no domínio do tempo

A identificação estocástica no domínio do tempo possui como base um modelo pré-definido para representação do sistema em análise, sendo os métodos pertencentes a este grupo denominados métodos paramétricos. Como dito anteriormente, os métodos se baseiam na informação de estimativas das funções de correlação ou séries temporais organizadas de resposta, onde se tem por objetivo o ajuste dos modelos a estas.

Nesses métodos são determinados os parâmetros de modelos que se consideram adequados para representar o comportamento dinâmico de sistemas estruturais, que podem ser modelos sob a forma da representação de estado de sistemas estocásticos discretos no tempo, modelos ARMAV (*Auto-Regressive Moving Average Vector*) ou modelos ARV (*Auto-Regressive Vector*). Os parâmetros desses modelos são avaliados através de diferentes técnicas de ajuste, ou das funções de correlação ou diretamente das próprias séries temporais

de resposta. A identificação modal dos sistemas é então efetuada através da avaliação das características dinâmicas dos modelos ajustados. Os métodos em que se utilizam diretamente as séries temporais de resposta podem ser designados por *métodos de uma fase*, enquanto que os métodos que se baseiam na análise das funções de correlação, designados por *métodos de duas fases*, uma vez que envolvem uma primeira fase de estimativa das funções de correlação e uma segunda fase de análise dessas funções para o ajuste de modelos com vistas à identificação das características dinâmicas dos sistemas (RODRIGUES, 2004).

### 3.2.2.1 Métodos baseados no ajuste do modelo às funções de correlação da resposta

São métodos paramétricos de duas fases, em que a primeira fase consiste na estimativa das funções de correlação da resposta, e a segunda fase corresponde à aplicação de um método de identificação, com o qual são estimados os parâmetros (matrizes da representação em espaço de estado de um sistema estocástico no tempo discreto) de um modelo através do seu ajuste às funções de correlação da resposta (RODRIGUES, 2004).

Segundo Allemang (1999), um dos primeiros métodos de identificação no domínio do tempo foi o método CE (*Complex Exponential*) desenvolvido por Spitznogle e Quazi (1970) no âmbito da análise de sinais de sonar, mas mais tarde, em 1974, na Universidade de *Cincinnati*, adaptado para a identificação modal de sistemas mecânicos a partir das funções de resposta impulsiva (*apud* RODRIGUES, 2004). O método CE é aplicável a sistemas com vários graus de liberdade, mas trata-se de um método SISO (*Single Input Single Output*) uma vez que, de cada vez, apenas é analisada uma única função de resposta impulsiva (RODRIGUES, 2004). Brown *et al.* (1979) afirma que a extensão do método CE à situação SIMO (*Single Input Multiple Output*) deu origem ao método LSCE (*Least Squares Complex Exponential*) desenvolvido na Universidade de *Cincinnati* (*apud* RODRIGUES, 2004) e também na Universidade Católica de *Leuven*. O método PTD (*Polyreference Time Domain*), também designado por PRCE (*Polyreference Complex Exponential*), desenvolvido por Vold *et al.* (1982), corresponde, por sua vez, à extensão do método LSCE à situação MIMO (*Multiple Input Multiple Output*). Ainda antes do método LSCE, foi proposto em Ibrahim (1977), o método ITD (*Ibrahim Time Domain*), que foi inicialmente desenvolvido para a análise da resposta de sistemas em regime livre, numa situação SIMO, tendo sido posteriormente proposta em Fukuzono (1986) uma versão MIMO desse mesmo método, situação em que o método pode ser designado por MRITD (*Multiple Reference*

*Ibrahim Time Domain*) (RODRIGUES, 2004). O método PTD é provavelmente o mais amplamente utilizado entre os métodos tradicionais de estimativa de parâmetros modais, baseados na entrada e saída do sistema. Ele contém os métodos LSCE e ITD como casos especiais (PEETERS; DE ROECK, 2001). Juang e Pappa (1985) propuseram o método ERA (*Eigensystem Realization Algorithm*) baseado na teoria de realização determinística de sistemas, com característica MIMO, para a identificação modal a partir das funções de resposta impulsiva (RODRIGUES, 2004).

Sabe-se há algum tempo que existem expressões matemáticas semelhantes para respostas ao impulso e covariâncias de saída (de um sistema excitado por ruído branco) como uma função dos parâmetros do sistema. Em aplicações de análise modal, esta característica é usada para alimentar métodos de estimação de parâmetros modais com covariâncias de saída, ao invés da resposta clássica ao impulso (PEETERS; DE ROECK, 2001). Na prática, alguns algoritmos de resolução do problema de realização estocástica estão diretamente relacionados com os do problema de realização determinística.

Os métodos IV (*Instrumental Variable*) fazem uso dessa propriedade. Apesar de concebidas de uma maneira diferente, as equações dos métodos correspondem às do método PTD, após a substituição das respostas ao impulso por covariâncias de saída, resultando numa análise apenas com medições de saída. Os métodos identificam os parâmetros modais através de um modelo ARMA (*Auto-Regressive Moving Average*). Segundo Peeters (2000), um modelo ARMA de ordem adequada pode representar uma estrutura vibratória, entretanto, a aplicação de um método clássico de predição de erro para um modelo ARMA resulta em um problema de estimativa de parâmetros altamente não linear, sendo a não linearidade causada pelos parâmetros MA. É destacado que a vantagem dos métodos IV é que eles identificam apenas os parâmetros AR (e que isso é alcançado de forma linear), enquanto o modelo estrutural central ainda é um modelo ARMA, e que, para a extração dos parâmetros modais, não é necessário identificar a parte MA, uma vez que apenas dependem da parte AR. Ainda segundo o autor, é interessante notar e relevante para a prática de engenharia civil, que os métodos IV são robustos contra entradas não estacionárias, como por exemplo, uma sequência de ruído branco com covariância temporária. Detalhes sobre os métodos IV podem ser encontrados em Peeters e De Roeck (2001), Peeters (2000) e Ljung (1999).

Um método deste grupo que merece destaque é o SSI-COV (*Stochastic Subspace Identification – Covariance Driven*). O método identifica um modelo estocástico em espaço de estado somente a partir de dados de saída. Ele representa uma evolução dos métodos IV

no que diz respeito à utilização do algoritmo SVD (*Single Value Decomposition*) para fatoração da matriz de Hankel. Esta é decomposta no produto de três matrizes que geram as matrizes de observabilidade e de controlabilidade estocástica, praticamente resolvendo o problema de identificação dinâmica através deste método. Segundo Peeters (2000), enquanto que nos métodos IV a propriedade de fatoração das covariâncias de saída é somente utilizada em um segundo passo para obtenção dos modos de vibração, este procedimento representa a base dos métodos em subespaço. Estes, identificam os modelos em espaço de estado a partir de dados de saída com a utilização das ferramentas matemáticas de fatoração QR, SVD e mínimos quadrados.

Como exemplo adicional da relação entre técnicas estocásticas e determinísticas, uma das variantes do SSI-COV (*Covariance-driven Stochastic Subspace Identification*) é coincidente com o método ERA, com a diferença de que aquele é aplicado às funções de correlação da resposta do sistema, enquanto este, como dito anteriormente, às funções de resposta impulsiva.

Alguns dos primeiros trabalhos que analisam o problema de realização estocástica são devidos a Akaike (1974), Aoki (1987) e Arun (1990). Sob o ponto de vista da aplicação dos métodos de identificação modal estocástica, a partir do ajuste de modelos às funções de correlação da resposta dos sistemas, podem também ser mencionados os trabalhos de James *et al.* (1995), onde é apresentada a técnica designada por NEXT (*Natural EXcitation Technique*), Farrar (1997), Hermans (1999) e Peeters (2000) (RODRIGUES, 2004).

### 3.2.2.2 Métodos baseados no ajuste do modelo às séries temporais de resposta

São métodos paramétricos de uma fase, onde o ajuste é feito diretamente sobre os dados das séries temporais originais obtidos experimentalmente, identificando as características dinâmicas sem a necessidade de utilização das estimativas das funções de correlação ou de densidade espectral.

O método SSI-DATA (*Stochastic Subspace Identification – Data Driven*) faz parte deste grupo e, segundo Peeters (1999), representam uma versão inovadora do grupo SSI, com maior eficiência computacional (*apud* OLIVEIRA, 2014). Como o método SSI-COV, o método SSI-DATA identifica um modelo estocástico em espaço de estado com base apenas em dados de saída (PEETERS, 2000).

A principal vantagem dos algoritmos do SSI-DATA é que eles não requerem nenhum pré-processamento adicional para obter espectros ou covariâncias. Estes algoritmos identificam os modelos diretamente dos sinais no tempo. O procedimento de cálculo de covariâncias entre as saídas é substituído pela projeção do espaço de saídas futuras sobre o espaço de saídas passadas. De fato, as noções de covariâncias e projeções estão intimamente relacionadas. Ambas têm por objetivo eliminar o ruído (não correlacionado). Os primeiros algoritmos SSI-DATA podem ser encontrados em Overschee (1991) e Overschee (1993), enquanto que uma visão geral, tanto determinística quanto estocástica, é fornecida no livro de Van Overschee and De Moor (1996) (PEETERS, 2000). Segundo Oliveira (2014), estas técnicas incorporam formas eficazes de lidar com o ruído, excluindo-o da identificação dos modos de vibração da estrutura.

Peeters e De Roeck (1999) demonstram que é possível reduzir as dimensões das matrizes, introduzindo a idéia de sensores de referência ao SSI-DATA, resultando no que os autores denominam SSI/ref (*Reference-based Stochastic Subspace Identification*). A idéia é considerar apenas as saídas passadas definidas como referência ao invés de todas as saídas passadas, reduzindo assim o número necessário de sensores no ensaio.

Segundo Rodrigues (2004), para identificação modal com modelos paramétricos, pode-se utilizar o diagrama de estabilização, que é uma ferramenta de grande utilidade prática. O autor define esta ferramenta como sendo um gráfico que ajuda a escolher a ordem de um modelo paramétrico, que permite obter um bom ajuste aos dados experimentais e que, dentre os pólos deste modelo, ajude a selecionar aqueles que correspondem aos modos naturais de vibração do sistema, permitindo distinguí-los daqueles que são pólos de ruído (numéricos ou computacionais) ou que são resultantes das características das ações ambientais, e não do sistema em si.

São variantes destes métodos: o SSI-CVA (*Canonical Variate Analysis*), o SSI-PC (*Principal Component*), o SSI-UPC (*Unweighted Principal component*) e o SSI-UPCX (*Extended Unweighted Principal Component*), sendo a variante SSI-UPC, com a incorporação do SSI/ref, alvo de estudo deste trabalho, e sua fundamentação teórica apresentada posteriormente. Trata-se da variante no domínio do tempo mais recente disponível no *software* ARTeMIS Modal 4.0, o qual é utilizado na pesquisa, sendo ainda muito pouco explorada em aplicações da engenharia civil.

Outros métodos que podem ser citados como integrantes deste grupo são os métodos PEM (*Prediction Error Methods*), aplicados aos modelos ARMA e AR. Segundo Peeters

(2000), estes métodos identificam os parâmetros do modelo minimizando os chamados “*prediction errors*”, que são a parte dos dados de saída que não podem ser previstos a partir de dados passados. Detalhes sobre os métodos podem ser encontrados em Peeters (2000), Ljung (1999), Andersen (1997) e Piombo *et al.* (1993).

Em Benedettini e Gentile (2011), trabalho já citado anteriormente, é utilizada a variante SSI-CVA, que é uma técnica SSI-DATA, aplicada através do algoritmo CVA, para identificação das propriedades dinâmicas da Ponte Vittorio Sora, na Itália. Os autores conseguiram identificar dez modos de vibração na faixa de frequência entre 0 e 10 Hz, conforme Figura 3.31.

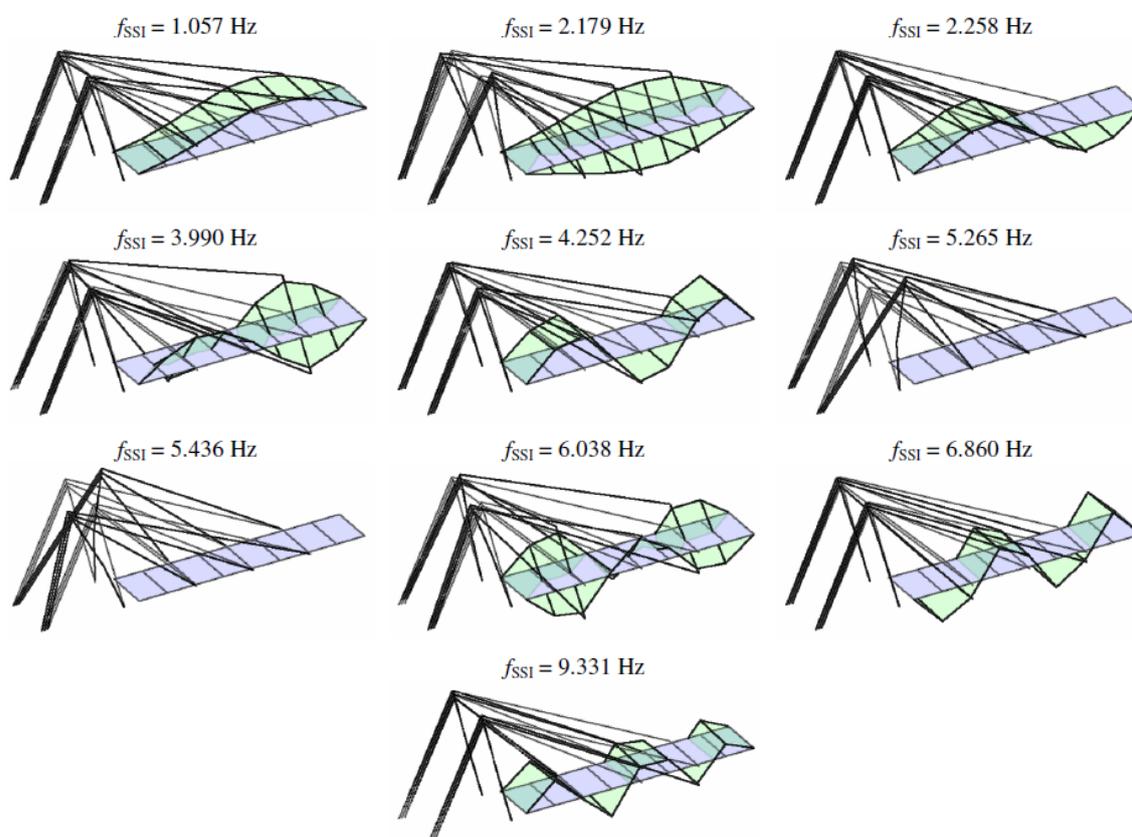


Figura 3.31 – Modos de vibração identificados pelo SSI-CVA (BENEDETTINI; GENTILE, 2011).

Os parâmetros identificados foram o ponto de partida para um processo de atualização do modelo, que desde a primeira etapa já apresentaram valores próximos aos teóricos. A Figura 3.32 apresenta um diagrama típico resultante do processo de identificação com as técnicas SSI, o diagrama de estabilização.

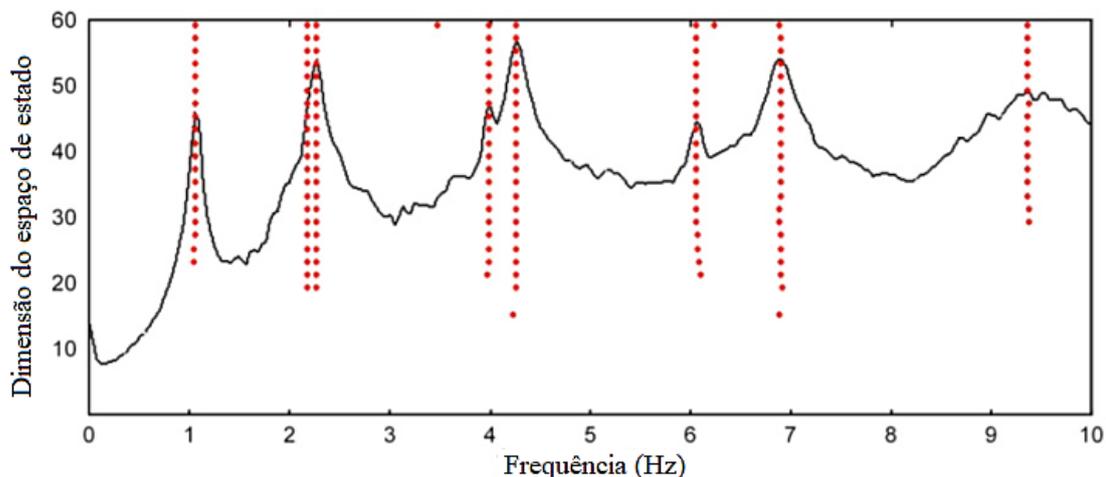


Figura 3.32 – Diagrama de estabilização dos métodos SSI (BENEDETTINI; GENTILE, 2011).

Em Ubertini *et al.* (2013) é proposto um procedimento automatizado de identificação modal, pertencente à classe de métodos SSI, especificamente o SSI-CVA, baseado na análise de *clusters*. O procedimento é aplicado na OMA de uma passarela estaiada (Figura 3.33), e com o objetivo de analisar sua confiabilidade e precisão, as estimativas modais extraídas dos dados obtidos na passarela foram comparadas àquelas obtidas pelo *software* comercial ARTeMIS Modal, utilizando o próprio SSI-CVA e o método FDD. Segundo os autores, os resultados demonstraram uma precisão muito boa e um desempenho robusto do procedimento desenvolvido, até mesmo nos casos de modos de vibração fracamente excitados e espaçados, de maneira que sua aplicação para processar os dados coletados em sistemas de monitoramento contínuo parece altamente promissora.



Figura 3.33 – Passarela estaiada em Bolonha, Itália (UBERTINI *et al.*, 2013).

A Figura 3.34 mostra os modos de vibração verticais obtidos com o procedimento proposto no trabalho.

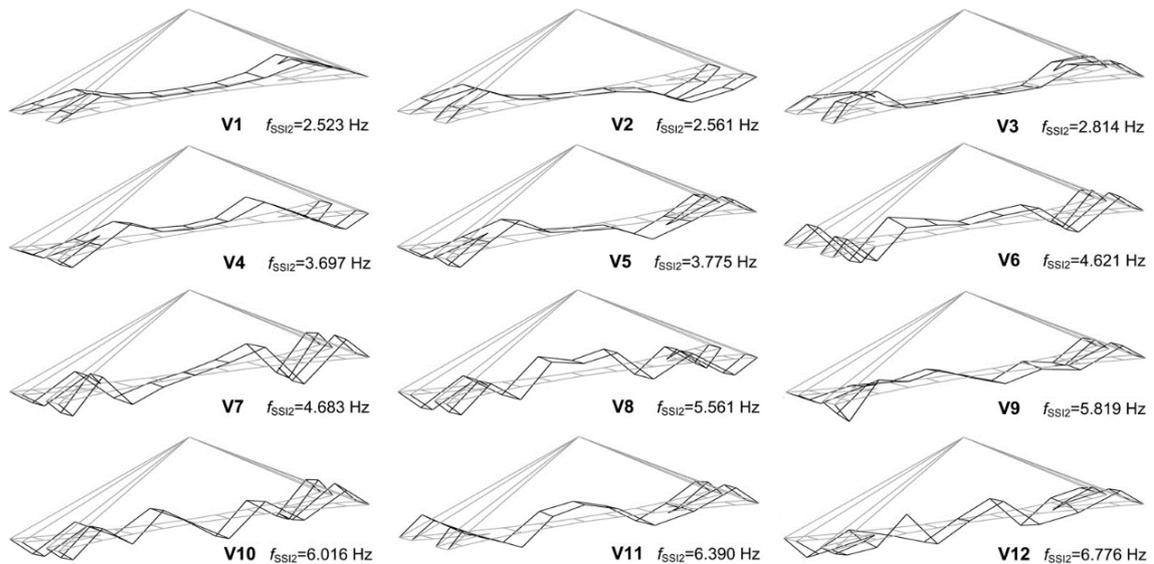


Figura 3.34 – Modos de vibração identificados pelo SSI-CVA implementado pelos autores (UBERTINI *et al.*, 2013).

Neste trabalho, uma abordagem semelhante àquela utilizada nos diagramas de estabilização, mas capaz de considerar variações de  $n$  (ordem do modelo) e  $i$  (metade do número das linhas do bloco de saída adotadas para construir a matriz de Hankel), é adotada para separar os modos da estrutura dos modos de ruído. A estabilidade é assumida como um indicador da sua natureza física sob a suposição de que os modos de ruído não aparecem com valores consistentes de frequência, amortecimento e formas modais, ao serem aplicadas variações à ordem do modelo. A Figura 3.35 ilustra a seleção dos modos estáveis.

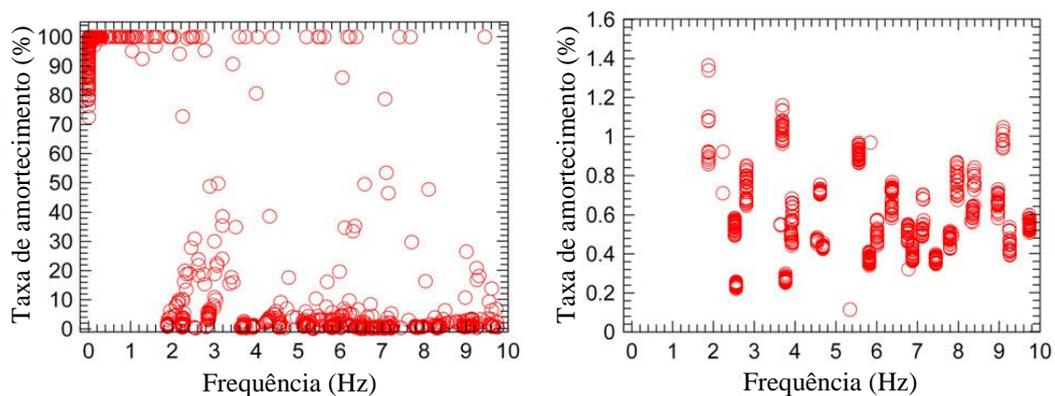


Figura 3.35 – (a) modos identificados nas análises SSI; (b) modos estáveis (UBERTINI *et al.*, 2013).

Maes *et al.* (2016) apresentam a atualização do modelo numérico da passarela estaiada em Ninove (Figura 3.36), na Bélgica, utilizando um conjunto das características modais experimentais. É utilizado e verificado também um algoritmo de estimativa do estado

de entrada para identificação das forças de impacto e das forças harmônicas aplicadas ao tabuleiro da passarela.



Figura 3.36 – Passarela estaiada em Ninove, Bélgica (MAES *et al.*, 2016).

O modelo em elementos finitos foi atualizado com base nos parâmetros modais experimentais. Estes foram obtidos através da combinação de abordagens baseadas somente na resposta (OMA) e na entrada e resposta do sistema, utilizando excitação induzida por martelo e cargas senoidais induzidas por dois atuadores pneumáticos. A primeira abordagem utilizou o método de identificação SSI-cov/ref. A segunda abordagem, o método SSI-data/ref. No total, foram identificados, com sucesso, 18 modos de vibração natural na faixa de frequência entre 0 e 20 Hz. A Figura 3.37 mostra o modelo numérico utilizado e a Tabela 3.2, parte das propriedades dinâmicas identificadas e utilizadas na atualização do modelo com base nas propriedades fornecidas pelos métodos SSI.

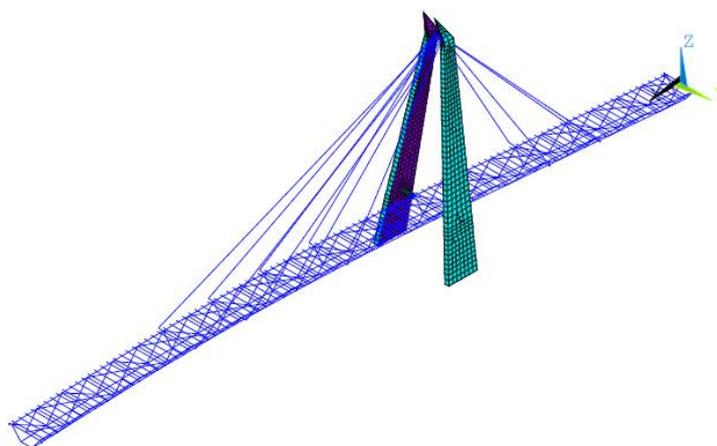


Figura 3.37 – Vista tridimensional do modelo do ANSYS utilizado (MAES *et al.*, 2016).

Descrição do modo	$f_{SSI}$ (Hz)	$\zeta_{SSI}$ (%)	$f_{modelo}$ (Hz)	$\zeta_{modelo}$ (%)	MAC
1° lateral do vão principal	2,93	1,16	3,07	4,70	1,00
1° vertical do vão principal	2,97	0,39	2,87	-3,64	1,00
1° lateral combinado	3,81	0,77	3,73	-2,11	0,99
1° lateral do segundo vão	5,79	1,04	5,50	-4,98	0,89
1° vertical do segundo vão	6,00	0,52	5,81	-3,09	0,98
1° torção do vão principal	7,06	0,20	7,07	0,08	0,94
2° lateral do vão principal	7,27	1,26	6,84	-5,95	0,96
2° vertical do vão principal	8,02	0,56	7,62	-5,00	0,99
2° lateral combinado	9,83	0,73	9,97	1,38	0,94
1° torção do segundo vão	11,06	1,28	10,80	-2,39	0,96

Tabela 3.2 – Parte das propriedades dinâmicas identificadas experimentalmente e numericamente no trabalho (MAES *et al.*, 2016).

### 3.2.3 Métodos no domínio da frequência

Na identificação estocástica no domínio da frequência é realizada a análise direta das séries temporais de resposta medidas, sendo os métodos pertencentes a este grupo denominados métodos não paramétricos. Tem-se basicamente a transformação do sinal para o domínio da frequência através da *Fast Fourier Transform* (FFT), resultando na Função de Resposta em Frequência (FRF) e na estimativa do espectro de potência da estrutura, sendo esta estimativa, utilizada no processo de identificação.

Segundo Oliveira (2014), as técnicas de identificação modal no domínio da frequência que têm se mostrado mais promissoras são o método BFD (*Basic Frequency Domain*), também conhecido por método PP (*Peak Picking*), o método FDD (*Frequency Domain Decomposition*) e o método EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*), sendo este último, segundo a autora, o mais utilizado na caracterização dinâmica de estruturas.

Segundo Mendes e Oliveira (2008), a versão base, o método BFD, apenas permite identificar diretamente frequências naturais e avaliar configurações modais, sendo que a partir desta versão foi desenvolvida uma versão melhorada, o método FDD, com a qual é também possível obter estimativas dos coeficientes de amortecimento modais. Os autores afirmam que, em termos gerais, o método FDD resolve as duas principais limitações do método BFD, isto é: possibilita a identificação de modos com frequências próximas e, utilizando a sua versão melhorada, EFDD, permite a obtenção de melhores estimativas dos coeficientes de amortecimento modais.

Além do EFDD, que utiliza a transformação no domínio do tempo para obtenção das propriedades modais, existe outra variação do FDD, relativamente recente, denominada CFDD (*Curve-fit Frequency Domain Decomposition*), que não vai ao domínio do tempo, mas utiliza um ajuste de curva no domínio da frequência com o objetivo de obter as mesmas propriedades, sendo esta variante, objeto de estudo deste trabalho, e sua fundamentação teórica apresentada posteriormente. Além de se tratar da variante no domínio da frequência mais recente disponível no *software* ARTeMIS Modal 4.0, o qual é utilizado na pesquisa, se mostra promissora para lidar com os sinais ruidosos registrados com os sensores Arduino, através do ajuste (algoritmo *curve-fitting*) dos picos dos espectros.

A decomposição das séries temporais no domínio da frequência, utilizando o conceito associado às séries de Fourier, permite um total acesso a uma variada gama de valores de frequências. As funções de densidade espectral são de carácter real e quantificam a distribuição do conteúdo energético de um sinal, neste caso da série temporal, em frequências, possibilitando avaliar o comportamento dinâmico da estrutura. Adicionalmente, os métodos de identificação modal no domínio da frequência requerem que determinadas condições sejam satisfeitas para que se obtenham resultados satisfatórios, tais como: a excitação ser do tipo ruído branco, o amortecimento da estrutura ser reduzido e os modos de vibração, com frequências próximas, serem ortogonais. É importante referir que se a excitação ambiental fosse um ruído branco perfeito e não houvesse nenhum ruído nos ensaios realizados, os picos de ressonância encontrados corresponderiam exatamente às frequências relacionadas aos modos de vibração natural da estrutura (OLIVEIRA, 2014).

### **BFD ou PP**

O método BFD ou PP é considerado por muitos autores como o mais conhecido e utilizado no âmbito da engenharia civil. Baseia-se nas estimativas das funções de densidade espectral obtidas através da FFT, já mencionada anteriormente. As frequências naturais da estrutura são associadas aos valores de frequência dos picos do espectro, onde a amplitude tende a infinito, em outras palavras, onde se têm os picos de ressonância. Os modos de vibração dependem da relação entre as funções de densidade espectral, tendo por referência um ponto medido.

Segundo Rodrigues (2004), para obter uma boa identificação das frequências e configurações dos modos de um sistema através do método BFD, é importante que as forças

de excitação tenham densidade espectral aproximadamente constante, que os modos de vibração tenham frequências bem separadas e amortecimentos com valores pequenos. Oliveira (2014) afirma que caso os picos do espectro de potência não estejam bem separados entre si, o método não é capaz de separar as contribuições de cada modo da resposta obtida experimentalmente, sendo uma limitação sua aplicação em estruturas de engenharia civil que apresentem modos de vibração muito próximos.

Para além da identificação das frequências naturais e dos modos de vibração, este método também permite estimar coeficientes de amortecimento modal, utilizando técnicas apropriadas para analisar as funções de densidade espectral da resposta. As técnicas utilizadas são o método da meia potência (Rodrigues, 2004) ou o método de ajuste de um espectro analítico de um sistema de um grau de liberdade. Littler (1995) afirma, conforme citado por Oliveira (2014), que este último é mais adequado do que o método da meia potência para estimar os coeficientes de amortecimento a partir da análise dos registros de ensaios de medição de vibrações ambientais.

Com o método BFD identificam-se de fato modos operacionais de deformação e não propriamente modos de vibração. Um modo operacional de deformação corresponde à deformada de uma estrutura quando submetida a uma excitação puramente harmônica; teoricamente, é, portanto, uma combinação de todos os modos de vibração, no entanto, apenas aqueles que têm uma frequência próxima da frequência da excitação é que contribuem significativamente para o modo operacional de deformação. Compreende-se assim que no caso dos modos de vibração com frequências muito próximas, os modos operacionais de vibração acabem por refletir a sobreposição de diversas formas de vibração, o que dificulta a obtenção de bons resultados com o método BFD. Outros inconvenientes do método BFD estão relacionados, sobretudo, com a resolução finita em frequência das estimativas das funções de densidade espectral avaliadas através do algoritmo da FFT (*Fast Fourier Transform*). Mesmo assim, alguma facilidade de compreensão dos seus fundamentos de implementação e velocidade de execução fazem com que o método BFD seja aquele do qual há maior experiência de utilização no domínio da identificação modal estocástica de estruturas de engenharia civil, e que, eventualmente, deverá ser sempre utilizado para uma primeira análise da informação obtida em ensaios de identificação modal com base na medição de vibrações ambientais (RODRIGUES, 2004).

Segundo Rodrigues (2004), como primeiras aplicações do método BFD, embora ainda não na forma atual, podem ser citados: *i*) Crawford (1964), onde foram avaliadas as

frequências naturais de vibração de um edifício de 19 andares a partir da análise dos auto-espectros de registros de velocidade obtidos em ensaios de medição de vibrações ambientais, estimando também a configuração do 1º modo de translação em uma das direções; *ii*) Mc Lamore *et al.* (1971), que avaliaram as frequências, as configurações e os coeficientes de amortecimento dos modos naturais de vibração de duas pontes suspensas; a Newport Bridge em Rhode Island e a William Preston Lane Memorial Bridge em Maryland, utilizando técnicas de análise espectral dos registros de vibrações induzidas por excitações de tráfego e vento; *iii*) Trifunac (1972), que avaliou as frequências e configurações dos modos naturais de vibração de dois edifícios, utilizando os espectros de Fourier (amplitude e fase) dos registros de velocidade obtidos em ensaios de medição de vibrações ambientais; *iv*) Abdel-Ghaffar (1978), que avaliou as frequências dos modos naturais de vibração de uma ponte suspensa, a Vicent Thomas Bridge em Los Angeles, analisando os espectros de amplitude de Fourier dos registros de velocidades e deslocamentos da estrutura sob o efeito do vento e tráfego rodoviário.

A fundamentação teórica do método foi apresentada em Bendat e Piersol (1980), sendo a forma sistematizada do método que permitiu sua implementação computacional e, conseqüentemente, a visualização gráfica dos modos de vibração, apresentada em Felber (1993). Segundo Mendes e Oliveira (2008), após a realização deste último trabalho, o recurso a ensaios de vibração ambiental para caracterizar o comportamento dinâmico de estruturas de engenharia civil aumentou significativamente, em particular na University of British Columbia (UBC) e no Swiss Federal Laboratory of Materials Testing and Research (EMPA), resultando em trabalhos, tais como: Ventura *et al.* (1996), Black *et al.* (1997), Dyck e Ventura (1998), Felber e Cantieni (1995) e Felber e Cantieni (1996).

Detalhes e exemplos da aplicação do método podem ser encontrados em Peeters (2000), Rodrigues (2004) e Tavares (2013).

## **FDD**

O método FDD é mais eficaz que o anteriormente descrito, uma vez que resolve suas limitações, permitindo a identificação de modos de vibração com frequências próximas. Este método pode ser entendido como uma extensão do método BFD, na medida em que se desenvolve a partir das estimativas das funções de densidade espectral da resposta (OLIVEIRA, 2014).

Alguns dos princípios fundamentais deste método foram utilizados pela primeira vez em Prevosto (1982), já no contexto da identificação modal estocástica. Estes mesmos princípios, foram posteriormente utilizados em Shih *et al.* (1988), num contexto de análise modal experimental com controle e medição das forças de excitação, sob a denominação CMIF (*Complex Mode Identification Function*). Esta denominação foi igualmente adotada por Peeters, (2000), para descrever o método FDD. Em Portugal, no LNEC, Corrêa e Campos Costa (1992) utilizaram também o conceito da decomposição em valores próprios, da matriz de funções de densidade espectral da resposta em velocidade, para obter um espectro que denominaram espectro principal de velocidade (correspondente, em cada frequência, ao maior valor próprio da matriz), a partir do qual identificaram as frequências naturais de vibração, obtendo as componentes modais nos pontos instrumentados a partir do primeiro vetor próprio (MENDES; OLIVEIRA, 2008).

O desenvolvimento do método FDD tem como base a ferramenta matemática de decomposição em valores singulares. Em termos gerais, o conceito da decomposição em valores singulares pode ser entendido como uma extensão da decomposição em valores próprios. No caso do método em questão, o algoritmo diagonaliza a matriz das densidades espectrais de potência da resposta em aceleração, decompondo-a em contribuições modais que, em cada frequência, influenciam significativamente a resposta de uma estrutura (MENDES; OLIVEIRA, 2008). Oliveira (2014) explica que o método efetua uma decomposição da matriz das funções de densidade espectral num conjunto de funções de um grau de liberdade.

Cada função de densidade espectral corresponde a um sistema de um grau de liberdade com as mesmas frequências dos modos de vibração da estrutura. Os valores singulares são estimativas das funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade e os vetores singulares são estimativas dos modos de vibração natural da estrutura (OLIVEIRA, 2014). Os coeficientes de amortecimento estão relacionados à velocidade com que os picos nos espectros são alcançados, ou seja, à largura dos picos.

No método FDD são identificados modos de vibração, ao passo que com o método BFD, como já mencionado anteriormente, são identificados de fato modos operacionais de deformação. A identificação das características dos modos de vibração com frequências próximas é assim melhor efetuada com o método FDD do que com o método BFD, com o qual pode ser difícil conseguir bons resultados nesses casos. Mesmo a situação de modos múltiplos (com a mesma frequência) pode ser resolvida adequadamente com o método FDD

(RODRIGUES, 2004). Essa técnica foi apresentada por Brincker *et al.* (2000), sendo novamente apresentada, de forma mais clara, no ano seguinte em Brincker *et al.* (2001).

## **EFDD**

Segundo Oliveira (2014), o método EFDD é uma versão melhorada do método FDD, que permite estimar os coeficientes de amortecimento modal e identificar, de forma mais rigorosa, tanto as frequências naturais quanto as configurações modais.

O método EFDD é na sua base idêntico ao método FDD, no entanto introduz alguns aperfeiçoamentos. No método EFDD, não se selecionam apenas os picos dos espectros de valores singulares, mas sim zonas desses espectros cujos respectivos vetores singulares têm entre si uma correlação elevada, ou seja, correspondem à resposta do sistema em um modo de vibração natural. Aplicando o algoritmo da IFFT (*Inverse Fast Fourier Transform*) a essas funções de densidade espectral, extraídas dos espectros de valores singulares, obtêm-se funções de auto-correlação, a partir das quais são estimados os coeficientes de amortecimento e as frequências. As componentes modais nos pontos instrumentados são também obtidas, tendo em conta a informação em toda a zona selecionada para cada modo, através da média dos vetores singulares, ponderada com os respectivos valores singulares (RODRIGUES, 2004).

Tem-se basicamente dois passos, sendo o primeiro equivalente ao método FDD, onde são estimadas funções de densidade espectral associadas a cada modo de vibração, com base nos espectros dos valores singulares e o segundo, onde é realizada a transformação das funções de densidade espectral associadas a cada modo de vibração para o domínio do tempo através da IFFT, determinando-se assim, as funções de auto-correlação da resposta e, conseqüentemente, as estimativas dos coeficientes de amortecimento modais e das frequências naturais do sistema.

A identificação das funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade pode ser feita de uma forma praticamente manual, com base na experiência e sensibilidade de quem realiza a análise, ou, o que se considera preferível, levando-se em conta a relação entre o vetor singular no pico de ressonância e os vetores singulares nas frequências vizinhas deste pico, relação esta que pode ser quantificada através do índice MAC (RODRIGUES, 2004). Este coeficiente pode variar entre 0 e 1. Segundo Oliveira (2014), os elementos da diagonal principal dessa matriz devem apresentar valores próximos

de 1 ( $> 0,8$ ) para que se considere a existência de uma boa correlação entre as componentes modais analíticas e/ou experimentais, e, em situação oposta, valores próximos de 0 indicam que a correlação é muito baixa.

Em Benedettini e Gentile (2011), trabalho citado no tópico anterior, além de uma variante do SSI-DATA, é utilizada a técnica EFDD descrita acima, para identificação das propriedades dinâmicas da mesma ponte. Os autores também conseguiram identificar os dez primeiros modos de vibração. A Figura 3.38 ilustra a decomposição em valores singulares, com as frequências naturais identificadas, que é a base do método. No caso do trabalho foi feita a decomposição em dois valores singulares.

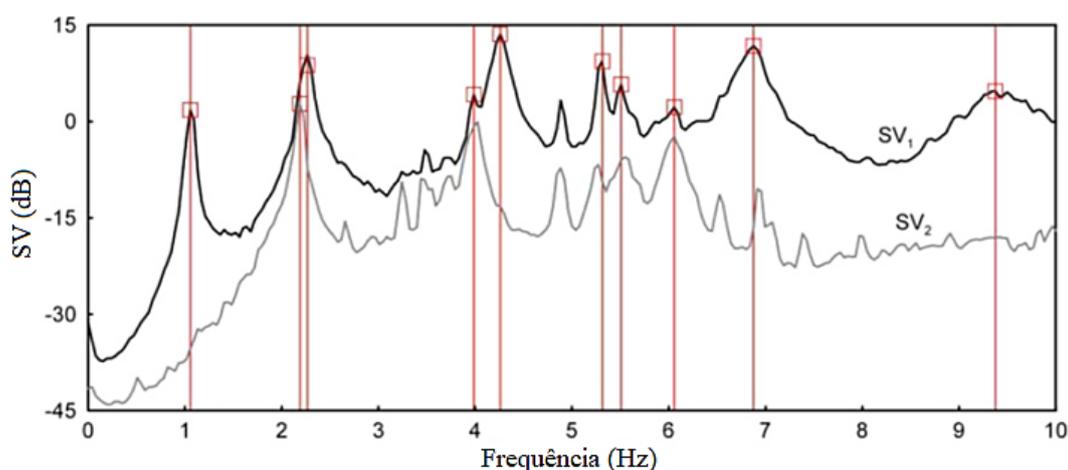


Figura 3.38 – Decomposição em valores singulares da técnica EFDD (BENEDETTINI; GENTILE, 2011).

A Tabela 3.3 apresenta um comparativo entre os resultados obtidos com o SSI-CVA e EFDD, bem como os valores MAC obtidos.

Modo	$f_{SSI}$ (Hz)	$\zeta_{SSI}$ (%)	$f_{EFDD}$ (Hz)	$\zeta_{EFDD}$ (%)	$D_f$ (%)	MAC
V1 <sup>+</sup>	1,057	1,81	1,058	2,94	0,09	0,9967
V1 <sup>-</sup>	2,179	0,68	2,187	0,86	0,37	0,9003
V2 <sup>+</sup>	2,258	1,58	2,257	1,87	0,04	0,9963
V2 <sup>-</sup>	3,990	0,83	3,983	0,95	0,18	0,9986
V3 <sup>+</sup>	4,252	1,19	4,254	1,69	0,05	0,9994
T1	5,265	3,59	5,298	2,93	0,63	–
T2	5,408	1,48	5,498	1,99	1,66	–
V3 <sup>-</sup>	6,038	0,89	6,031	1,83	0,12	0,4448
V4 <sup>+</sup>	6,860	1,58	6,854	1,71	0,09	0,9975
V5 <sup>+</sup>	9,331	3,31	9,437	3,14	1,14	0,7364

Tabela 3.3 – Propriedades dinâmicas identificadas com as técnicas SSI-CVA e EFDD (BENEDETTINI; GENTILE, 2011).

Em Cantieni (2013) é investigada uma passarela estaiada (Figura 3.39) com o objetivo de avaliar sua saúde estrutural. O trabalho apresenta os ensaios dinâmicos realizados sob excitações ambientais, com carregamento adicional de um corredor que percorreu todo o tabuleiro, e seus resultados. Foram obtidas as séries temporais em pontos do tabuleiro e do mastro, bem como de dois dos estais, analisados como estruturas isoladas.



Figura 3.39 – Passarela Oberwies (CANTIENI, 2013).

Os dados obtidos foram processados pelo *software* ARTeMIS Modal, utilizando o método EFDD. A Figura 3.40 ilustra a decomposição em valores singulares do método.

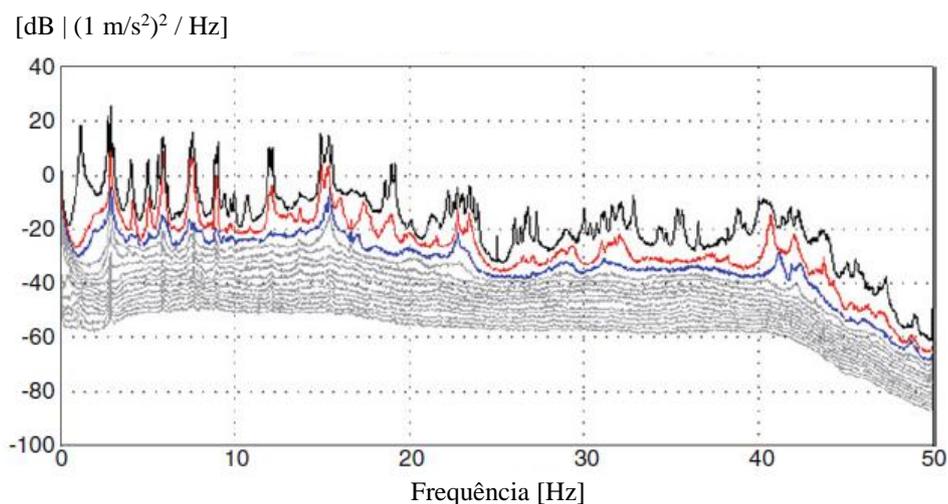


Figura 3.40 – Decomposição em valores singulares da técnica EFDD da estrutura de concreto (CANTIENI, 2013).

A Figura 3.41 mostra os primeiros oito modos de vibração natural identificados.

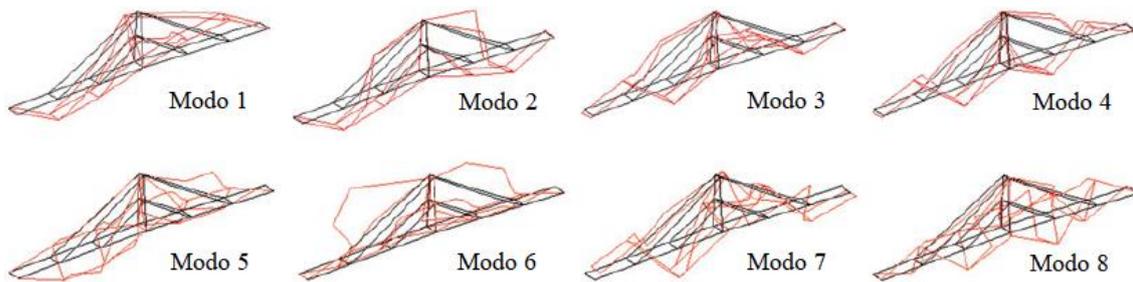


Figura 3.41 – Modos de vibração identificados pelo EFDD (CANTIENI, 2013) adaptada.

Além dos ensaios em *setups* da estrutura de concreto, o autor analisou dois dos estais como estruturas isoladas, também através de *setups* de ensaio, ou seja, com o objetivo de determinação das formas modais destes. A Figura 3.42 ilustra a decomposição em valores singulares do método EFDD aplicada ao espectro de um dos estais (o de maior comprimento).

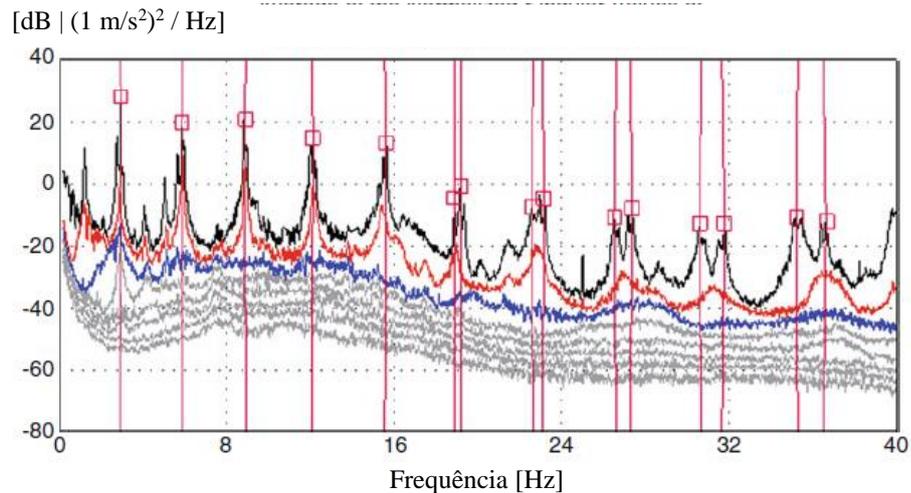


Figura 3.42 – Decomposição em valores singulares da técnica EFDD do estai longo, analisado como estrutura isolada (CANTIENI, 2013).

Segundo o autor, com base nas análises, o estado da passarela pode ser considerado satisfatório, sendo uma estrutura dinamicamente ativa, sem atingir certos limites considerados críticos. Adicionalmente, vale salientar que nesta pesquisa o método SSI não identificou adequadamente os modos de vibração com baixa frequência, razão pela qual não foi utilizado.

Em Bedon *et al.* (2016), trabalho já citado anteriormente, é avaliada a integridade estrutural da ponte estaiada de Pietratagliata (Figura 3.28), baseada nos resultados das

investigações experimental e teórica. Na etapa experimental, as propriedades dinâmicas foram obtidas utilizando os métodos EFDD e SSI, entretanto, foram utilizados, para atualização do modelo numérico, apenas os parâmetros identificados pelo primeiro método. Segundo os autores, os parâmetros modais obtidos com as duas técnicas apresentaram boa concordância, com poucas exceções para as taxas de amortecimento. A Figura 3.43 mostra a densidade espectral decomposta em dois valores singulares (do *setup* 02) e a seleção das frequências naturais do sistema.

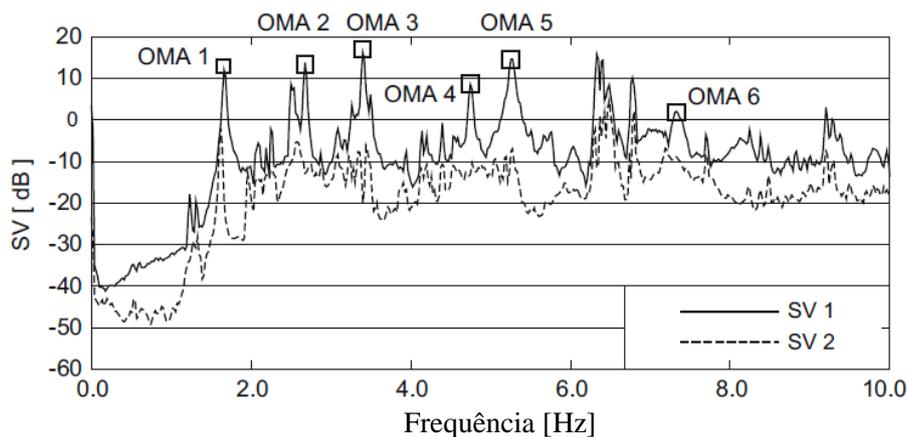


Figura 3.43 – Densidade espectral decomposta em dois valores singulares e seleção das frequências naturais da ponte de Pietratagliata pelo método EFDD (BEDON *et al.*, 2016).

A Figura 3.44 ilustra o comparativo entre os respectivos modos de vibração natural identificados (OMA) e os modos obtidos com o modelo numérico inicial da ponte (FEA). Os números após as siglas indicam as ordens dos modos nos dois modelos.

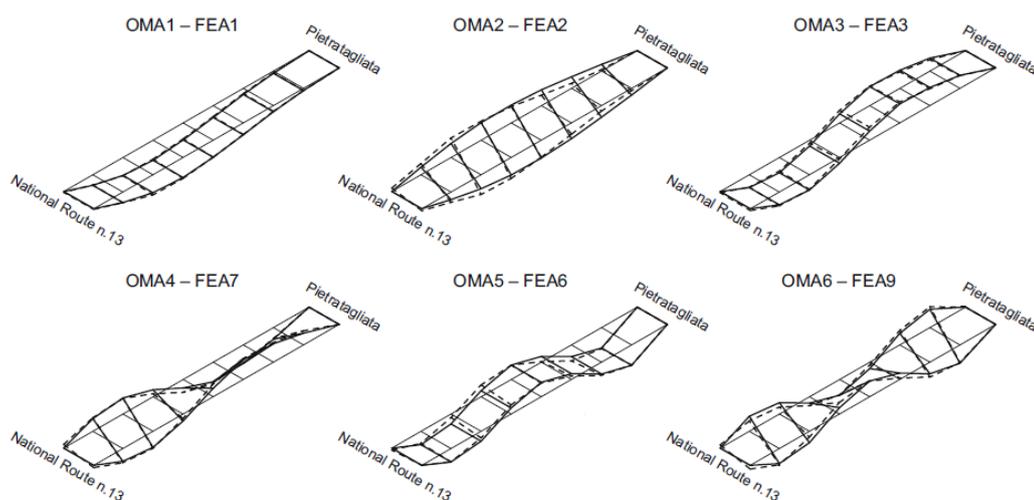


Figura 3.44 – Comparativo entre os modos de vibração natural da ponte de Pietratagliata identificados pelo método EFDD (linha tracejada) e obtidos com modelo inicial (BEDON *et al.*, 2016).

## CFDD

Em muitas aplicações da OMA, componentes harmônicos estão presentes nas respostas medidas. Como as forças de entrada não são medidas, cuidado especial deve ser tomado para evitar que componentes harmônicos sejam confundidos com modos de vibração verdadeiros. Este aspecto é especialmente presente ao se medir estruturas mecânicas contendo peças rotativas ou reciprocantes, mas também podem existir em estruturas da engenharia civil, com respostas superpostas por esses harmônicos. Para separar os verdadeiros modos estruturais, algumas técnicas podem ser usadas como indicadores (JACOBSEN, 2006).

Jacobsen (2006) ressalta que os componentes harmônicos não podem, em geral, ser removidos por filtragem simples, pois isso, na maioria dos casos práticos, modificaria significativamente os polos dos modos estruturais e, assim, as frequências naturais e os amortecimentos modais.

Devido ao pressuposto de forças de entrada estocásticas, os métodos OMA normalmente apresentam limitações e dificuldades na presença de excitações harmônicas. O método CFDD é um método OMA robusto para sistemas sob excitação harmônica. Neste método, uma estimativa da função de resposta de frequência de um sistema com um grau de liberdade é usada para extrair parâmetros modais através do ajuste de curva na banda completa de frequência. Os componentes harmônicos são removidos por interpolação linear aplicada no gráfico SVD (MASJEDIAN; KESHMIRI, 2013).

Existem diversas técnicas de identificação de harmônicos na literatura. Em Brincker *et al.* (2000) é proposto um indicador baseado nas diferenças básicas das propriedades estatísticas de uma resposta harmônica e uma resposta estocástica de banda limitada de um modo estrutural. Jacobsen (2006) descreve e aplica as técnicas STFT (*Short Time Fourier Transform*), SVD, comparação visual das formas modais e MAC. Também são descritas as técnicas de Diagrama de Estabilização e a PDF (*Probability Density Function*). Entretanto, em Jacobsen *et al.* (2008) afirma-se que métodos utilizados no trabalho de 2006, apesar de serem muito poderosos nos casos de modos estruturais bem separados e componentes harmônicos, não eram muito adequados para um método automatizado robusto para separar modos estruturais e componentes harmônicos estreitamente acoplados.

Jacobsen *et al.* (2007) apresentaram um indicador de harmônicos automatizado com base em cálculos de curtose, sendo os componentes harmônicos eliminados por interpolação

linear nas funções de um grau de liberdade derivadas, utilizando a técnica EFDD. Segundo os autores, o método gerou bons resultados, mas poderia ser otimizado quanto à eficiência e precisão computacional para um componente harmônico localizado exatamente no pico de um modo estrutural. Além disso, no trabalho são destacadas as consequências da presença de harmônicos para algumas técnicas de identificação modal.

Em Jacobsen e Andersen (2008) foi proposto o CFDD que, segundo os autores, obteve resultados mais precisos que os do EFDD, principalmente na presença de componentes harmônicos na resposta. A técnica utiliza uma versão de ajuste de curva do EFDD para eliminação dos efeitos desses harmônicos. Também foi utilizado o cálculo de curtose dos sinais para identificar componentes harmônicos, sendo seus efeitos removidos por interpolação linear aplicada aos gráficos dos valores singulares.

Com a finalidade de aumentar a velocidade de identificação dos harmônicos, em Jacobsen e Andersen (2008), outro trabalho do mesmo ano, é apresentada uma versão mais rápida do indicador harmônico baseado no cálculo de curtose, chamada de *Fast Kurtosis Checking* (Verificação Rápida da Curtose). Em vez de verificar as respostas em todas as frequências de todos os canais de medição, apenas alguns canais e frequências selecionados são investigados. Segundo os autores, tendo detectado os componentes harmônicos, sua influência é significativamente reduzida pela aplicação da técnica CFDD, fornecendo uma estimativa mais precisa das frequências naturais e taxas de amortecimento do que a técnica EFDD. A técnica foi aplicada em uma barragem de gravidade.

Segundo Masjedian e Keshmiri (2013), o uso de toda a banda de frequência para formar um problema de regressão gera computação extra e o uso de interpolação linear pode causar erro nos parâmetros modais extraídos, especialmente se um pico harmônico coincidir com uma das frequências naturais do sistema. Sendo assim, os autores apresentam duas modificações para o método CFDD. A primeira é a utilização de dados limitados à vizinhança de cada modo para formar o problema de regressão. A segunda é eliminar as linhas de frequência correspondentes a componentes harmônicos ao invés de realizar a interpolação linear.

Aplicações das variadas técnicas de eliminação dos harmônicos podem ser encontradas, além dos trabalhos já mencionados, em Jacobsen *et al.* (2006), Andersen *et al.* (2007) e Gade *et al.* (2009).

### 3.3 DETECÇÃO DE DANOS

#### 3.3.1 Introdução

Abozeid *et al.* (2006) afirmam que o SHM (*Structural Health Monitoring*) e, conseqüentemente, a detecção de dano no estágio mais inicial possível é considerada uma das questões mais interessantes da engenharia civil, especialmente para aquelas estruturas com longa vida útil de projeto, implicações de segurança e de altos investimentos como as pontes estaiadas, por exemplo. A OMA fornece os dados experimentais que são utilizados na atualização do modelo e necessários para as técnicas de detecção de dano baseadas nas mudanças das propriedades modais da estrutura.

Esta avaliação diz respeito ao desempenho da estrutura construída em comparação com o projeto e também pode se estender à avaliação da deterioração ou dano estrutural (BROWNJOHN; XIA, 2000).

Segundo Merce (2007), estruturas com grandes dimensões, longa vida útil e complexidade estrutural, necessitam de uma avaliação regular para garantir o seu uso, segurança e confiabilidade. O modelo modal baseado em dados experimentais é uma ferramenta utilizada para avaliação, na qual um procedimento de identificação de sistemas é aplicado para identificar os modos de vibração e as frequências naturais. Estes modelos identificados apresentam uma boa precisão na representação do comportamento real da estrutura. O trabalho da autora teve como objetivo o desenvolvimento de uma metodologia capaz de identificar por intermédio de modelos numéricos o comportamento real das pontes. Na metodologia, o modelo numérico de uma ponte foi criado e os parâmetros modais experimentais foram identificados a partir de dados obtidos de um ensaio dinâmico. Com base nesses parâmetros, o modelo inicial em elementos finitos passou por um processo de atualização composto por uma etapa manual e uma automática. Na etapa manual o modelo inicial em elementos finitos foi revisado e ajustado manualmente para proporcionar uma melhor relação entre as frequências naturais experimentais e numéricas da ponte. Na etapa automática, o modelo em elementos finitos, já manualmente atualizado, foi novamente alterado por meio de um processo de otimização. Essa metodologia foi aplicada a uma ponte pênsil.

Miguel (2007) afirma que a premissa básica da maioria dos métodos de detecção é que o dano altera a rigidez, massa ou as propriedades de dissipação de energia do sistema, que conseqüentemente provocarão uma alteração nas propriedades dinâmicas da estrutura.

Entretanto, a alteração de massa é geralmente muito inferior à perda de rigidez, podendo ser geralmente desprezada. O autor explica que uma eventual fissura na estrutura provoca uma alteração geométrica, resultando na diminuição da rigidez da região danificada. Ainda, que os danos têm início no material e, a depender do cenário de carregamento, podem evoluir até atingir os componentes estruturais e, conseqüentemente, o próprio sistema estrutural e suas conexões. Segundo Santos (2009), um monitoramento contínuo acompanhado de uma seqüência de atualizações do modelo numérico pode possibilitar a identificação de danos na estrutura.

Os efeitos de danos em uma estrutura podem ser classificados como lineares ou não lineares. Uma situação de dano linear é definida como o caso em que a estrutura inicialmente com comportamento elástico linear permanece elástico linear após o dano. As mudanças nas propriedades modais são resultado de mudanças na geometria e/ou nas propriedades do material da estrutura, mas a resposta estrutural ainda pode ser modelada usando equações lineares de movimento. Os métodos lineares podem ser classificados como baseados em modelos e não baseados em modelos. Os métodos baseados em modelos assumem que a estrutura monitorada responde de maneira predeterminada, que pode ser precisamente simulada por análise em elementos finitos, com a resposta descrita pela teoria de barra de Euler-Bernoulli. O dano não linear é definido como o caso em que a estrutura inicialmente com comportamento elástico linear se comporta de maneira não linear após o dano ter sido introduzido. Um exemplo de dano não linear é a formação de uma trinca de fadiga, que posteriormente se abre e fecha sob a vibração ambiental. Outros exemplos incluem a perda de conexões e o comportamento não linear do material como o exibido por polímeros. A maioria dos estudos relatados na literatura técnica aborda apenas o problema da detecção linear de dano (DOEBLING *et al.*, 1998).

Os efeitos de “*breathing*”, fenômeno de abertura e fechamento da trinca em função de cargas dinâmicas, mencionado em Doebling *et al.* (1998), serão desprezados neste trabalho visto o baixo nível de vibração fornecido pelas excitações ambientais e/ou de uso normais. Sendo assim, será utilizada uma análise modal linear, para o processo de identificação modal, mesmo com a presença de dano.

Rytter (1993) propõe a divisão dos métodos de detecção de danos em quatro categorias:

- Nível 1: métodos que determinam qualitativamente que o dano pode estar presente na estrutura (detecção);

- Nível 2: métodos que também fornecem a provável localização do dano (localização);
- Nível 3: métodos que fornecem informação sobre a gravidade do dano (avaliação);
- Nível 4: métodos que fornecem informação sobre a real segurança da estrutura dado um determinado estado de dano (consequência).

Outra categoria de classificação para técnicas de identificação de danos faz a distinção entre métodos que são utilizados para o monitoramento contínuo do desempenho estrutural e métodos que são aplicáveis à detecção de danos causados por eventos extremos. Por exemplo, um sistema que usa medições contínuas ou intermitentes de acelerômetros a partir de sensores montados permanentemente em uma ponte é diferente em termos de instrumentação e requisitos de aquisição de dados de um sistema que não adquire dados, exceto durante e imediatamente após um terremoto ou um furacão. A distinção primária entre essas situações tem a ver com os sensores e os requisitos do sistema de aquisição de dados. Tipicamente, os mesmos tipos de técnicas analíticas podem ser aplicados aos dados para determinar a integridade da estrutura (DOEBLING *et al.*, 1998).

Apesar de ser difícil classificar os métodos de detecção de dano devido ao grande número de trabalhos existentes e a sua variada formulação, geralmente estas técnicas podem ser divididas de acordo com o tipo de dado medido e/ou a solução empregada (MIGUEL, 2007).

Ramos (2007) apresenta a seguinte organização (Figura 3.45), com alguns métodos lineares, de acordo às classificações citadas anteriormente:

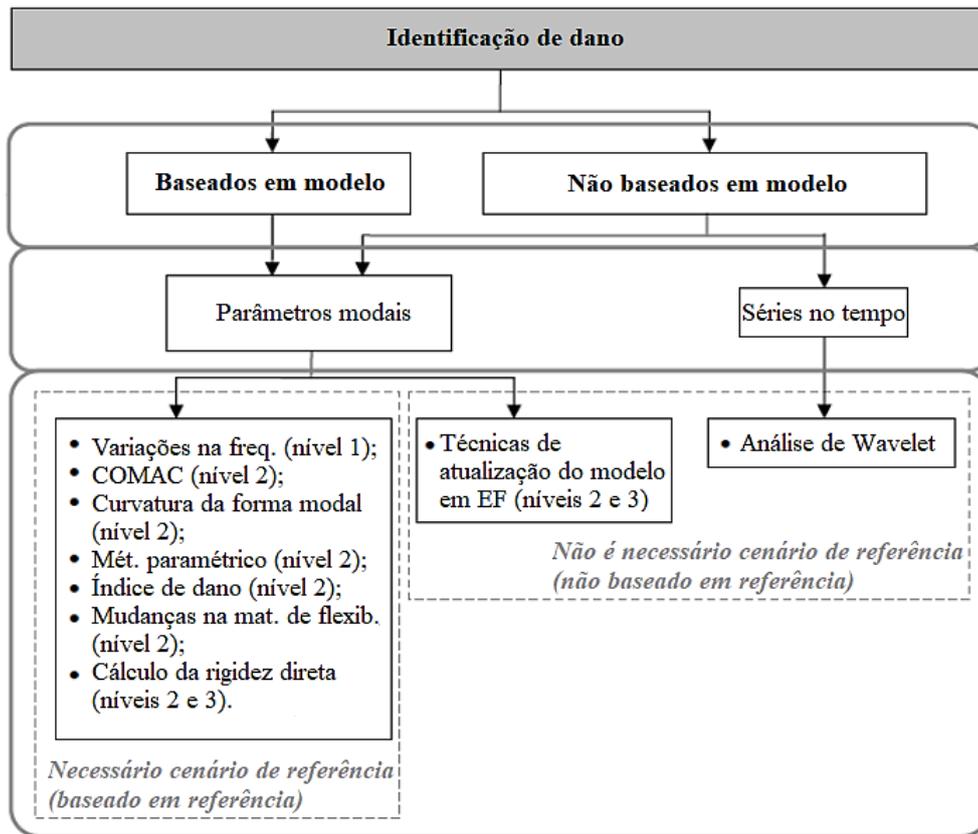


Figura 3.45 – Visão geral dos métodos de identificação de dano (RAMOS, 2007) adaptada.

Alguns trabalhos que focam ou apresentam de forma abrangente e detalhada o estado da arte das técnicas de detecção de danos podem ser citados, tais como: Doebling *et al.* (1998), Salawu (1997), Hemez e Doebling (2001), Chang *et al.* (2003), Sohn *et al.* (2003), Montalvão *et al.* (2006), Miguel (2007), Ramos (2007), Casas e Moughty (2017), Moughty e Casas (2017) e Vagnoli *et al.* (2018), com destaque para os três últimos, nos quais são apresentadas revisões bibliográficas bastante abrangentes dos métodos de detecção de danos com foco em estruturas de pontes, sendo que entre eles, os dois primeiros abordam especificamente os métodos baseados em parâmetros modais.

Nota-se que as pesquisas e publicações relacionadas à detecção são inúmeras, entretanto, relacionadas ao monitoramento e manutenção de obras estaiadas são recentes e com números não tão expressivos. As duas etapas mencionadas, monitoramento e manutenção, importantes para a vida útil das grandes obras ou das estruturas flexíveis, por exemplo, estão relacionadas à geração de um modelo numérico mais adequado, otimizado através de dados experimentais reais, e à análise de danos com maior precisão.

### 3.3.2 Métodos baseados em alterações nos parâmetros modais ou suas derivadas

Os métodos de avaliação da integridade estrutural desta categoria se baseiam em alterações nas frequências, modos naturais de vibração, coeficientes de amortecimento, curvatura das formas modais e/ou energia de deformação modal, sendo estes dois últimos parâmetros obtidos por derivadas.

No caso dos parâmetros de frequência, a abordagem baseia-se no fato de que as frequências naturais são indicadores sensíveis da integridade estrutural. Assim, uma análise periódica das medidas de frequência pode ser utilizada para monitorar a condição estrutural (SALAWU, 1997).

Em Salawu (1997) é apresentada uma revisão bibliográfica dos métodos de detecção de dano baseados em alterações nas frequências naturais. Em seu levantamento, o autor concluiu que seria necessário que uma frequência natural mudasse cerca de 5% para que os danos fossem detectados com confiança, e que mesmo mudanças significativas de frequência, quando sozinhas, são implicam automaticamente a existência de danos devido a mudanças em parâmetros ambientais medidos em um único dia, por exemplo.

Em Doebling *et al.* (1998), os autores afirmam, baseados em trabalhos próprios anteriores, que os métodos baseados em mudanças de frequência têm limitações práticas significativas para os tipos de estruturas já analisados por eles, concluindo que a baixa sensibilidade das mudanças de frequência ao dano requer medições ou níveis de dano muito grandes.

Em Farrar *et al.* (1994), através de ensaios realizados em uma ponte com vigas de aço, a ponte I-40, que cruza o Rio Grande, os autores também concluíram que as mudanças na frequência não são indicadores sensíveis de danos. Doebling *et al.* (1998) destacam neste trabalho que quando a rigidez da seção transversal no centro de uma viga principal foi reduzida em 96,4%, reduzindo a rigidez à flexão total da ponte em 21%, não foram observadas reduções significativas nas frequências naturais, e afirma que o uso de mudanças de frequência para detectar danos parece ser mais prático em aplicações onde tais mudanças podem ser medidas com precisão, em um ambiente controlado.

Com base em resultados de outros trabalhos, nota-se que para sistemas bem controlados, com pouca influência de fatores ambientais, a detecção de danos com base em mudanças das frequências naturais se mostra eficaz, como foi o caso dos resultados obtidos por Viero (1991). O autor realizou um estudo de detecção de dano com um modelo reduzido

de uma plataforma da Petrobrás, localizada na Bacia de Campos. Ficou constatada a viabilidade do monitoramento de frequências naturais para identificar danos na estrutura da plataforma.

No que diz respeito às formas modais, Miguel (2007) descreve de forma sucinta e clara, dois índices que avaliam alterações nas formas modais e têm sido utilizados para identificação e localização de danos, os índices MAC, que pode ser encontrado em Allemang (2003), e COMAC (*Coordinate Modal Assurance Criterion*), apresentado em Lieven e Ewins (1988). Segundo o autor, o primeiro tem como objetivo indicar uma correlação existente entre dois modos de vibração provenientes da estrutura íntegra e danificada, sendo utilizado para estudar suas diferenças gerais. O valor MAC varia entre 0 e 1, sendo 0 para não correlacionado e 1 para correlação total. Valores diferentes de 1 podem ser indicadores da presença de dano. E o segundo, para medir o grau de correlação entre os graus de liberdade de dois modos. Se o valor encontrado para um grau de liberdade for igual a 1, ele está livre de avarias. Em contrapartida, quanto mais próximo for de 0, maior a probabilidade de a região analisada estar danificada.

Uma alternativa ao uso de formas modais para obter informações espaciais sobre fontes de mudanças de vibração é utilizar derivadas das formas modais, como a curvatura. Primeiro, observa-se que para vigas, placas e cascas, existe uma relação direta entre a curvatura e a deformação por flexão (FARRAR; DOEBLING, 1997).

O conceito de utilização das curvaturas das formas modais para identificação de dano foi apresentado por Pandey *et al.* (1991). Neste trabalho, a curvatura foi calculada a partir dos deslocamentos das formas modais. Outros trabalhos com esta abordagem podem ser citados, tais como Salawu e Williams (1994), Wahab e De Roeck (1999) e Abozeid *et al.* (2006), sendo este último aplicado em uma ponte estaiada.

Em Abozeid *et al.* (2006) é apresentada uma técnica de detecção de dano baseada em mudanças das curvaturas das formas modais. Os resultados são comparados com outros dois métodos, um baseado em mudanças de deslocamento e outro que utiliza o índice COMAC. A verificação é feita inicialmente em uma viga simples, em cenários de dano simples e múltiplos danos. Como caso de estudo, os métodos foram aplicados na ponte estaiada sobre o Canal de Suez. Os autores chegaram a conclusões interessantes no que diz respeito à aplicação das técnicas em estruturas flexíveis como as pontes estaiadas, tomando-se como comparativo um estudo de caso mais simples, uma viga. Foram as seguintes:

*i)* As técnicas de modelagem das estruturas e dos danos têm grande influência nos resultados, onde no estudo de viga simples, a modelagem utilizando elementos de casca e o dano como uma trinca proporcionaram resultados melhores do que aqueles da modelagem usando elementos de barra e danos a partir da redução de rigidez;

*ii)* As formas modais são indicadores de danos mais sensíveis do que as frequências naturais, especialmente para danos pequenos, de modo que as mudanças nas frequências naturais poderiam ser usadas apenas como indicadores globais da existência de danos para pontes estaiadas, mas não poderiam ser usadas para identificar a localização destes danos;

*iii)* As técnicas de localização de dano baseadas em mudanças das formas modais são mais adequadas para pontes estaiadas em duas condições; quando se tem a normalização de pares de formas modais em relação a massas e frequências, e selecionando os modos mais apropriados para a análise, onde o uso de todos os modos pares pode ocultar a identificação da localização do dano. Segundo os autores, as formas modais dos casos intactos e danificados são normalizadas através da multiplicação das formas modais ordenadas pelos fatores de participação modal e divididos pelas frequências, e a seleção dos modos pode ser feita através dos picos de frequência, dos índices MAC mais baixos ou dos fatores de participação modal mais altos na direção analisada, sendo a última a melhor seleção;

*iv)* O índice MAC é usado como indicação apenas da existência de danos, enquanto que o COMAC pode ser usado para identificação da localização de danos. Entretanto, a implementação do COMAC nos estudos de caso da viga simples e da ponte estaiada do Canal de Suez proporcionaram indicações incorretas de localização de danos para cenários de dano tanto simples quanto para múltiplos danos, portanto, ele pode ser usado apenas como uma ferramenta secundária para diferenciar entre dois ou três locais para o dano anteriormente identificado por outro método preciso;

*v)* A técnica baseada em alterações dos deslocamentos é mais precisa do que a técnica COMAC no cenário de dano único, mas proporcionou resultados insatisfatórios tanto na viga simples quanto no estudo de caso da ponte estaiada, por isso pode ser usado também como ferramenta secundária;

*vi)* A técnica baseada em alterações nas curvaturas das formas modais gerou resultados muito precisos para a localização do dano para os dois cenários de dano, único e múltiplo, em ambos os estudos de caso, por isso, dentre as utilizadas, pode ser considerada a técnica mais precisa e apropriada para localização de danos em pontes estaiadas.

Com base na utilização da energia de deformação modal, podem ser citados os seguintes trabalhos: Carrasco *et al.* (1997), Osegueda *et al.* (1997) e Qunfeng *et al.* (2013).

Em Qunfeng *et al.* (2013) é apresentada a aplicação do método de energia de deformação modal para detecção de danos na estrutura de uma ponte em viga contínua. São adotados danos em diferentes locais da estrutura, com diferentes níveis de gravidade. Para definição dos primeiros cinco modos de vibração natural foi utilizado o *software* ANSYS, com modelo em elementos finitos, e um algoritmo implementado no MATLAB para cálculo do índice de danos com base na energia de deformação modal. Os autores afirmam que, para o caso estudo, a metodologia foi capaz de detectar, localizar e quantificar o nível do dano com precisão.

### **3.3.3 Métodos baseados nas funções de resposta em frequência**

Os métodos deste grupo se baseiam na FRF da estrutura, obtidas a partir apenas dos dados medidos. Alguns trabalhos que utilizam a FRF como ferramenta para identificação de dano podem ser citados, tais como: Thyagarajan *et al.* (1998), Lee e Shin (2002), Maia *et al.* (2003), Park e Park (2003), Nozarian e Esfandiari (2009) e Bandara *et al.* (2014). Em geral, essa técnica se mostrou eficaz tanto na detecção quanto na localização e avaliação da gravidade do dano.

Além dos trabalhos relacionados acima, por conta da utilização de grandes estruturas como estudos de caso, vale destacar os trabalhos Sampaio *et al.* (1999) e Nuno (2013). O primeiro com aplicação numa ponte em viga e, o segundo, numa ponte em treliça.

A fundamentação teórica do método pode ser encontrada em Sampaio *et al.* (1999). Neste trabalho, os autores fazem um estudo comparativo dos resultados obtidos em dois estudos de caso; um sistema massa-mola acoplado com dez graus de liberdade, com dados obtidos numericamente, e uma ponte real, com dados experimentais, entre o método baseado na curvatura da FRF e outros métodos. Para o primeiro exemplo, faz-se um comparativo entre o método proposto, o método baseado na curvatura da forma modal e o método do índice de dano, sendo necessária para estes dois últimos, uma identificação modal para determinação das amplitudes antes e após o dano. Para o segundo exemplo, além dos métodos citados anteriormente, também são analisados os métodos baseados em alterações na flexibilidade, em alterações uniformes na curvatura de flexibilidade e em mudanças na rigidez, para os quais é também necessário determinar as frequências naturais antes e depois

do dano. Com base nos resultados obtidos, os autores concluíram que o método da curvatura da FRF apresentou melhor desempenho na detecção, localização e quantificação de dano, entretanto, uma ressalva sobre a necessidade de melhoria é feita em relação ao último nível do método, a quantificação do dano. Sua simplicidade e a inexigibilidade de uma análise modal para determinação dos modos e frequências naturais são destacadas como vantagens do método.

### 3.3.4 Métodos baseados na matriz de flexibilidade

Esta classe de métodos de identificação de dano utiliza a matriz de flexibilidade dinamicamente medida para estimar alterações no comportamento estático da estrutura. Como a matriz de flexibilidade é definida como o inverso da matriz estática de rigidez, ela relaciona a força estática aplicada com o deslocamento estrutural resultante. Desta maneira, cada coluna da matriz de flexibilidade representa o conjunto de deslocamentos nodais devidos a uma força unitária aplicada em correspondência com cada grau de liberdade da estrutura (FARRAR; DOEBLING, 1997). Segundo Miguel (2007), a principal razão da utilização da matriz de flexibilidade vem do fato de que poucos modos da estrutura são medidos em testes dinâmicos e, devido à relação inversa entre flexibilidade e o quadrado das frequências naturais, ela converge rapidamente com poucos valores de frequência, ao contrário da matriz de rigidez que necessita de um grande número de modos.

Mayes (1995) utilizou a flexibilidade medida para localizar danos a partir dos resultados do experimento modal em uma ponte. Um algoritmo originalmente utilizado para localizar erros de modelos em elementos finitos, chamado STRECH (*Structural Translation and Rotation Error Checking*), foi aplicado a um experimento de detecção de danos de uma ponte em escala real, com vigas de aço e três vãos de aproximadamente 130 metros de comprimento. Foi proposto um método para utilizar a flexibilidade medida como entrada do STRECH, que avalia mudanças na relação força-deslocamento de um modelo massa-mola da estrutura. O autor explicou que o método requer dados experimentais da FRF medidos em locais discretos ao longo dos principais caminhos de carga de ponte, e concluiu que na aplicação de dano da ponte, o algoritmo foi mais eficaz quando aplicado a formas de flexibilidade estática estimadas com um conjunto truncado de seis formas modais em vez de formas modais individuais. O algoritmo compara dados “antes de danos” e “após danos” para localizar áreas onde ocorreram mudanças significativas de rigidez. Um indicador de

danos mostra se o dano é detectável. O dano foi corretamente localizado nos dois casos mais significativos usando as estimativas de flexibilidade estática.

Em Catbas *et al.* (2006) a flexibilidade modal é utilizada para obter as deformadas da estrutura. É mostrado que os ensaios dinâmicos, que não requerem locais de medição de referência estacionária, também podem ser usados para gerar dados para o cálculo da flexibilidade modal, sendo esta, obtida no trabalho, a partir das medidas das FRFs das estruturas. Além disso, são discutidas possíveis abordagens para atenuar problemas como efeitos ambientais sobre dados medidos e limitações tais como medições dinâmicas incompletas, efeitos de truncamento espacial e temporal, normalmente presentes na detecção de danos e na avaliação da condição de estruturas reais. O nível de variação e incerteza que podem ser esperados quando os coeficientes de deslocamento são extraídos de sistemas de obras civis reais também são apresentados. São apresentados dois estudos de caso, com duas pontes, onde os métodos são demonstrados e os resultados são validados por resultados experimentais.

Outros trabalhos, com outras aplicações, relacionados à detecção de dano baseada em mudanças na matriz de flexibilidade das estruturas, através de medições dos estados tomados como íntegro e danificado, podem ser citados, tais como: Toksoy e Aktan (1994), Pandey e Biswas (1994), Pandey e Biswas (1995), Farrar e Jauregui (1998), Bernal (2002), Gao e Spencer (2005) e Sung *et al.* (2014).

### **3.3.5 Métodos baseados na atualização das matrizes do sistema**

Trata-se de uma classe de métodos que alertam sobre a existência de danos na estrutura com base em processos de atualização de sistemas, nos quais as matrizes que representam o comportamento da estrutura são modificadas com o objetivo de se obter um comportamento dinâmico teórico o mais próximo possível do comportamento experimental. É feita basicamente uma comparação entre as matrizes atualizadas, obtidas através de um processo de otimização, e a matriz assumida como a que representa o estado íntegro da estrutura.

O método de atualização do modelo em elementos finitos fornece uma técnica global de identificação de danos eficiente e não destrutiva, que se baseia no fato de que os parâmetros modais (frequências naturais e modos de vibração) da estrutura são afetados por danos estruturais. No modelo em elementos finitos o dano é representado por uma redução

das propriedades de rigidez dos elementos e pode ser identificado através do refinamento do modelo aos parâmetros modais medidos (TEUGHELIS; DE ROECK, 2004).

Em Teughels e De Roeck (2004) é apresentado um procedimento de identificação de dano para a ponte Z24, localizada na Suíça, através da atualização do modelo em elementos finitos, mais especificamente dos módulos de elasticidade e de cisalhamento, cuja distribuição sobre o modelo é aproximada por funções lineares, por setores. É apresentado um método de atualização do modelo em elementos finitos baseado em sensibilidade iterativa, em que as discrepâncias nas frequências naturais e nas formas modais não padronizadas obtidas a partir de ensaios ambientais são minimizadas. Além disso, o artigo propõe o uso de funções de dano para aproximar a distribuição de rigidez, como uma abordagem eficiente para reduzir o número de incógnitas. O trabalho também propõe a utilização de uma estratégia de região de confiança na implementação do método de Gauss-Newton, o que, segundo os autores, torna o processo de otimização mais robusto. Os autores ainda afirmam que o método geral de atualização do modelo baseado em sensibilidade é melhorado pelo uso de funções de dano e da abordagem da região de confiança. A primeira medida destina-se a melhorar a condição do problema, a última, adicionalmente, estabiliza o método de otimização. O padrão de dano foi identificado utilizando as frequências naturais e modos não padronizados de vibrações ambientais e o próprio dano, representado por uma redução da rigidez à flexão e à torção do tabuleiro da ponte. O trabalho obteve, para ambas as propriedades, um padrão de dano realista e uma boa correspondência com os resultados do método de cálculo por rigidez direta. Para a ponte íntegra, bem como para a ponte danificada, os dados modais numéricos atualizados corresponderam bem aos dados experimentais. Adicionalmente, foi também realizada uma atualização da rigidez do solo no primeiro processo de atualização, resultando numa melhoria na correlação para o modo transversal.

Em Menache *et al.* (2012) é apresentado um procedimento de detecção de dano, com utilização de um modelo controlado em escala de ponte metálica, baseado na resposta dinâmica experimental e na atualização do seu modelo numérico, com um cenário de dano induzido na transversina central. Foram realizados ensaios dinâmicos na estrutura nos dois estados, íntegro e danificado. Os autores constataram uma pequena variação nos parâmetros modais, em especial nos modos 2 e 3, e concluem que os modos mais suscetíveis à detecção de danos são aqueles em que o dano induzido encontra-se nos pontos onde a amplitude do modo é maior, e que, no entanto, como o dano foi feito nos membros transversais, não há

variação significativa devido ao dano no primeiro modo porque sua rigidez é mais influenciada pelos elementos longitudinais, ao contrário do segundo e terceiro modos, em que os elementos transversais estão mais envolvidos no comportamento de cada um destes modos.

Outros trabalhos, com outras aplicações, relacionados à detecção de dano baseada no processo de atualização do modelo através de dados experimentais, podem ser citados, tais como: Castello *et al.* (2002), Titurus *et al.* (2003) e Jaishi e Ren (2006).

### **3.3.6 Métodos baseados em redes neurais artificiais**

Alguns trabalhos utilizando Redes Neurais Artificiais (RNAs) e algoritmos genéticos para detecção de danos têm sido publicados. As redes neurais são capazes de tratar os mecanismos de dano implicitamente, por isso, além de não ser necessário modelar a estrutura com grandes detalhes, o método pode tratar também alguns mecanismos de dano não lineares (MIGUEL, 2007).

A detecção de danos por meio de ensaios dinâmicos é atraente para monitorar estruturas porque oferece a possibilidade de registro eletrônico combinado com processamento digital dos sinais e geração de relatórios (YEUNG; SMITH, 2005). Adicionalmente, quando da utilização de monitoramento contínuo, as RNAs se mostram adequadas para os processos de detecção de danos baseados nas propriedades dinâmicas porque permitem trabalhar com volumes de dados muito grandes. Estas características, bem como a notória falta de trabalhos de detecção de danos com base em RNAs aplicadas a estruturas estaiadas, levaram a escolha da utilização dessa abordagem nesta pesquisa.

Várias técnicas foram desenvolvidas para estimar as mudanças de rigidez devido a danos. Recentemente, técnicas simples de computação, como redes neurais e algoritmos genéticos, têm sido cada vez mais utilizadas, devido a sua excelente capacidade de reconhecimento de padrões (LEE; YUN, 2006). Entretanto, segundo Yeung e Smith (2005), as mudanças nas frequências e formas modais causadas por danos são geralmente pequenas e os métodos que demonstraram a detecção bem sucedida geralmente foram realizados em modelos de laboratório em pequena escala. Assim, tem-se, nesse trabalho, o desafio do desenvolvimento de uma RNA capaz de avaliar danos em uma estrutura real, especificamente em uma estrutura estaiada.

Em Ko *et al.* (2002) é apresentado um procedimento em múltiplos estágios para detecção de danos na ponte estaiada Kap Shui Mun, localizada em Hong Kong. A identificação dos danos se baseia em parâmetros modais obtidos por um sistema contínuo e *online* de monitoramento, em um modelo tridimensional em elementos finitos e no diagnóstico em vários estágios que visa a identificação sucessiva da existência, localização e extensão do dano estrutural. Na primeira etapa do procedimento, é proposta uma técnica de detecção baseada em redes neurais autoassociativas para indicar a existência de danos. Segundo os autores, o método precisa apenas de uma série de frequências naturais medidas, da estrutura em estado intacto e estado danificado, e é tolerante ao erro de medição e às incertezas das condições ambientais. Na segunda etapa, o objetivo é localizar o segmento ou seção do tabuleiro com membros danificados. O tabuleiro é dividido em 149 elementos e os vetores de índice normalizados da curvatura e flexibilidade modal são sugeridos como ferramentas para localização de danos. A terceira etapa consiste em identificar membros específicos danificados e extensões dos danos utilizando uma rede neural MLP (*Multi-Layer Perceptron*).

Ainda sobre o trabalho anterior, segundo os autores, a técnica de detecção baseada na rede neural utilizada mostra capacidade de acompanhamento de danos mesmo em operação com dados de medição que contenham um nível de ruído significativo e, ao usar apenas frequências naturais, os detectores são capazes de alertar sobre a ocorrência de dano, mesmo que o nível de alteração de frequência causado pelo possível dano seja menor que o nível de ruído. Os índices de curvatura modal e de flexibilidade modal foram utilizados com o objetivo de complementar a avaliação da localização dos danos.

Adicionalmente, os autores obtiveram alguns resultados importantes, em se tratando da região danificada. Para os danos que ocorreram nas vinculações do sistema, o índice de flexibilidade modal foi melhor do que o índice de curvatura modal no que diz respeito à localização do dano. Quando o dano ocorreu nas seções do tabuleiro perto dos mastros da ponte, o índice de curvatura modal apresentou uma melhor indicação de dano do que o índice de flexibilidade modal, sendo que uso combinado dos dois índices pode, afirmam os autores, fornecer uma identificação confiável do segmento do tabuleiro da ponte que contém membros danificados. Uma rede neural MLP foi formulada para identificar o membro danificado e a extensão do respectivo dano após determinar o segmento do tabuleiro danificado. Uma vez que o segmento ou seção danificada foi determinado, o método proposto pôde identificar o membro danificado dentro do segmento usando apenas alguns

componentes modais medidas na região ou proximidades do dano. Como restrição do procedimento, os autores destacam que por conta da sensibilidade modal muito baixa da ponte ao dano de um membro específico do tabuleiro, a extensão do dano só pode ser detectada quando um membro estrutural estiver gravemente danificado.

Em Yeung e Smith (2005) é apresentado um procedimento de detecção de danos, utilizando reconhecimento de padrões de vibração. Foi utilizado um modelo em elementos finitos de uma estrutura real, uma ponte suspensa com mais de 100 anos de idade. Cenários realistas de dano foram simulados e a resposta sob cargas de tráfego foi avaliada. Vetores característicos gerados a partir dos espectros de resposta foram introduzidos a duas redes neurais não supervisionadas para análise. Os autores concluíram que a sensibilidade das redes neurais pode ser ajustada de modo que se possa obter taxas satisfatórias de detecção de danos, mesmo na presença de ruídos.

Em Lee e Yun (2006) é apresentado um método para a estimativa de danos de pontes em vigas de aço utilizando dados de vibração ambiental e baseado em redes neurais artificiais. Os parâmetros modais foram identificados utilizando o método FDD, sendo estes parâmetros utilizados como vetores característicos para diagnóstico de danos. Foram incorporadas redes neurais com o algoritmo *Backpropagation* para avaliação da localização e gravidade dos danos. Foi também utilizado um tipo de método de detecção de dano baseado em sinal, para identificação das regiões potencialmente danificadas, o DIM-MSE (*Damage Indicator Method-Modal Strain Energy*). Segundo os autores, o esquema básico é comparar as formas do modo de deformação (a segunda derivada da forma do modo) antes e depois do dano, resultando em um método muito sensível ao dano, bem como ao ruído. Utilizando dados experimentais para melhorar o modelo matemático da estrutura, os métodos baseados em modelos podem estimar a gravidade do dano, bem como a localização do dano. A eficácia do método proposto foi demonstrada por meio do exemplo numérico e ensaio de campo realizado na ponte Hannam Grand. Essa ponte é composta por múltiplas vigas e está localizada em Seul, Coreia do Sul.

Apesar da utilização de derivadas de formas modais, o método apresentado anteriormente foi classificado como baseado em redes neurais, visto que as derivadas representam apenas uma das etapas do procedimento de detecção de dano proposto. Outros trabalhos, que também lidam com abordagens de dois grupos diferentes, podem ser citados, tais como: Dackermann *et al.* (2013), Bandara *et al.* (2014) e Hakim e Hazak (2014). Estes

apresentam o treinamento das RNAs através da FRFs do sistema, com o objetivo de analisar danos.

Shu *et al.* (2013) implementaram um algoritmo de detecção de danos baseado em RNAs utilizando as propriedades estatísticas das respostas dinâmicas estruturais como dados de entrada. O estudo de viabilidade da utilização das mudanças nas variâncias e covariâncias, como entrada da rede, é feito através de uma análise de sensibilidade. Um modelo em elementos finitos de uma ponte ferroviária foi desenvolvido no *software* ABAQUS, considerando casos com dano único e múltiplos danos. Uma RNA *Backpropagation* foi desenvolvida e treinada para realizar a detecção dos danos. Foram realizados testes numéricos com diferentes propriedades de veículos atuantes para comprovar a validade e eficiência da abordagem proposta. Segundo os autores, os resultados revelam que a RNA, juntamente com os dados estatísticos, pode estimar corretamente a localização e severidade do dano e que o procedimento se mostrou confiável e eficaz, valendo salientar que a identificação do local foi mais difícil que a determinação da gravidade do dano.

Em Jin *et al.* (2016) é desenvolvido um método utilizando uma RNA baseada no filtro de Kalman estendido para eliminar os efeitos da temperatura e detectar danos em estruturas com sistemas de monitoramento contínuo. Foram obtidos dados de aceleração e de temperatura de uma ponte rodoviária localizada em Connecticut, nos Estados Unidos. As correlações entre frequências naturais identificadas e as temperaturas foram analisadas para selecionar as variáveis de entrada, consideradas pelos autores como apropriadas, para o modelo da RNA. Os pesos da rede foram estimados pelo filtro de Kalman estendido, que também foi utilizado para derivar os intervalos de confiança das frequências naturais para detectar os danos. Um ano de dados de monitoramento foram introduzidos na RNA para fins de treinamento. Para avaliar as mudanças nas frequências naturais no caso de danos estruturais reais, foram simulados cenários de danos utilizando um modelo em elementos finitos. Segundo os autores, os resultados dos testes numéricos mostram que os danos simulados foram capturados com sucesso e a abordagem proposta possui grande potencial de detecção de danos em tempo real para estruturas civis que são instrumentadas continuamente, destacando a sua forma objetiva de redução da incerteza do processo.

Neves *et al.* (2017) apresentam uma abordagem de detecção de danos que não necessita de simulações através de modelos, baseada em RNAs. O método propõe o uso de acelerações do tabuleiro registradas no passado como uma entrada para uma RNA que, depois de ser devidamente treinada, segundo os autores, é capaz de prever as acelerações

futuras. A diferença entre o valor medido e o valor previsto pela rede funciona como um indicador primário de que podem existir danos. O método é aplicado a dados coletados a partir da resposta dinâmica de uma ponte ferroviária fictícia, submetida à passagem de um trem, considerando a ponte em ambientes saudáveis e dois cenários danificados.

No primeiro estágio do método proposto, as RNAs foram treinadas com uma abordagem de aprendizado não supervisionada, com dados de entrada compostos pelas acelerações obtidas na ponte sem dano. Com base nos valores de aceleração em momentos anteriores, as redes são capazes de prever acelerações futuras. No segundo estágio, os erros de previsão de cada rede foram caracterizados estatisticamente por um processo gaussiano que seleciona um limiar para indicação da existência do dano. Segundo os autores, comparando os índices de dano com o referido limiar, é possível discriminar entre uma estrutura com danos ou sem danos. O estudo também compreende, com base nesse limiar, a determinação do custo total esperado associado à estratégia de detecção de danos adotada, bem como aquela que produz o menor valor.

Outros trabalhos que obtiveram sucesso na análise de danos com RNAs também podem ser citados: Abdeljaber e Avci (2016), Abdeljaber *et al.* (2017), Gu *et al.* (2017), Marcy (2017) e Dackermann *et al.* (2018).

## **4 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA**

### **4.1 MODELOS DINÂMICOS DE SISTEMAS ESTRUTURAIS LINEARES**

#### **4.1.1 INTRODUÇÃO**

A maioria dos métodos de identificação modal se baseia em modelos do sistema dinâmico testado, por isso denominados modelos experimentais, que são ajustados aos dados obtidos e a partir dos quais é possível extrair estimativas dos parâmetros modais. É importante ressaltar que os modelos são idealizações dos sistemas dinâmicos reais, que necessariamente contêm simplificações. Estes modelos podem ser concebidos no domínio do tempo ou da frequência, com equações contínuas no tempo ou no tempo discreto, sendo estas últimas equações as que são geralmente utilizadas para ajuste do modelo aos dados experimentais, que são sempre discretos (MAGALHÃES, 2010).

Na identificação de sistemas, inicialmente adota-se um modelo para representar o sistema, sendo, posteriormente, atribuídos valores aos parâmetros do modelo de modo que este se ajuste aos dados experimentais (SILVA, 2005).

Neste trabalho serão utilizados dois modelos experimentais, um no domínio do tempo e um no domínio da frequência, que assumem comportamento linear e invariante no tempo do sistema, especificamente aqueles com entrada desconhecidas, designados por modelos estocásticos. Na sequência são apresentadas suas formulações e sua obtenção, bem como suas relações com o modelo em formulação clássica.

#### **4.1.2 RESPOSTA PARA EXCITAÇÕES DETERMINÍSTICAS**

##### **4.1.2.1 Modelos no domínio do tempo**

###### *Modelo clássico contínuo no tempo*

As propriedades físicas essenciais de qualquer componente estrutural ou sistema submetido a uma fonte externa de excitação ou carga dinâmica são a sua massa, rigidez e mecanismo de perda de energia ou amortecimento. No modelo mais simples de um sistema com um grau de liberdade, cada uma dessas propriedades é assumida como sendo concentrada em um único elemento físico. Um esboço de tal sistema é mostrado na Figura 4.1 (CLOUGH; PENZIEN, 2003):

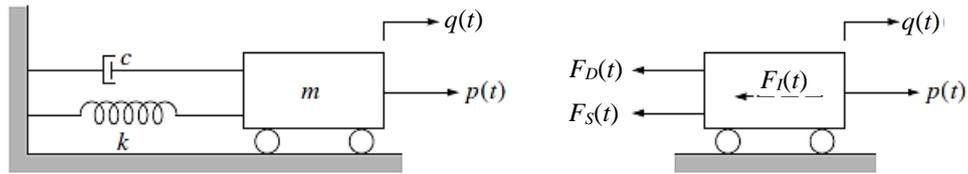


Figura 4.1 – Idealização do sistema com um único grau de liberdade: (a) componentes básicos e (b) forças em equilíbrio (CLOUGH; PENZIEN, 2003) adaptada.

A equação de movimento do sistema acima pode ser obtida pelo equilíbrio das forças atuantes, resultando na seguinte expressão:

$$p(t) - F_S(t) - F_D(t) - F_I(t) = 0 \therefore F_I(t) + F_D(t) + F_S(t) = p(t) \quad 4.1$$

Onde:

$F_I(t)$ : força de inércia da estrutura;

$F_D(t)$ : força relacionada ao amortecimento da estrutura;

$F_S(t)$ : força relacionada à rigidez da estrutura;

$p(t)$ : força externa aplicada.

A força de inércia  $F_I(t)$ , definida pelo princípio de D'Alembert, é a força desenvolvida no sentido contrário ao movimento com magnitude igual ao produto entre a massa e a aceleração,  $m\ddot{q}(t)$ . A força relacionada ao amortecimento da estrutura  $F_D(t)$ , também desenvolvida no sentido contrário ao movimento, e que representa a capacidade da estrutura em dissipar energia, pode ser considerada com magnitude igual ao produto entre a constante de amortecimento e a velocidade,  $c\dot{q}(t)$ . Por fim, a força relacionada à rigidez da estrutura  $F_S(t)$ , que relaciona força e deslocamento, com valor igual a  $kq(t)$ . Assim, tem-se a equação de equilíbrio dinâmico:

$$m\ddot{q}(t) + c\dot{q}(t) + kq(t) = p(t) \quad 4.2$$

A excitação  $p(t)$ , no contexto do monitoramento de estruturas sob vibrações ambientais, tem caráter aleatório.

Na prática, muitos problemas de vibração são tratados como lineares mesmo que envolvam grandes estruturas, que resultam, em geral, em modelos com grande número de graus de liberdade. Isso porque eles normalmente lidam com pequenos deslocamentos em relação à posição de equilíbrio. O controle de tais sistemas lineares pode ser

convenientemente realizado por controle linear que representa, em geral, a maior parte da teoria de controle (JUANG; PHAN, 2001).

Para uma estrutura com  $n$  graus de liberdade, a equação 4.2 pode ser escrita na forma matricial:

$$M\ddot{q}(t) + C_1\dot{q}(t) + Kq(t) = P(t) = B_1p(t) \quad 4.3$$

Onde:

$M$ ,  $C_1$  e  $K \in R^{n \times n}$ : matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez global do sistema, respectivamente;

$\ddot{q}(t)$ ,  $\dot{q}(t)$  e  $q(t) \in R^{n \times 1}$  vetores de aceleração, velocidade e deslocamento, contínuos no tempo, respectivamente;

$P(t) \in R^{n \times 1}$ : vetor coluna com as forças aplicadas ao sistema, contínuo no tempo;

$B_1 \in R^{n \times n_e}$ : matriz que descreve a posição de aplicação das forças;

$p(t) \in R^{n_e \times 1}$ : vetor coluna que descreve as  $n_e$  entradas no tempo contínuo  $t$ ;

A equação 4.3 pode ser determinada através da aproximação por elementos finitos do sistema com  $n$  graus de liberdade. As matrizes de rigidez e de massa são obtidas a partir da geometria e das propriedades do material dos elementos estruturais. Quanto à matriz de amortecimento  $C_1$ , uma maneira eficiente para a construção é através da consideração do amortecimento proporcional ou amortecimento de Rayleigh, onde este é dado como uma combinação linear das matrizes  $M$  e  $K$ . Isso representa que o amortecimento é distribuído na estrutura de forma similar à massa e à rigidez.

Segundo diversos autores, apesar de ser uma representação adequada para simular o comportamento dinâmico de estruturas, o modelo em elementos finitos apresenta alguns inconvenientes quando se trata de dados obtidos experimentalmente: *i)* não é possível a determinação experimental de todos os deslocamentos e/ou rotações nodais, definidos como graus de liberdade do modelo; *ii)* os dados experimentais são sempre discretos, diferentemente das equações 4.2 ou 4.3, que são contínuas no tempo e *iii)* sempre existirá algum tipo de ruído presente e fontes de excitação desconhecidas, alterando o sinal de resposta da estrutura, e até mesmo erros nas medições experimentais.

Sendo assim, as equações que descrevem o comportamento dinâmico do sistema precisam ser escritas de outras formas. A intenção é desenvolver modelos mais adequados à representação experimental, os quais são utilizados pelos métodos de identificação estocástica de sistemas. Duas destas formas de representação de sistemas lineares invariantes no tempo que lidam com respostas experimentais, uma no domínio do tempo e uma no domínio da frequência, são apresentadas a seguir.

### *Modelo em espaço de estado contínuo no tempo*

Por definição, estado é o menor conjunto de variáveis tais que o conhecimento destas variáveis em  $t = t_0$ , juntamente com o conhecimento da entrada para  $t > t_0$ , determina completamente o comportamento do sistema para qualquer instante  $t > t_0$ . Se pelo menos  $n$  variáveis  $x_1, x_2, \dots, x_n$  são necessárias para descrever todo o comportamento de um sistema dinâmico, então essas  $n$  variáveis formam um conjunto de variáveis de estado, sendo estas as componentes do vetor de estado. Assim, o espaço de estados é o espaço  $n$ -dimensional cujos eixos coordenados são formados pelas componentes do vetor de estado, sendo qualquer estado representado por um ponto no espaço de estados. Para descrição do estado de um sistema dinâmico, os vetores de deslocamentos  $q(t)$  e de velocidades  $\dot{q}(t)$  são suficientes.

Admitindo o sistema linear com um grau de liberdade da Figura 4.1, com a equação 4.2 que descreve seu comportamento, agora dividida por  $m$ :

$$\ddot{q}(t) + \frac{c}{m} \dot{q}(t) + \frac{k}{m} q(t) = \frac{p(t)}{m} \quad 4.4$$

O sistema possui apenas um grau de liberdade. Então, tem-se uma entrada, representada pela força externa  $p(t)$ , e uma saída, representada pelo deslocamento  $q(t)$ . A equação diferencial acima é de segunda ordem, sendo necessárias duas variáveis de estado para representação do mesmo sistema em espaço de estados. Definindo as seguintes variáveis de estado e, conseqüentemente, o vetor de estados:

$$\begin{aligned} x_1(t) &= q(t) \\ x_2(t) &= \dot{q}(t) \end{aligned} \therefore x(t) = \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} q(t) \\ \dot{q}(t) \end{Bmatrix} \quad 4.5$$

Derivando ambos os lados das igualdades acima:

$$\dot{x}_1(t) = \dot{q}(t) \therefore \dot{x}_1(t) = x_2(t) \quad \text{e} \quad \dot{x}_2(t) = \ddot{q}(t) \quad 4.6$$

Tem-se, a partir da equação 4.4 e das definições acima:

$$\ddot{q}(t) = -\frac{c}{m}\dot{q}(t) - \frac{k}{m}q(t) + \frac{p(t)}{m} \therefore \dot{x}_2(t) = -\frac{k}{m}x_1(t) - \frac{c}{m}x_2(t) + \frac{1}{m}p(t) \quad 4.7$$

Assim, tem-se a forma da representação em espaço de estados, composta pelas derivadas das variáveis de estado e descrição da saída do sistema, todas em função das variáveis de estado e da entrada do sistema:

$$\begin{aligned} \dot{x}_1(t) &= x_2(t) \\ \dot{x}_2(t) &= -\frac{k}{m}x_1(t) - \frac{c}{m}x_2(t) + \frac{1}{m}p(t) \\ q(t) &= x_1(t) \end{aligned} \quad 4.8$$

Na forma matricial:

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{Bmatrix} &= \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{k}{m} & -\frac{c}{m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{1}{m} \end{bmatrix} p(t) \\ q(t) &= \begin{bmatrix} 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \end{bmatrix} p(t) \end{aligned} \quad 4.9$$

Aplicando as seguintes definições nas equações acima:

$$A(t) = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{k}{m} & -\frac{c}{m} \end{bmatrix}; B(t) = \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{1}{m} \end{bmatrix}; C(t) = [1 \ 0]; D(t) = [0] \quad 4.10$$

Tem-se a representação do sistema em espaço de estados:

$$\begin{aligned} \dot{x}(t) &= A(t)x(t) + B(t)p(t) \\ q(t) &= C(t)x(t) + D(t)p(t) \end{aligned} \quad 4.11$$

Onde:

$A(t) \in R^{n_2 \times n_2}$ : matriz de estado do sistema, no tempo contínuo, com dimensão  $n_2 = 2n$ ;

$B(t) \in R^{n_2 \times 1}$ : matriz de entrada do sistema, no tempo contínuo;

$C(t) \in R^{1 \times n_2}$ : matriz de saída do sistema, no tempo contínuo;

$D(t) \in R^{1 \times 1}$ : matriz de transmissão direta do sistema, no tempo contínuo.

Sendo que para sistemas lineares invariantes no tempo, o sistema 4.11 resulta na seguinte representação:

$$\begin{aligned} \dot{x}(t) &= Ax(t) + Bp(t) \\ q(t) &= Cx(t) + Dp(t) \end{aligned} \quad 4.12$$

Expandindo o mesmo conceito de representação em espaço de estado para sistemas com vários graus de liberdade, o sistema 4.3 de equações diferenciais de segunda ordem pode ser transformado em um sistema de primeira ordem, com o dobro de equações. As matrizes de estado e de entrada do sistema podem ser escritas da seguinte forma, respectivamente:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C_1 \end{bmatrix}; \quad B = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}B_1 \end{bmatrix} \quad 4.13$$

Onde:

$A \in R^{n_2 \times n_2}$ : matriz de estado, com dimensão  $n_2 = 2n$ ;

$B \in R^{n_2 \times m}$ : matriz de entrada.

Assim, tem-se que:

$$\dot{x}(t) = Ax(t) + Bp(t) \quad 4.14$$

A saída  $q(t)$  do sistema pode ser obtida da mesma forma que anteriormente. Entretanto, no contexto experimental, os dados são obtidos através de  $n_0$  sensores que fornecem medições de deslocamentos, velocidades e/ou acelerações. Assim, a saída pode ser escrita como uma combinação da equação de estado e da equação de observação, que estabelece uma relação entre as  $n_0$  medidas de saída e os deslocamentos, velocidades e/ou acelerações associados aos graus de liberdade:

$$q(t) = C_a \ddot{q}(t) + C_v \dot{q}(t) + C_d q(t) \quad 4.15$$

Onde:

$C_a$ : matriz que seleciona os graus de liberdade do modelo em elementos finitos que foram medidos experimentalmente através do  $n_0$  sensores de aceleração;

$C_v$ : matriz que seleciona os graus de liberdade do modelo em elementos finitos que foram medidos experimentalmente através do  $n_0$  sensores de velocidade;

$C_d$ : matriz que seleciona os graus de liberdade do modelo em elementos finitos que foram medidos experimentalmente através do  $n_0$  sensores de deslocamento.

A partir das seguintes definições:

$$C = \begin{bmatrix} (C_d - C_a)M^{-1}K & (C_v - C_a)M^{-1}C_1 \end{bmatrix}; \quad 4.16$$

$$D = \begin{bmatrix} C_a M^{-1} B_1 \end{bmatrix}$$

A equação 4.15 de saída também pode ser escrita da seguinte forma compacta:

$$q(t) = Cx(t) + Dp(t) \quad 4.17$$

Assim, se não forem medidas acelerações,  $C_a$  é igual a zero e, conseqüentemente,  $D$  também é igual a zero, não havendo transmissão direta.

Os parâmetros modais do sistema dinâmico podem então ser extraídos da matriz de estado  $A$ , com base na resolução de um problema de autovalores e autovetores, da seguinte forma:

$$A = \Psi \Delta \Psi^{-1} \quad 4.18$$

Onde:

$\Delta$  = matriz de autovalores da matriz de estado  $A$ ;

$\Psi$  = matriz de autovetores da matriz de estado  $A$ ;

As matrizes  $\Delta$  e  $\Psi$  são definidas, respectivamente, como:

$$\Delta = \begin{bmatrix} \Lambda & 0 \\ 0 & \Lambda^* \end{bmatrix} \text{ e } \Psi = \begin{bmatrix} \Theta & \Theta^* \\ \Theta \Lambda & \Theta^* \Lambda^* \end{bmatrix} \quad 4.19$$

Com:

$$\Lambda = \begin{bmatrix} \ddots & & \\ & \lambda_k & \\ & & \ddots \end{bmatrix} \text{ e } \Theta = [\dots \varphi_k \dots] \text{ para } k = 1, \dots, n \quad 4.20$$

O índice "\*" significa conjugado. Os valores de  $\lambda_k$  estão relacionados às frequências naturais da estrutura  $\omega_k$  e aos coeficientes de amortecimento  $\zeta_k$  através da seguinte expressão:

$$\lambda_k, \lambda_k^* = -\zeta_k \omega_k \pm i \sqrt{1 - \zeta_k^2} \omega_k \quad 4.21$$

Os modos de vibração estão representados na equação 4.20 pelos valores de  $\varphi_k$ . Entretanto, somente uma parte dos graus de liberdade é medida, e as componentes modais observáveis são dadas pela aplicação da matriz de saída  $C$  à matriz dos autovetores  $\Psi$ , que contém os modos de vibração, da seguinte forma:

$$\Phi = C \Psi \quad 4.22$$

O número de modos de vibração é igual à dimensão  $n$  do modelo em elementos finitos, de onde o modelo em espaço de estado foi obtido, e igual à metade da dimensão deste, ou seja,  $n_2/2$ , sendo  $n$  a dimensão do vetor de estado.

#### *Modelo em espaço de estado no tempo discreto*

O modelo apresentado anteriormente foi desenvolvido considerando o tempo como uma grandeza contínua. Entretanto, na prática experimental, os valores de saída são obtidos em instantes no tempo, sendo necessário um ajuste do modelo anterior. Pode-se definir o modelo em espaço de estado no tempo discreto da seguinte forma:

$$\begin{aligned} x_{k+1} &= A_d x_k + B_d p_k \\ q_k &= C_d x_k + D_d p_k \end{aligned} \quad 4.23$$

Onde:

$x_k = x(k\Delta t) = \begin{pmatrix} q_k^T & \dot{q}_k^T \end{pmatrix}^T$ : vetor de estado no tempo discreto contendo as amostras de deslocamentos e velocidades;

$p_k, q_k$ : amostras de entrada e saída;

$A_d, B_d, C_d$  e  $D_d$ : matrizes de estado, de entrada, de saída e de transmissão direta, todas no tempo discreto.

As matrizes na representação em espaço de estado discreto estão relacionadas com as matrizes no tempo contínuo da seguinte forma:

$$A_d = e^{A\Delta t} ; B_d = \int_0^{\Delta t} e^{A\tau} (d\tau)B ; C_d = C ; D_d = D \quad 4.24$$

Inserindo a equação 4.18 na primeira equação acima, pode ser obtida a relação entre os parâmetros modais dos modelos em espaço de estado no tempo contínuo e discreto, resultando na seguinte relação:

$$A_d = \Psi \Lambda_d \Psi^{-1} \quad 4.25$$

Os autovalores dos modelos também estão relacionados através da seguinte expressão:

$$\mu_k = e^{\lambda_k \Delta t} \Leftrightarrow \lambda_k = \frac{\ln(\mu_k)}{\Delta t} \quad 4.26$$

#### 4.1.2.2 Modelo no domínio da frequência

A equação 4.2 apresentada anteriormente, dependente do tempo, pode ser manipulada no domínio da frequência. A mudança de domínio pode ser feita através da transformada de Fourier aplicada em cada um dos seus membros, da seguinte forma:

$$\mathfrak{T}\left\{m \frac{d^2}{dt^2} q(t)\right\} + \mathfrak{T}\left\{c \frac{d}{dt} q(t)\right\} + \mathfrak{T}\{kq(t)\} = \mathfrak{T}\{p(t)\} \quad 4.27$$

Fazendo uso da seguinte propriedade operacional, do processo de transformada de derivadas:

$$\mathfrak{T}\left\{\frac{d^n}{dt^n} f(t)\right\} = (i\Omega)^n \mathfrak{T}\{f(t)\} \quad 4.28$$

Tem-se:

$$m(i\Omega)^2 \mathfrak{T}\{q(t)\} + c(i\Omega) \mathfrak{T}\{q(t)\} + k \mathfrak{T}\{q(t)\} = \mathfrak{T}\{p(t)\} \quad 4.29$$

Onde:

$$\mathfrak{T}\{q(t)\} = Q(\Omega) = \int_{-\infty}^{\infty} q(t) e^{-i\Omega t} dt : \text{transformada contínua de Fourier para o domínio}$$

da frequência angular, da resposta do sistema;

$\mathfrak{F}\{p(t)\} = P(\Omega) = \int_{-\infty}^{\infty} p(t)e^{-i\Omega t} dt$  : transformada contínua de Fourier para o domínio da frequência angular, da excitação do sistema.

Assim,

$$(-m\Omega^2 + ci\Omega + k)Q(\Omega) = P(\Omega) \quad 4.30$$

Resultando na resposta em função da excitação:

$$Q(\Omega) = \frac{1}{-m\Omega^2 + ci\Omega + k} P(\Omega) \quad 4.31$$

Onde o termo que multiplica a excitação do sistema representa uma função que determina a resposta em função da excitação, no domínio da frequência circular, representada por  $H(\Omega)$ :

$$H(\Omega) = \frac{1}{-m\Omega^2 + ci\Omega + k} \quad 4.32$$

$H(\Omega)$  é denominada função de transferência ou função de resposta em frequência (FRF), denominada desta forma porque transforma a excitação em resposta, ambas no domínio da frequência. Esta função possui uma característica muito útil na identificação das frequências naturais de sistemas estruturais. Ela apresenta picos para valores de  $\Omega$  iguais às frequências circulares naturais  $\omega$  da estrutura. Em outras palavras, para sistemas com um grau de liberdade, por exemplo,  $H(\Omega) \rightarrow \infty$  quando  $\Omega \rightarrow \omega_1$ .

Para sistemas com amortecimento, a função é complexa. Sendo assim, de um modo geral, um modo de vibração qualquer é descrito no domínio da frequência como uma função complexa, com uma parte real e uma parte imaginária. A amplitude da vibração, em uma determinada frequência do domínio, é dada pela magnitude do número complexo da FRF,  $\sqrt{I^2 + R^2}$ , enquanto a fase, dada pelo ângulo deste número com o eixo real,  $tg^{-1}(I/R)$ . Ao aplicar a transformada de Fourier, a resposta no tempo se desdobra em dois espectros de frequência: um em relação às amplitudes e outro em relação às fases, para cada frequência, conforme a Figura 4.2.

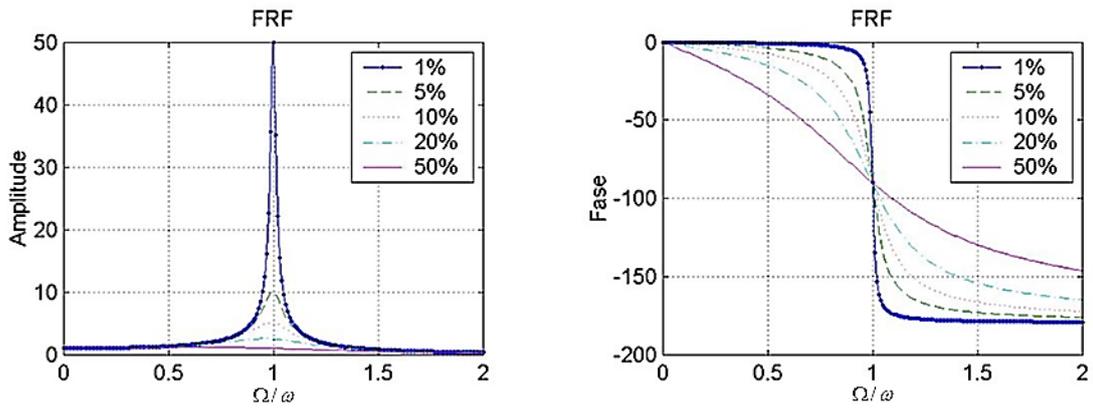


Figura 4.2 – Exemplo da FRF de um sistema com um grau de liberdade (amplitudes e fases) (MAGALHÃES, 2004) adaptada.

A FRF já destaca um valor aproximado da frequência natural do sistema, no caso deste exemplo, a única frequência do sistema. A partir das amplitudes, se evidencia um pico e, a partir das fases, uma mudança em 180 graus no sentido horário. A forma dos picos também fornece uma estimativa do coeficiente de amortecimento associado a cada modo de vibração. Quanto maior for a inclinação próxima aos picos, menor será o coeficiente de amortecimento.

A FRF mostrada anteriormente relaciona forças e deslocamentos. Como no contexto atual de monitoramento os sensores são acelerômetros, é necessário definir uma função que relacione forças e acelerações. Isso pode ser feito multiplicando a FRF por  $(i\omega)^2$ , resultando na seguinte relação, designada Inertância:

$$A(\Omega) = \frac{1}{m} \times \frac{-\Omega^2}{\omega^2 - \Omega^2 + 2\xi i\Omega\omega} \quad 4.33$$

Esta representação pode ser expandida para sistema com vários graus de liberdade, da mesma forma que para o sistema com um grau de liberdade. Sendo assim, aplicando a transformada de Fourier na equação 4.3, tem-se:

$$\{Q(\Omega)\} = [H(\Omega)]\{P(\Omega)\} \quad 4.34$$

Onde:

$\{Q(\Omega)\} \in R^{n \times 1}$  : vetor de deslocamentos da estrutura, definido no domínio da frequência;

$\{H(\Omega)\} \in R^{n \times n}$  : matriz de transferência que relaciona os deslocamentos com as excitações aplicadas em correspondência com os  $n$  graus de liberdade;

$\{P(\Omega)\} \in R^{n \times 1}$  : vetor de excitações da estrutura, definido no domínio da frequência;

Sendo:

$$H(\Omega) = \frac{1}{-M\Omega^2 + C_1 i\Omega + K} \quad 4.35$$

Onde:

$M, C_1$  e  $K \in R^{n \times n}$ : matrizes de massa, de amortecimento e de rigidez global do sistema, respectivamente.

Aplicando a superposição modal, a solução desacoplada no domínio da frequência pode ser escrita como:

$$Q_n(\Omega) = H_n(\Omega)P_n(\Omega) \quad 4.36$$

Cada função de transferência é definida para cada frequência do sistema, da seguinte forma:

$$H_n(\Omega) = \frac{1}{\Omega_n^2 - \Omega^2 + 2i\xi_n\Omega\Omega_n} \quad 4.37$$

Cada função de transferência encontra-se na diagonal principal da matriz  $H$ , sendo a passagem do espaço modal para o espaço real feita da seguinte maneira:

$$H(\Omega) = \Phi H_m(\Omega)\Phi^T = \sum_{i=1}^n H_n \Phi_i \Phi_i^t \quad 4.38$$

Substituindo:

$$H_{(i,j)}(\Omega) = \sum_{k=1}^n \frac{(\varphi_i)_k (\varphi_j)_k}{\Omega_k^2 - \Omega^2 + 2i\xi_k\Omega\Omega_k} \quad 4.39$$

A resposta desacoplada no domínio da frequência é então obtida pela seguinte expressão:

$$Q_n(\Omega) = \sum_{i=1}^n \varphi_i H_i(\Omega) P_i(\Omega) \quad 4.40$$

### 4.1.3 RESPOSTA PARA EXCITAÇÕES ESTOCÁSTICAS

Como dito anteriormente, as vibrações ambientais utilizadas no tipo de monitoramento em questão são aleatórias, resultando também em grandezas aleatórias de resposta. Sendo assim, uma alternativa é a realização de um processo estocástico para sua idealização.

Na prática, uma função aleatória resulta da medição ou registro de uma grandeza física cuja variação é resultado de causas não controladas pelo observador. Além disso, este conceito de aleatoriedade é reforçado no caso de várias medições das amostras ao mesmo tempo, onde se tem um conjunto de diferentes registros, resultantes de experiências idênticas, aos quais se dá a designação de processo estocástico (MENDES; OLIVEIRA, 2008).

Tem-se então, no contexto deste trabalho,  $n_m$  medições de variação das acelerações, em um grau de liberdade de interesse, ao longo de um intervalo de tempo. Visto que a aceleração é aleatória, este conjunto de  $n_m$  medições se assemelha bastante à representação de um processo estocástico.

Tem-se um conjunto de conceitos estatísticos com implementação facilitada pela hipótese de processos estocásticos estacionários e ergódicos, ou seja, todas as características do comportamento do processo não são alteradas no tempo (o processo se desenvolve no tempo em torno da média, de modo que a escolha da origem dos tempos não é importante) e todas as suas estatísticas podem ser determinadas através de médias temporais. Assim, o valor médio para o instante  $t_1$  pode ser calculado pela média simples através do somatório dos valores de  $x_k$  de cada amostra existente em  $t_1$ , dividindo pelo número de amostras  $n_m$ , resultando na seguinte forma:

$$\mu_x(t_1) = \lim_{n_m \rightarrow \infty} \frac{1}{n_m} \sum_{k=1}^{n_m} x_k(t_1) \quad 4.41$$

Da mesma forma, pode-se definir a correlação entre os valores  $x_k$  para dois diferentes instantes,  $t_1$  e  $t_2 = t_1 + \tau$ , resultando na função de autocorrelação:

$$R_{xx}(t_1, t_2) = \lim_{n_m \rightarrow \infty} \frac{1}{n_m} \sum_{k=1}^{n_m} x_k(t_1) x_k(t_2) \quad 4.42$$

Por conta da consideração de processo estocástico estacionário, as grandezas acima, das equações 4.41 e 4.42, não variam com o tempo, sendo assim:

$$\mu_x(t_1) = \mu_x(t_2) = \mu_x(t_{n_m}) \quad 4.43$$

$$R_{xx}(t_1, t_2) = R_{xx}(t_2, t_3) = R_{xx}(t_3, t_4) \quad 4.44$$

Portanto, o valor médio para um processo estocástico estacionário é uma constante, sendo a função de autocorrelação dependente apenas da defasagem do tempo  $\tau$ :

$$\mu_x(t_1) = \mu_x \quad 4.45$$

$$R_{xx}(t_1, t_2) = R_{xx}(\tau) \quad 4.46$$

Para a condição de ergodicidade, tem-se que todos os parâmetros estatísticos podem ser calculados considerando apenas uma realização ao longo do tempo. Assim, tem-se a definição simplificada da função de autocorrelação não só para uma defasagem  $\tau$ , mas também para uma realização  $k$ , resultando na seguinte relação:

$$R_{xx}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x_k(t) x_k(t + \tau) d\tau \quad 4.47$$

Geralmente, admite-se que os processos estocásticos têm natureza Gaussiana e apresentam média nula, ou seja, que o processo é totalmente caracterizado pela função de autocorrelação acima. Mendes e Oliveira (2008) afirmam que a natureza Gaussiana é comum a muitos fenômenos naturais e que, segundo o Teorema do Limite Central, a soma de um grande número de variáveis aleatórias independentes, cada uma com diferentes distribuições individuais, tende para uma distribuição normal.

É possível expandir a equação anterior para contemplar dois processos estocásticos,  $x_k(t)$  e  $y_k(t)$ , obtendo-se a função de correlação cruzada, da seguinte forma:

$$R_{xy}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T x_k(t) y_k(t + \tau) d\tau \quad 4.48$$

Segundo Mendes e Oliveira (2008), o ruído branco, utilizado para simular a excitação, é um tipo de sinal caracterizado por ser idealmente aleatório. No limite, pode-se afirmar que contém a contribuição, com conteúdo energético significativo, de todas as frequências. A área das funções de densidade espectral será infinita, e a função de autocorrelação apresentará uma ordenada com valor infinito na origem. Isso resulta do fato da variância ser infinita, apresentando ordenadas nulas em todas as restantes abcissas, por conta do sinal idealmente aleatório. A Figura 4.3 mostra um exemplo da relação entre um sinal medido e sua função de autocorrelação.

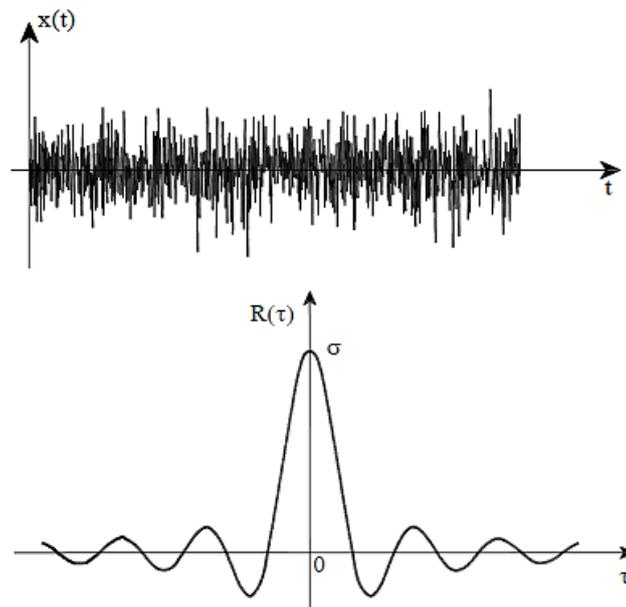


Figura 4.3 – Relação entre um exemplo de sinal representativo de um processo de banda larga e a função de autocorrelação (MENDES; OLIVEIRA, 2008).

Na prática, a obtenção de uma variância infinita não é realista, sendo usual se considerar um ruído branco de banda limitada, isto é, um processo estocástico caracterizado por um autoespectro com intensidade constante dentro de um determinado intervalo de frequências. Portanto, para a aplicação de métodos de identificação modal estocástica, é usual assumir que a excitação tem as propriedades de um ruído branco: espectro de potência constante e função de autocorrelação com ordenada na origem igual à variância do processo e valor nulo em todas as abcissas restantes.

## **4.2 IDENTIFICAÇÃO DE SISTEMAS ESTRUTURAIS**

### **4.2.1 INTRODUÇÃO**

A identificação de sistemas pode ser definida como um processo de ajuste de parâmetros específicos do modelo adotado aos dados medidos experimentalmente. Este procedimento resulta em valores de parâmetros que representam o comportamento real da estrutura. Nesta pesquisa, são utilizadas técnicas de identificação modal estocástica, onde a entrada é considerada um processo estocástico, do tipo ruído branco.

Como resultado do ensaio sob vibração de caráter aleatório (excitação ambiental e/ou proveniente do uso) tem-se a resposta da estrutura em séries temporais de aceleração de cada grau de liberdade escolhido, sendo os dados utilizados na identificação das frequências naturais da estrutura e de seus respectivos modos de vibração, bem como, se necessário, para estimar as taxas de amortecimento da estrutura.

São apresentados a seguir os procedimentos de aquisição de dados, os métodos de identificação modal estocástica utilizados na pesquisa, bem como a evolução de suas formulações. Os métodos de identificação dinâmica fazem parte de dois grupos distintos, um desenvolvido no domínio do tempo, o SSI-UPC (*Stochastic Subspace Identification – Unweighted Principal Components*), baseado nas séries temporais da resposta da estrutura, dois desenvolvidos no domínio da frequência, o PP (*Peak Picking*) e o CFDD (*Curve-fit Frequency Domain Decomposition*), ambos baseados nas estimativas espectrais da resposta da estrutura.

### **4.2.2 AQUISIÇÃO DAS SÉRIES TEMPORAIS DE RESPOSTA**

A obtenção das séries temporais de resposta é a primeira etapa da identificação dinâmica de estruturas. Ela pode ser efetuada a partir de duas diferentes abordagens; uma através de medições da resposta gerada por excitações controladas, outra através de excitações aleatórias, provenientes de cargas de utilização ou solicitações ambientais, sendo este último procedimento, comumente chamado de OMA (*Operational Modal Analysis*) e utilizado neste trabalho.

Para ambos os casos, os dados são obtidos por sensores que são conectados a um dispositivo de aquisição de dados, o qual atua como uma interface entre os diversos sinais externos e o computador. Ele funciona basicamente como um dispositivo que digitaliza

sinais analógicos de entrada de forma que um computador possa interpretá-los, sendo, para isso, composto por circuitos eletrônicos de condicionamento de sinais, por um conversor analógico-digital (A/D) e pelo barramento do computador. Tem-se como saída, em geral, séries temporais de resposta que são geradas e fornecidas pelo *software* de processamento de sinais. A Figura 4.4 ilustra exemplos dessas séries.

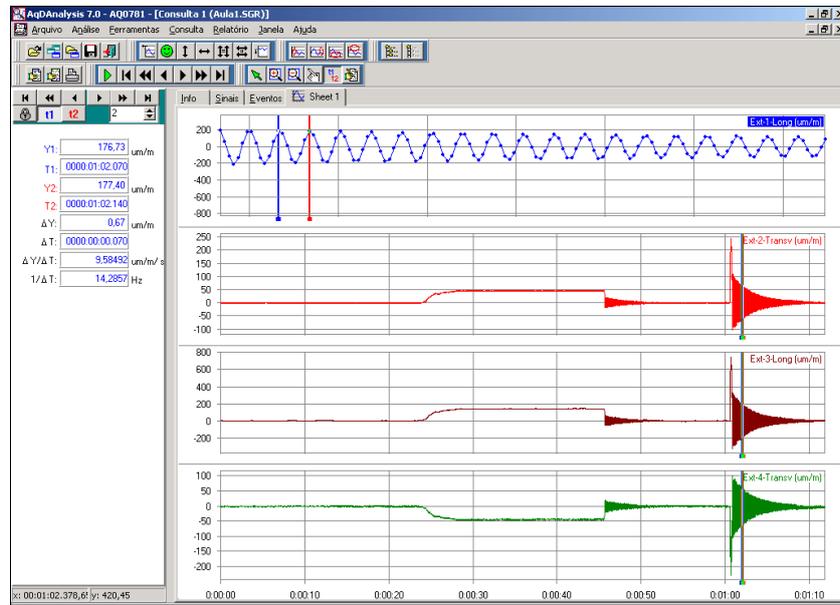


Figura 4.4 – Exemplos de séries temporais de resposta obtidas pelo *software* AqDAnalysis.

Sistemas para SHM (*Structural Health Monitoring*) estão sendo implementados nas cidades de forma crescente. Mais e mais edifícios e outras estruturas como por exemplo, pontes, rodovias, etc., já possuem sistemas de monitoramento a fim de minimizar a possibilidade de riscos estruturais, através do controle contínuo e monitoramento de eventuais danos e mudanças estruturais (PENTARIS *et al.*, 2013). Diferentes técnicas de sensoriamento, incluindo transdutores piezoelétricos (PZT), sensores óticos *Fibre Bragg Grating* (FBG) e acelerômetros, foram integrados nos sistemas de monitoramento avançados. O desempenho dos sistemas para SHM depende das características dos danos extraídos dos sinais. As capacidades dos sensores influenciam significativamente a aplicação do SHM em estruturas de engenharia complexas. Os sensores mais populares usados no SHM incluem transdutores PZT, *Macro Fiber Composite* (MFC), sensores óticos FBG, acelerômetros, *strain gages*, sensores de emissão acústica, etc. (LIU; NAYAK, 2012). Além disso, para detectar várias medições físicas, o sistema de aquisição de dados precisa atender aos seguintes requisitos: (i) alta resolução com uma ampla faixa de medição e alta estabilidade; (ii) medição com alta precisão e multiplicidade de tipos de sensores; (iii) boa

sincronização da amostragem de dados e (iv) robustez em ambiente hostil (LI *et al.*, 2014; LI *et al.*, 2016).

No que diz respeito à composição do sistema de aquisição, especificamente para ensaios dinâmicos com base em excitações ambientais, têm-se os sistemas tradicionais, com acelerômetros conectados por fios à placa de aquisição de dados e os sistemas sem fio (Figura 4.5), recentemente desenvolvidos, com conexão online ou munidos de cartões de memória. Evidentemente a segunda opção gera facilidade por conta da ausência de fios, principalmente no que se refere à utilização de métodos de identificação com medições de referência, onde alguns sensores selecionados transitam na estrutura enquanto outros permanecem em posição fixa. Isso reduz consideravelmente a quantidade necessária de sensores.



Figura 4.5 – Esquema de aquisição com acelerômetros sem fio (MAGALHÃES, 2004).

As técnicas citadas anteriormente são consagradas no que diz respeito à precisão. Entretanto, são consideravelmente caras. Uma das propostas deste trabalho é a utilização de um sistema de aquisição produzido com placas e acelerômetros de baixo custo, resultando na redução das despesas para acompanhamento da vida útil das obras civis.

Nesse sentido, diferentes projetos e pesquisas nos últimos anos, em diferentes áreas da engenharia, têm mostrado a necessidade de sistemas de aquisição de dados de baixo custo, porém precisos (VIDAL-PARDO; PINDADO, 2018). Alguns trabalhos como González *et al.* (2018), Lockridge *et al.* (2016), Moradi e Sivoththaman (2015), Maruthi e Hedge (2016) e Pedotti *et al.* (2017), em variadas áreas, foram realizados com este objetivo. Da mesma forma, a área de engenharia civil poderia ser beneficiada com a redução de custos para monitoramento de estruturas. De fato, alguns pesquisadores perceberam essa possibilidade, como demonstram os trabalhos desenvolvidos em Kim *et al.* (2008), Cochran *et al.* (2009), Sabato *et al.* (2016), Girolami *et al.* (2017), Girolami *et al.* (2018) e Dumont e Wolf (2018),

os quais obtiveram resultados promissores com seus sistemas. Em Sabato *et al.* (2017) é feita uma revisão resumida dos sistemas desenvolvidos, entre os anos de 2006 e 2016, para identificação e análise de micro vibrações, dando ênfase nas suas características sensoriais e performances. Esta pesquisa utiliza a plataforma de prototipagem eletrônica Arduino, especificamente através da placa Arduino/Genuino 101. A Figura 4.6 ilustra a placa utilizada neste trabalho.

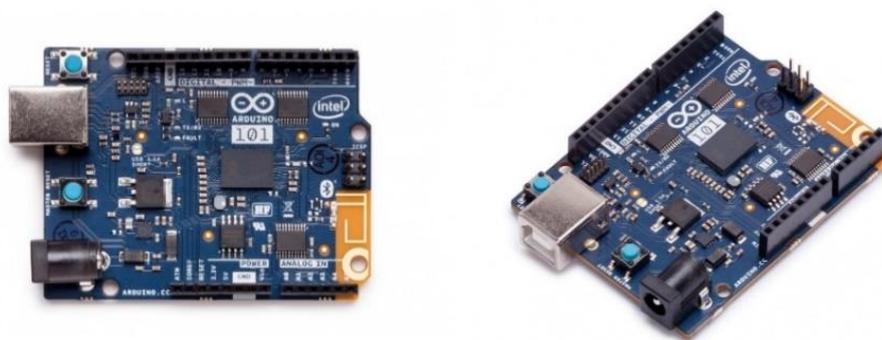


Figura 4.6 – Placa Arduino/Genuino 101 (GENUINO 101, 2018).

Com a plataforma Arduino, que utiliza linguagem de programação C/C++, é possível produzir um sistema de aquisição equivalente ao apresentado pelos acelerômetros convencionais tanto conectados à placa de aquisição de dados, quanto àqueles sem fio, capaz de gerar medições simultâneas e de forma remota, com possibilidade de trânsito dos equipamentos pela estrutura.

No Capítulo 5 serão apresentados detalhes das características do sistema de aquisição de dados proposto nesta pesquisa, bem como os resultados dos ensaios realizados para sua validação. As séries temporais de aceleração obtidas pelo sistema serão utilizadas para a identificação dinâmica de todo sistema estrutural e dos estais, com o objetivo, respectivamente, de determinação das frequências naturais e modos de vibração, e das forças de protensão.

### 4.2.3 IDENTIFICAÇÃO DAS FORÇAS DE PROTENSÃO DOS CABOS

Um método relativamente mais simples e menos dispendioso para estimar as forças de cabos em pontes estaiadas é baseado na Teoria da Corda Vibrante, levando-se em consideração os valores identificados de frequências naturais dos estais (CUNHA;

CAETANO, 1999). Um cabo tensionado, fixo em ambas as extremidades constitui um sistema cuja velocidade de propagação de ondas é independente da frequência. Assim, uma solicitação transversal aplicada num ponto qualquer do cabo origina uma onda estacionária que se propaga até as suas extremidades e é sucessivamente refletida, originando configurações deformadas com forma senoidal, caracterizadas pelas frequências naturais de vibração  $f_{nm}$  do cabo dadas pela Lei de Mersenne/Taylor das cordas vibrantes (GOMES, 2006), através da seguinte relação:

$$f_{nm} = \frac{nm}{2L} \sqrt{\frac{T}{m_c}} \quad 4.49$$

Onde:

$f_{nm}$ : frequência natural do cabo no modo  $nm$  de vibração;

$nm$ : número do modo de vibração;

$L$ : comprimento do cabo;

$T$ : força axial do cabo;

$m_c$ : massa por unidade de comprimento do cabo.

Gomes (2006) realizou um estudo comparativo entre as Teorias das Cordas Vibrantes e de Irvine (teoria linear para a análise da vibração livre de um cabo, considerada exata). Da análise concluiu-se que, para os cabos mais curtos, a aproximação das frequências obtidas pela Teoria das Cordas Vibrantes leva a erros quase nulos. Para os cabos mais longos, as frequências naturais são mais afetadas pela curvatura, resultando em erros elevados para a primeira frequência natural, com valores de 10,6% para a ponte da Normandia e 4,7% para a ponte de Ikuchi. As frequências dos demais modos, calculadas pela Teoria das Cordas e comparadas com a solução de Irvine, apresentaram diferenças máximas de 0,17%.

Nesta etapa, visto o menor esforço computacional, a identificação das frequências naturais experimentais, utilizadas na estimativa das forças axiais dos estais, será feita através do método PP. Este método se baseia na seleção dos picos de frequência dos espectros de potência do sinal registrado experimentalmente, os quais representam as frequências naturais do sistema. Estes picos, nesse trabalho, foram obtidos utilizando o *software* MATLAB. Como as funções de densidade espectral de potência são a base de todos os métodos no

domínio da frequência, a formulação do método utilizado nesta etapa será indiretamente apresentada na próxima seção, especificamente no tópico 4.2.4.2.

#### **4.2.4 IDENTIFICAÇÃO DAS PROPRIEDADES DINÂMICAS DO SISTEMA ESTRUTURAL**

##### *4.2.4.1 Stochastic Subspace Identification – Unweighted Principal Components (SSI-UPC)*

Os métodos SSI-DATA consistem no ajuste de um modelo à informação experimental, sendo esse modelo parametrizado sob a forma das matrizes de representação em espaço de estado de um sistema estocástico no tempo discreto (RODRIGUES, 2004), apresentada anteriormente. A avaliação é realizada com base na projeção geométrica do espaço das séries de resposta do “futuro”, no espaço das séries de resposta do “passado”. Visto que as medições são feitas em diferentes *setups* e em diferentes instantes, alguns pontos são definidos como graus de liberdade de referência. Esta abordagem mostra como a resposta de um sistema em um determinado instante se relaciona com a resposta em instantes anteriores, e no cancelamento do ruído presente na resposta que não tem correlação com a resposta em instantes anteriores, ou seja, que não tem projeção no espaço das séries de resposta do “passado”.

##### *Organização das séries temporais de resposta pela matriz de Hankel*

As medições para aplicações de análise modal geralmente contêm alguma redundância. Desde que a resolução espacial das formas modais experimentais seja determinada pela posição e pelo número de sensores, geralmente muitos sensores (principalmente acelerômetros) são usados no ensaio de análise modal. Teoricamente, se nenhum dos sensores for colocado no ponto correspondente a um nó de um modo de vibração, todos os sinais carregarão a mesma informação de frequências naturais e taxas de amortecimento. Para diminuir esta redundância, alguns sinais são parcialmente omitidos no processo de identificação, levando a algoritmos que são mais rápidos e exigem menos memória do computador sem perder muito da precisão. No final, os sensores omitidos são novamente incluídos para produzir o modo de vibração "completo" (PEETERS, 2000).

Os métodos SSI-DATA, que é o caso do algoritmo SSI-UPC, lidam diretamente com as séries temporais de resposta da estrutura a vibrações ambientais. Entretanto, segundo vários autores, é preferível organizar os sinais de resposta sob a forma da matriz de Hankel (matriz simétrica com elementos iguais em cada anti-diagonal). Esta matriz é composta por  $2i$  linhas bloco e  $N$  colunas. Os primeiros  $i$  blocos têm  $r$  linhas e os últimos,  $l$  linhas. Segundo Peeters (2000), por razões estatísticas dos métodos, assume-se que  $N \rightarrow \infty$ , sendo a matriz dividida em respostas de referências “passadas” e “futuras”, como já mencionado anteriormente, e dada por:

$$H^{ref} = \frac{1}{\sqrt{N}} \begin{pmatrix} y_0^{ref} & y_1^{ref} & \cdots & y_{N-1}^{ref} \\ y_1^{ref} & y_2^{ref} & \cdots & y_N^{ref} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{i-1}^{ref} & y_i^{ref} & \cdots & y_{i+N-2}^{ref} \\ y_i & y_{i+1} & \cdots & y_{i+N-1} \\ y_{i+1} & y_{i+2} & \cdots & y_{i+N} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ y_{2i-1} & y_{2i} & \cdots & y_{2i+N-2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Y_{0/i-1}^{ref} \\ Y_{i/2i-1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} Y_p^{ref} \\ Y_f \end{pmatrix} \begin{matrix} \updownarrow ri \\ \updownarrow li \end{matrix} \quad 4.50$$

### *Filtro Kalman*

O filtro Kalman tem como objetivo a utilização de medições de grandezas realizadas ao longo do tempo, contaminadas com ruído e outras incertezas, e gerar resultados que tendam a se aproximar dos valores reais medidos e valores associados. Basicamente, o filtro estima o estado de um sistema dinâmico linear a partir de uma série de medições ruidosas através da produção de estimativas dos valores reais de grandezas medidas e valores associados predizendo um valor, estimando a incerteza do valor predito e calculando uma média ponderada entre o valor predito e o valor medido. O peso maior é dado ao valor de menor incerteza. As estimativas geradas pelo método tendem a estar mais próximas dos valores reais que as medidas originais, pois a média ponderada apresenta uma melhor estimativa de incerteza que ambos os valores utilizados no seu cálculo. No mais, na maioria das aplicações, o estado completo do sistema é muito maior, apresentando mais graus de liberdade que os poucos medidos. Porém, ao combinar uma série de medições, o filtro de Kalman é capaz de estimar o estado completo.

Os métodos SSI-DATA lidam especificamente com a avaliação de sequências de estado de um filtro Kalman. No contexto de modelos de estado discretos no tempo, o filtro

busca uma estimativa ótica do vetor de estado do sistema no instante  $k$ ,  $\hat{x}_k$ , utilizando as respostas observadas até o instante  $k - l$ , suas matrizes e matrizes de correlação do ruído. Assim, segundo Rodrigues (2004), admitindo uma estimativa inicial do estado  $\hat{x}_0 = 0$ , correlação inicial da estimativa do estado  $P_0 = E[\hat{x}_0 \hat{x}_0^T] = 0$  e respostas observadas  $y_0, \dots, y_{k-1}$ , a estimativa  $\hat{x}_k$  do estado através de um filtro de Kalman de estado não estacionário, é definida pelas seguintes expressões recursivas:

$$\begin{aligned} \hat{x}_k &= A\hat{x}_{k-1} + K_{a|k-1}(y_{k-1} - C\hat{x}_{k-1}) \\ K_{a|k-1} &= (G - AP_{k-1}C^T)(R_0 - CP_{k-1}C^T)^{-1} \end{aligned} \quad 4.51$$

$$P_k = AP_{k-1}A^T + (G - AP_{k-1}C^T)(R_0 - CP_{k-1}C^T)^{-1}(G - AP_{k-1}C^T)^T$$

E expressa por:

$$\hat{x}_k = \Gamma_k^{rev} T_{1-i/0}^{-1} \begin{bmatrix} y_0 \\ y_1 \\ \vdots \\ y_{k-1} \end{bmatrix} \quad 4.52$$

Onde:

$\hat{x}_k$  = estimativa de estado do filtro Kalman;

$K_{a|k-1}$  = matriz de ganho do filtro Kalman;

$P_k$  = matriz de correlação do filtro Kalman;

$\Gamma_k^{rev}$  = matriz de controlabilidade estocástica revertida;

$T_{1-i/0}$  = matriz de Toeplitz com as funções de correlação  $R$  da resposta do sistema.

Sendo a matriz de controlabilidade estocástica revertida dada por:

$$\Gamma_k^{rev} = [A^{k-1}G \quad A^{k-2}G \quad \dots \quad AG \quad G] \quad 4.53$$

E a matriz de Toeplitz por:

$$T_{1-i/0} = \begin{bmatrix} R_0 & R_{-1} & \vdots & R_{1-i} \\ R_1 & R_0 & \vdots & R_{2-i} \\ \dots & \dots & \ddots & \vdots \\ R_{i-1} & R_{i-2} & \dots & R_0 \end{bmatrix} \quad 4.54$$

Tem-se então a definição da seqüência de estado de um filtro de Kalman  $\hat{X}_i$ , dada por:

$$\hat{X}_i = [\hat{x}_i \quad \hat{x}_{i+1} \quad \dots \quad \hat{x}_{i+N-1}] = \Gamma_k^{rev} T_{1-i/0}^{-1} Y_p^{ref} \quad 4.55$$

Onde:

$Y_p^{ref}$  = matriz de Hankel das séries de resposta do “passado”.

### *Decomposição em valores singulares*

Trata-se do procedimento de fatoração de uma matriz, real ou complexa. Admitindo uma matriz  $M$ , com dimensão  $m \times n$ , a decomposição resulta na seguinte forma:

$$M = URV^* \quad 4.56$$

Onde:

$U$ : matriz unitária  $m \times m$  real ou complexa;

$R$ : matriz retangular diagonal  $m \times n$  com números reais não negativos na diagonal;

$V^*$ : matriz unitária  $n \times n$  real ou complexa.

O índice “\*” significa conjugada transposta da matriz. As entradas diagonais de  $R$  são os denominados valores singulares de  $M$ . As  $m$  colunas de  $U$  são os chamados vetores singulares à esquerda de  $M$  e as  $n$  colunas de  $V$ , os vetores singulares à direita de  $M$ .

As decomposições em valores singulares e em autovalores estão intimamente relacionadas. Os vetores singulares à esquerda de  $M$  são autovetores de  $MM^*$ . Os vetores singulares à direita de  $M$  são autovetores de  $M^*M$ . Os valores singulares não-nulos de  $M$ , localizados na diagonal de  $R$ , são as raízes quadradas dos autovalores não-nulos de  $MM^*$  ou  $M^*M$ .

### Diagramas de estabilização

Os métodos SSI fazem uso de um diagrama de estabilização, o qual seleciona modos estáveis, instáveis e de ruído, determinando assim, a dimensão do espaço de estado ideal. Para que os modos sejam classificados como estáveis, eles devem cumprir determinados requisitos, como por exemplo, apresentar um intervalo válido de taxas de amortecimento. Ajustando este intervalo, os componentes harmônicos e os modos não físicos podem ser filtrados, sendo apenas os modos de vibração verdadeiros destacados como modos estáveis.

### Formulação base dos métodos SSI-DATA

O SSI-DATA baseia-se no conceito de que na realização da projeção da resposta “futura” na resposta “passada” está toda a informação “passada” necessária para prever a resposta “futura”. Esta projeção, formada pelas matrizes de Hankel já definidas anteriormente, é definida da seguinte forma:

$$P_i^{ref} = \frac{Y_f}{Y_p^{ref}} = Y_f (Y_p^{ref})^T \left( Y_p^{ref} (Y_p^{ref})^T \right)^* Y_p^{ref} \quad 4.57$$

A projeção do espaço das séries de resposta do “futuro” no espaço das séries de resposta do “passado”,  $P_i^{ref}$ , é determinada através da ferramenta matemática de decomposição ortogonal, da seguinte forma:

$$P_i^{ref} = O_i \hat{X}_i = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ \vdots \\ CA^{i-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \hat{x}_i & \hat{x}_{i+1} & \cdots & \hat{x}_{i+N-1} \end{bmatrix} \quad 4.58$$

Onde:

$O_i$  = matriz de observabilidade do sistema, com  $2n$  linhas;

$\hat{X}_i$  = sequência de estado do filtro Kalman, com  $2n$  colunas.

A matriz  $P_i^{ref}$  possui ranque igual a duas vezes a ordem  $n$  do sistema, podendo ser esta ordem obtida através de outro algoritmo de decomposição, agora o de decomposição em valores singulares, da seguinte forma:

$$P_i^{ref} = U_1 S_1 V_1^T \quad 4.59$$

Resultando em:

$$O_i = U_1 \sqrt{S_1} \quad 4.60$$

$$\hat{X}_i = O_i^* P_i^{ref}$$

Tem-se então, com base no número de valores singulares não nulos da matriz de projeção  $P_i^{ref}$ , a ordem  $n$  do sistema.

Busca-se agora as matrizes da representação de estado de um modelo estocástico no tempo discreto, fundamentais para identificação do sistema com o SSI-DATA,  $A$  e  $C$ , que podem ser encontradas através de uma segunda projeção  $P_{i-1}^{ref}$ , obtida pela forma alternativa da expressão 4.50, ou seja, das matrizes de Hankel. Segundo Rodrigues (2004), essa forma alternativa é definida fazendo com que a separação entre os blocos de linhas das séries do passado e os das séries do futuro desça um bloco, resultando na seguinte representação:

$$P_{i-1}^{ref} = \frac{Y_{f-}}{Y_{p+}} = O_{i-1} \hat{X}_{i+1} \quad 4.61$$

Sendo a sequência de estado de um filtro Kalman  $\hat{X}_{i+1}$  estimada por:

$$\hat{X}_{i+1} = O_{i-1}^* P_{i-1}^{ref} \quad 4.62$$

Têm-se então, as estimativas das duas sequências de estado, com o seguinte sistema de equações para a representação em espaço de estado de um sistema estocástico discreto no tempo:

$$\begin{bmatrix} \hat{X}_{i+1} \\ Y_{i/i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A \\ C \end{bmatrix} \hat{X}_i + \begin{bmatrix} W_i \\ V_i \end{bmatrix} \quad 4.63$$

Onde:

$Y_{i/i}$ : matriz de Hankel com apenas um bloco de linhas;

$W_i$ : série referente ao ruído do processo;

$V_i$ : série referente ao ruído da medição.

Com o conhecimento das respostas e das sequências de estado, é possível estimar as matrizes A e C do sistema, visto que os resíduos não estão relacionados à sequência de estado, através da seguinte solução em mínimos quadrados:

$$\begin{bmatrix} A \\ C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{X}_{i+1} \\ Y_{i/i} \end{bmatrix} \hat{X}_i^* \quad 4.64$$

Sendo assim, os resíduos  $W_i$  e  $V_i$  representam os resíduos da solução em mínimos quadrados apresentada acima, podendo ser estimados da seguinte forma:

$$\begin{bmatrix} W_i \\ V_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{X}_{i+1} \\ Y_{i/i} \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} A \\ C \end{bmatrix} \hat{X}_i \quad 4.65$$

#### *Variante SSI-UPC*

A variante SSI-UPC representa uma alternativa às variantes SSI-PC (*Principal Components*) e SSI-CVA (*Canonical Variate Analysis*) no que diz respeito à escolha das matrizes de ponderação. Como base, todas as variantes estabelecem uma ponderação à matriz de projeção  $P_i^{ref}$ , através de duas matrizes  $W_1$  e  $W_2$ , que multiplicam a matriz de projeção pela esquerda e pela direita, respectivamente, da seguinte forma:

$$P_{i,w}^{ref} = W_1 P_i^{ref} W_2 \quad 4.66$$

Em outras palavras, tem-se a decomposição em valores singulares da matriz de projeção ponderada  $P_{i,w}^{ref}$ , fornecendo maior estabilidade numérica. As matrizes de ponderação  $W_1$  e  $W_2$ , no caso da variante SSI-UPC, são iguais à matriz identidade, resultando assim, em uma definição com ranque completo para  $W_1$  e na semelhança entre os ranques da matriz  $Y_p^{ref}$  e do produto vetorial  $Y_p^{ref} W_2$ . Como resultado, tem-se peso proporcional à contribuição para a resposta do respectivo modo de vibração.

Essa variante está implementada no *software* ARTeMIS Modal 4.0, com o qual podem ser gerados os diagramas de estabilização dos modelos em espaço de estado estimados, bem como as frequências naturais e taxas de amortecimento extraídas. A Figura 4.7 apresenta um exemplo de aplicação do diagrama, extraído do *software*, como modos estáveis em vermelho e modos considerados de ruído em marrom.

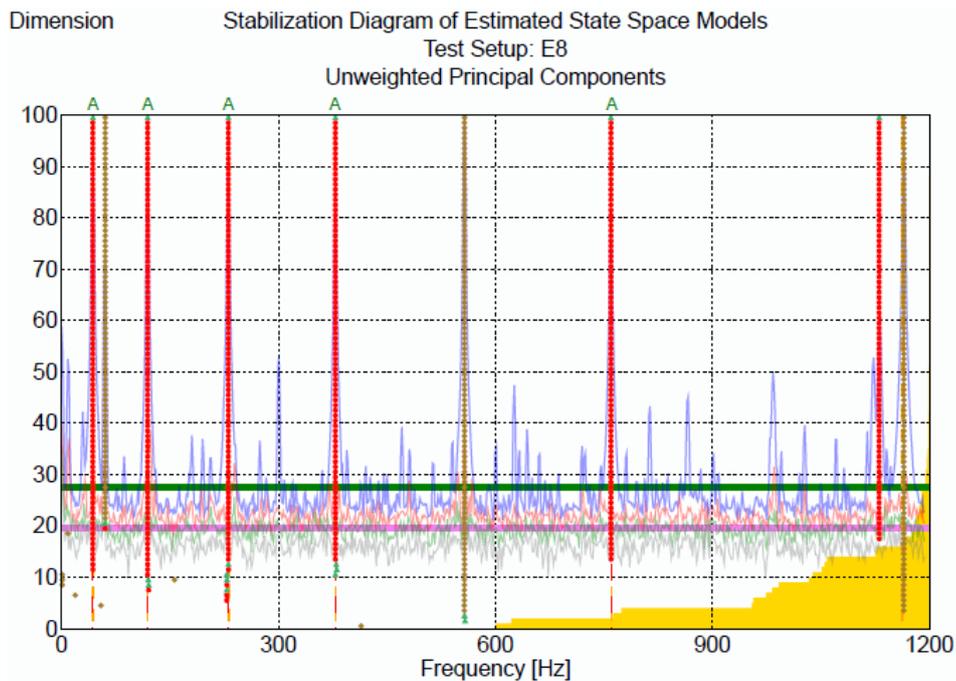


Figura 4.7 – Exemplo de aplicação do diagrama de estabilização, extraído do ARTeMIS Modal 4.0, utilizando a variante SSI-UPC.

Uma vez que a estimativa do modelo encontrada pela variante descrita acima, bem como de todas as técnicas SSI, não depende de nenhuma transformação de Fourier para o domínio da frequência, nenhum *leakage* é introduzido. O *leakage* sempre é introduzido ao aplicar a transformada de Fourier e ao assumir periodicidade, resultando em uma superestimação imprevisível do amortecimento. Além disso, não apresenta problemas com sinais determinísticos, muitas vezes chamados de harmônicos no âmbito da OMA, ou com harmônicos introduzidos por máquinas rotativas, uma vez que os parâmetros modais são extraídos diretamente por parâmetros de ajuste às séries temporais medidas. Os harmônicos são estimados apenas como modos muito ligeiramente amortecidos. Isso contrasta com os métodos no domínio de frequência, que dependem da estimativa de densidades espectrais de meia potência, os quais assumem que a excitação é de banda larga, do tipo ruído branco (SVIBS, 2018).

#### 4.2.4.2 Curve-fit Frequency Domain Decomposition (CFDD)

A técnica CFDD faz uso das funções de densidade espectral da resposta. Na prática, são estimativas destas funções, visto que as séries temporais de resposta experimentais são discretas no tempo, sendo considerados os espectros normalizados médios. Além disso, a

técnica também utiliza a ferramenta de decomposição dessas estimativas em valores singulares.

#### *Estimativa das Funções de Densidade Espectral de Potência da Resposta*

A análise das funções de densidade espectral de potência (DEP) da resposta da estrutura é a base dos métodos de identificação estocástica no domínio da frequência. Estas funções podem ser estimadas fazendo uso da DFT (*Discrete Fourier Transform*) dos sinais de resposta que, segundo Rodrigues (2004), é a maneira mais eficiente de avaliar estas funções. Esta proposta de estimativa da DEP foi apresentada por Welch (1967), sendo esta forma de cálculo otimizada pelo desenvolvimento do algoritmo FFT (*Fast Fourier Transform*) apresentado em Cooley (1965).

O espectro de resposta ou DEP descreve como a potência de um sinal  $y(t)$ , seja ele aleatório ou determinístico, se distribui na frequência e, por esta razão, é medida em watts/Hertz (W/Hz). Trata-se de um parâmetro de extrema importância no estudo de sistemas, pois permite que se conheça o conteúdo de frequência de um sinal qualquer. Os ruídos brancos, utilizados aqui como excitação, são exemplos de sinais de potência, possuindo energia infinita, porém com potência média finita.

Quando se tem um sinal determinístico, o conteúdo de frequências pode ser determinado por meio da conhecida transformada de Fourier. Entretanto, com processos aleatórios não é possível realizar o cálculo teórico da transformada, visto que tais processos não podem ser descritos com expressões matemáticas determinísticas. Existe uma forma simples de contornar este problema, utilizando as funções de correlação, já definidas no tópico anterior, do processo estocástico sob análise. A função DEP, ou autoespectro, é então obtida através da transformada de Fourier da função de autocorrelação, conforme a equação 4.67, sendo o resultado ilustrado na Figura 4.8.

$$S_{xx}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xx}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad 4.67$$

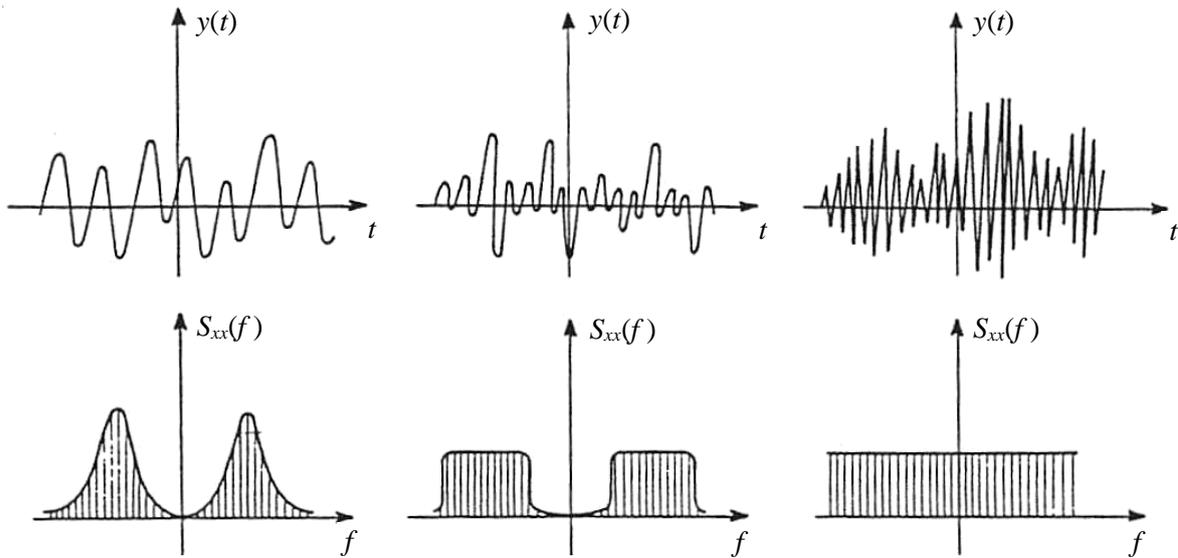


Figura 4.8 – Exemplo das relações entre os processos estocásticos e os espectros de potência (MAGALHÃES, 2004) adaptada.

É possível obter o espectro de potência cruzado utilizando o mesmo procedimento à função de correlação cruzada:

$$S_{xy}(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_{xy}(\tau) e^{-i2\pi f\tau} d\tau \quad 4.68$$

Como as medidas de aceleração são feitas em instantes de tempo, com intervalos de  $\Delta t$ , as séries temporais terão  $N_d$  pontos. Dessa forma, pode-se obter, para uma frequência  $f = 1/(N_d \cdot \Delta t)$ , as estimativas das funções espectrais, auto e cruzada, da seguinte maneira:

$$\hat{S}_x(f) = \frac{1}{N_d \cdot \Delta t} |X_{nk}(f)|^2 \quad \text{e} \quad \hat{S}_{xy}(f) = \frac{1}{N_d \cdot \Delta t} |X_{nk}(f) \cdot Y_{nk}(f)|^2 \quad 4.69$$

Onde:

$X_{nk}(f)$ : DFT aplicada à série  $x_k(t)$ ;

$Y_{nk}(f)$ : DFT aplicada à série  $y_k(t)$ .

As informações espectrais podem ser organizadas em matrizes das funções de densidade espectral. Na diagonal principal, colocam-se os autoespectros, e fora, os espectros cruzados, podendo a relação entre a resposta de uma estrutura com  $n$  graus de liberdade e a excitação estocástica, ser definida como:

$$S_q(\omega) = H(\omega) \cdot S_p(\omega) \cdot H^H(\omega) \quad 4.70$$

Onde:

$S_q(\omega)$ : matriz das funções de densidade espectral da resposta, em função da frequência circular;

$H(\omega)$ : matriz das FRFs (o índice “ $H$ ” indicando transposição da matriz e obtenção dos complexos conjugados);

$S_p(\omega)$ : matriz das funções de densidade espectral da excitação.

Visto que a excitação é admitida como um ruído branco, segundo Tavares (2013), a matriz  $S_p(\omega)$  será constante e dependente apenas da matriz de correlação  $R_p$  para  $\tau = 0$ , resultando na seguinte relação:

$$S_q(f) = H(\omega) \cdot R_p \cdot H^H(\omega) \quad 4.71$$

Além de assumir que a excitação é do tipo ruído branco, se for suposto que as excitações que atuam em cada um dos graus de liberdade são independentes entre si, não havendo assim qualquer correlação entre cada uma delas, a matriz de correlação  $R_p$  será uma matriz diagonal constante. Desta forma, é possível escrever uma expressão que permite determinar qualquer elemento da matriz das funções DEP da resposta a partir da contribuição de cada modo genérico  $k$ , sendo possível separar a contribuição de cada modo (Tavares, 2013), como se segue:

$$S_{q(i,j)}(\omega)^k = \sum_{k=1}^n \frac{(\varphi_i)_k \cdot (\varphi_r)_k}{\omega_k^2 - \omega^2 + 2\xi_k \omega \omega_k} \cdot R_{p,rr} \cdot \frac{(\varphi_j)_k \cdot (\varphi_r)_k}{\omega_k^2 - \omega^2 + 2\xi_k \omega \omega_k} \quad 4.72$$

Como dito anteriormente, a transformada de Fourier das equações 4.69, foi otimizada através do desenvolvimento da FFT. Segundo Tavares (2013), ao utilizar a primeira transformada, a estimativa espectral obtida apresenta uma variância muito elevada devido ao fato do seu cálculo se basear numa série discreta finita.

Além disso, segundo Brown *et al.* (1999), conforme citado por Rodrigues (2004), para reduzir os efeitos de escorregamento (*leakage*), antes do cálculo da DFT, devem-se aplicar janelas de processamento de sinal, ou janelas de dados, aos sinais de resposta. No caso de sinais de tipo aleatório, que é a situação dos sinais de resposta registrados em ensaios de medição de vibrações ambientais, a janela de *Hanning* é a normalmente utilizada.

Resumidamente, trata-se da segmentação dos dados através da divisão da série temporal em segmentos, contento cada, um número estipulado de valores. Em Mendes e Oliveira (2008) pode ser encontrada uma descrição destes tipos de erros, bem como da janela de *Hanning*.

*Função de densidade espectral de potência normalizada média*

A normalização é um artifício utilizado para contornar alguns inconvenientes quando se trabalha com estruturas de pontes, ou seja, estruturas com grande número de pontos instrumentados e, conseqüentemente, vários *setups* de medição. Com o maior número de graus de liberdade, tem-se um maior número de picos de frequência de cada autoespectro a serem identificados. Além disso, Tavares (2013) salienta que a hipótese de análise de um único autoespectro também deve ser desconsiderada, visto que o grau de liberdade medido poderá localizar-se em um ponto de ordenada modal nula, não permitindo a identificação da respectiva frequência natural; fora a possibilidade de durante as medições de cada *setup*, as ações ambientais não serem suficientes para excitar todos os modos de vibração.

Outro fator importante está na variação da intensidade da excitação durante o ensaio, que leva a diferentes conteúdos energéticos das séries temporais medidas. Sendo assim, busca-se a normalização do conteúdo energético de cada espectro, que pode ser realizada através da divisão de cada ordenada da função (DEP), pelo somatório de todas as ordenadas, resultando em uma DEP normalizada (DEPN), da seguinte forma:

$$DEPN_i(\omega) = \frac{DEP_i(\omega)}{\sum_{k=1}^N DEP_i(\omega_k)} \quad 4.73$$

Tem-se através da expressão 4.73 a igualdade entre as áreas sob cada espectro, sendo o próximo passo a determinação das funções de densidade espectrais de potência normalizadas médias (DEPNM), ou seja:

$$DEPNM = \frac{1}{setups} \sum_{i=1}^{setups} DEPN_i(\omega) \quad 4.74$$

A expressão acima fornece graficamente a identificação dos picos relacionados aos modos de vibração natural sendo, a base dos métodos FDD, como por exemplo, o CFDD.

### *Desenvolvimento do método*

A técnica CFDD representa o último patamar da evolução dos métodos de identificação no domínio da frequência. O método mais antigo é o PP, também conhecido como BFD, seguido do método FDD e da variante deste último, o EFDD.

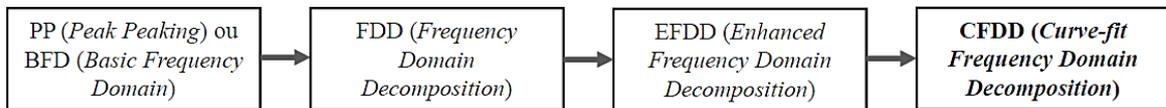


Figura 4.9 – Evolução das técnicas de identificação no domínio da frequência.

Todos os métodos FDD possuem como base as funções de densidade espectrais da resposta, tendo as seguintes etapas coincidentes:

i) Avaliação das funções de densidade espectral normalizadas da resposta, apresentadas acima;

ii) Decomposição em valores singulares, apresentada no tópico 4.2.4.1, da matriz das funções de densidade espectral normalizadas;

A ferramenta de decomposição permite o desacoplamento da matriz de densidade espectral, ou seja, a matriz é decomposta nas funções de densidade espectral de cada grau de liberdade correspondente a cada modo de vibração natural da estrutura. Por exemplo, admitindo uma estrutura com 5 graus de liberdade. A decomposição transforma o espectro da resposta em 5 autoespectros correspondentes a 5 osciladores de um grau de liberdade com as mesmas frequências e amortecimentos dos 5 modos de vibração da estrutura, resultando em 5 espectros relacionados aos 5 valores singulares, sendo o espectro mais importante, aquele relacionado ao primeiro valor singular.

iii) Seleção dos picos dos espectros normalizados e decompostos em valores singulares, os quais correspondem às frequências naturais da estrutura;

iv) Avaliação dos modos de vibração natural, nos graus de liberdade obtidos, através dos vetores singulares.

A Figura 4.10 apresenta um exemplo de decomposição de uma matriz de espectros em  $N_S$  valores singulares.

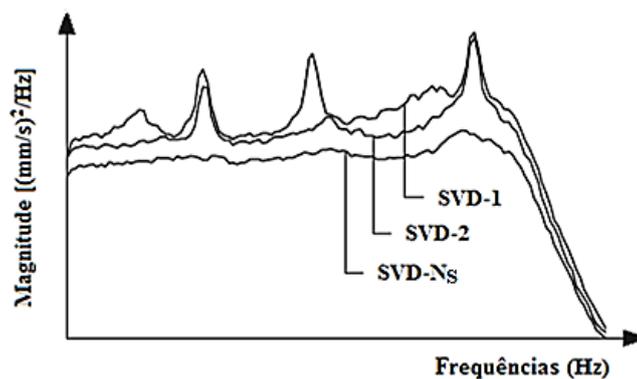


Figura 4.10 – Funções de densidade espectral decompostas em  $N_S$  valores singulares (OLIVEIRA, 2014) adaptada.

Tem-se a partir daí, para as variantes EFDD e CFDD, a possibilidade de utilização de ferramentas adicionais para melhor estimativa das propriedades modais, da seguinte forma:

v) Utilização dos espectros de valores singulares para identificação da função de densidade espectral de cada modo de vibração, considerada para ajustar a estimativa das propriedades dinâmicas;

A identificação da função, inicialmente, é feita da mesma forma que no FDD, pela seleção do pico de ressonância e do vetor relacionado ao valor do pico. Adicionalmente, tem-se a utilização do coeficiente MAC, através da relação entre o vetor singular relacionado ao pico de ressonância e os vetores singulares nas frequências vizinhas a este pico. Trata-se de um processo de seleção da função de densidade espectral que é realmente dominada pelo vetor modal da ressonância. Por exemplo, um valor elevado do MAC para a relação citada anteriormente, significa que o valor singular, relacionado ao vetor singular analisado, faz parte da função de densidade espectral do sistema com um grau de liberdade do modo de vibração em análise. No caso contrário, dá-se zero ao valor da função. Têm-se então uma análise das regiões dos espectros com vetores singulares fortemente correlacionados, e não somente dos picos dos espectros.

Rodrigues (2004) ressalta que para sistemas com frequências naturais próximas, as funções de densidade espectral dos sistemas com um grau de liberdade envolvem contribuições de diversos espectros de valores singulares. Se os sistemas tiverem modos com frequências bem separadas, a seleção dessas funções envolverá, em geral, apenas o espectro do 1º valor singular.

vi) Ponderação dos vetores singulares com os respectivos valores singulares, com posterior determinação do seu valor médio;

Para elevados valores singulares, em outras palavras, mais próximos ao pico, maior peso é dado ao respectivo vetor singular na estimativa dos modos. Tem-se uma estimativa média ponderada dos modos de vibração para cada grau de liberdade observado. Sendo assim, tem-se a informação em toda a região selecionada para cada modo.

vii) Aplicação da inversa da DFT às funções de densidade espectral para obtenção das correspondentes funções de autocorrelação, para, a partir destas, obter as estimativas das frequências naturais e dos coeficientes de amortecimento;

As estimativas ajustadas das frequências naturais podem ser determinadas através de regressão linear nos instantes de passagem das funções de autocorrelação pelo eixo do tempo e nos valores máximos, levando-se em consideração a relação entre a frequência natural e a frequência natural amortecida.

Visto que as funções de autocorrelação variam no tempo discreto, apresentando assim pequenos patamares ao longo das curvas, em Brincker *et al.* (2001) é proposta a utilização de uma interpolação quadrática para a avaliação dos valores máximos e dos seus instantes de ocorrência, e de uma interpolação linear para determinação dos instantes de passagem pelo eixo do tempo.

O CFDD adiciona uma camada de estimativa modal à estimativa fornecida pelo FDD, utilizando as formas modais identificadas pelo FDD para identificar os espectros de cada grau de liberdade e, a partir destes, estimar cada frequência e coeficiente de amortecimento usando uma técnica de ajuste de curva (algoritmo *curve-fitting*) no domínio de frequência. Além disso, no contexto da OMA, como são utilizadas excitações ambientais e/ou de utilização não conhecidas, os sinais de entrada possuem característica estocástica. Entretanto, Jacobsen (2006) alerta sobre a presença de componentes harmônicos, ou seja, de sinais determinísticos, sobrepostos à excitação estocástica, e a necessidade de separação destes componentes harmônicos dos modos estruturais, com o objetivo de reduzir sua influência na identificação das propriedades modais. Isso vem do fato de que os componentes harmônicos podem tanto influenciar a função de densidade espectral utilizada para estimar os parâmetros modais, quanto ser até mesmo confundidos com modos estruturais. Para modos mais fracos, por exemplo, essa influência se mostra mais forte.

Assim, em Jacobsen *et al.* (2008), é apresentado um método para detecção de componentes harmônicos utilizando verificação rápida de curtose juntamente com a etapa adicional de ajuste curva no domínio da frequência, mencionada anteriormente. Segundo o autor, esta abordagem combinada torna possível extrair rapidamente os modos estruturais, mesmo quando vários componentes harmônicos estão presentes e mesmo quando os componentes harmônicos estão localizados exatamente nas frequências naturais dos modos de vibração. Têm-se os seguintes passos adicionais, apresentados em Jacobsen *et al.* (2008):

viii) Eliminação dos harmônicos a partir da interpolação linear aplicada ao espectro de potência relacionado ao valor singular em análise, em geral o primeiro.

A Figura 4.11 ilustra o espectro de potência obtido com a técnica EFDD, o qual apresenta um pico instável (destacado em verde), em 374 Hz, próximo à primeira frequência natural do sistema, com valor de 354 Hz.

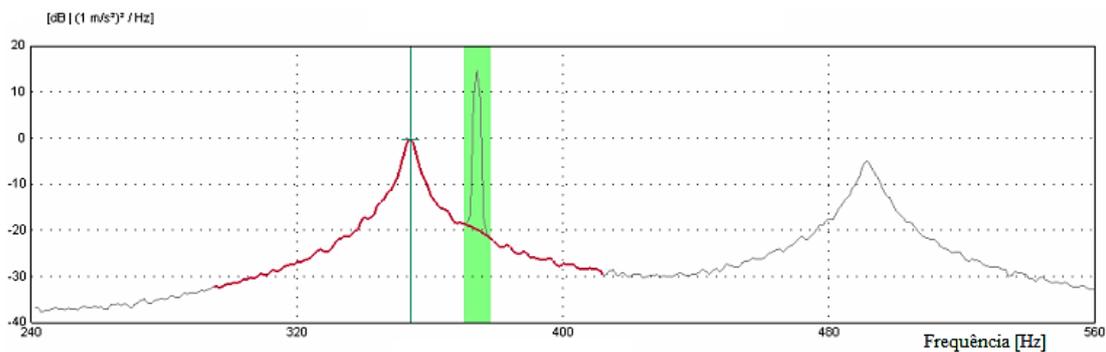


Figura 4.11 – Remoção do componente harmônico do gráfico de densidade espectral do SVD utilizando interpolação linear (JACOBSEN *et al.*, 2008).

ix) Utilização do algoritmo *curve-fitting* à curva obtida anteriormente;

A subsequente utilização do algoritmo melhora a precisão para situações em que os harmônicos estão situados perto ou na frequência natural. Além disso, a interpolação linear, citada no item anterior, gera um leve corte no pico da função, o que influencia a estimativa da frequência natural e superestima o coeficiente de amortecimento, o que também pode ser contornado com a utilização do algoritmo. A Figura 4.12 ilustra a remoção da falsa frequência através da interpolação linear e posterior aplicação do ajuste de curva da técnica CFDD, resultando na igualdade entre as frequências do modo verdadeiro de vibração e o componente harmônico, ambas em 354 Hz, bem como em melhor estimativa da taxa de amortecimento.

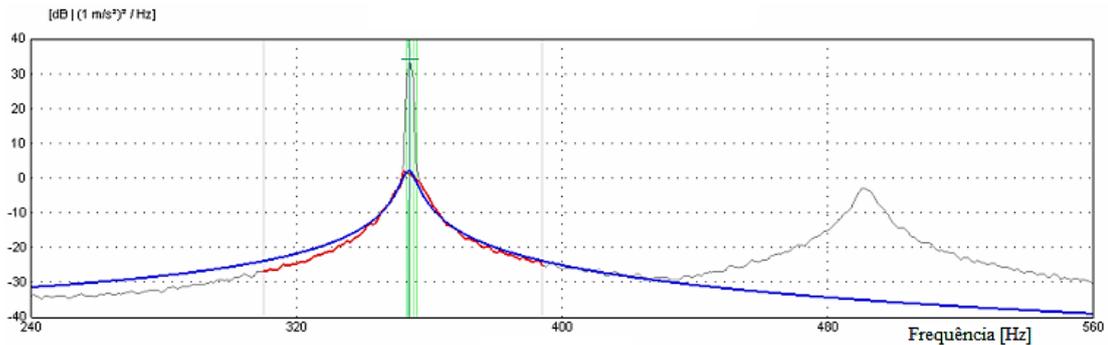


Figura 4.12 – Remoção do falso modo de vibração por interpolação linear (em vermelho) e posterior aplicação do algoritmo *curve-fitting* da técnica CFDD (em azul) (JACOBSEN *et al.*, 2008).

*x)* Determinação dos modos de vibração da mesma forma que no EFDD.

Tanto a variante CFDD, quanto a ferramenta de eliminação de harmônicos, estão implementadas no *software* ARTeMIS Modal 4.0, versão utilizada neste trabalho. Elas podem ser utilizadas em concomitância ou não. Vale ressaltar que o passo “*viii*” não está incorporado ao CFDD, sendo apenas uma ferramenta adicional que pode ser utilizada, a depender de cada caso, em todas as variantes do FDD, visto a problemática destes métodos na presença de sinais determinísticos. Detalhes sobre o CFDD e da técnica de detecção de harmônicos podem ser encontrados em Jacobsen *et al.* (2008).

### 4.3 REDES NEURAIAS ARTIFICIAIS

#### 4.3.1 DETECÇÃO DE DANOS E AS REDES NEURAIAS ARTIFICIAIS

As estruturas, em geral, sofrem processos de deterioração provenientes de diversos fatores. É de grande importância o estudo de ferramentas viáveis para a avaliação das condições das estruturas com o objetivo de obter informações confiáveis sobre seu comportamento em condições de serviço e sobre a sua segurança. Métodos como inspeções visuais ou o uso de equipamentos como ultra-som, raios-X, entre outros, têm sido utilizados para avaliação de estruturas. Entretanto, estes métodos necessitam de um prévio conhecimento das regiões danificadas ou, ainda, acesso a pontos da estrutura que nem sempre são possíveis de se alcançar. Sendo assim, vários métodos baseados em alterações nas propriedades dinâmicas de uma estrutura têm sido desenvolvidos (SILVA, 2005).

Tem-se basicamente como princípio para detecção de danos a alteração do comportamento da estrutura, sendo esta alteração identificada mais facilmente quando analisado seu comportamento dinâmico. É importante ressaltar que, visto a definição de alteração, esse dano só poderá ser mensurado na existência de um estado de referência, embasando o estudo comparativo entre dois estágios da vida útil da estrutura.

A real aplicação dos métodos de detecção de dano, embora pareça intuitiva, possui alguns desafios. Um deles está relacionado ao caráter local do processo de dano, que pode não influenciar os primeiros modos de vibração natural do sistema. Entretanto, os principais problemas estão relacionados a questões práticas como a limitação do número de sensores, a presença de ruído na medição e a análise aplicada a estruturas grandes e complexas, que acabam dificultando o procedimento de avaliação da integridade estrutural (MIGUEL, 2007).

A detecção de danos estruturais ganhou cada vez mais atenção da comunidade científica, uma vez que os perigos imprevistos, a maioria com perdas humanas, foram relatados. Falhas em aeronaves e pontes são alguns exemplos. Os aspectos de segurança e economia são as motivações importantes para o aumento da pesquisa sobre o monitoramento da saúde estrutural. Uma vez que o dano altera as características dinâmicas da estrutura, nomeadamente frequências naturais, amortecimento modal e modos de vibração natural, várias técnicas baseadas em análise modal experimental foram desenvolvidas nos últimos anos. Um método que abrange os quatro níveis de abstração do processo de detecção de dano (existência, localização, extensão e previsão) ainda não foi reconhecido ou relatado (SAMPAIO *et al.*, 1999).

Entretanto, com os recentes avanços em tecnologias computacionais, muitos métodos de detecção de danos, formulados como um problema inverso, têm sido desenvolvidos (Kourehli, 2015). Devido a certas desvantagens das soluções tradicionais para esses problemas, as RNAs (Redes Neurais Artificiais) ganharam grande popularidade neste campo (Hossain *et al.*, 2017), abrindo novas possibilidades no domínio dos problemas inversos. Para processos como a identificação estrutural de grandes estruturas, por exemplo, na qual se espera que os dados medidos *in loco* sejam imprecisos e normalmente incompletos, as RNAs podem ser mais promissoras (Mehrjoo *et al.*, 2008). Atualmente, elas são os paradigmas computacionais inteligentes mais populares (Pang *et al.*, 2014), além de conseguirem lidar com um grande volume de dados, que é o caso do processo SHM (*Structural Health Monitoring*).

As RNAs são ferramentas poderosas que têm sido aplicadas na avaliação de danos com vários graus de sucesso. Elas são consideradas um método muito forte, especialmente quando implementadas no campo da dinâmica estrutural, e têm demonstrado robustez mesmo na presença de ruído (HAKIM; RAZAK, 2013; HAKIM; RAZAK, 2014) ou quando os dados são difusamente contaminados (ABDELJABER; AVCI, 2016). A idéia básica é construir um modelo para fornecer uma relação entre os parâmetros modais e as propriedades estruturais através de um processo de treinamento. Se houver alterações nas propriedades da estrutura, os parâmetros modais serão modificados de acordo. Uma vez estabelecida a relação, a RNA treinada seria, então, capaz de detectar os danos a partir dos dados modais (BAKHARY *et al.*, 2010, n.1; BAKHARY *et al.*, 2010, n.4).

#### **4.3.2 CONCEITOS GERAIS**

Goldschmidt (2010) define as Redes Neurais Artificiais (RNAs) como sendo modelos matemáticos não lineares, inspirados na estrutura e no funcionamento do cérebro, com capacidade de adquirir, armazenar e utilizar conhecimento experimental, que procuram reproduzir computacionalmente habilidades humanas, tais como: aprendizado, associação, generalização e abstração.

Devido a sua estrutura, as RNAs são bastante efetivas no aprendizado de padrões a partir de dados históricos não lineares, incompletos, com ruído e até compostos de exemplos contraditórios. Assim, uma rede neural pode ser interpretada como um esquema de processamento capaz de armazenar conhecimento baseado em aprendizagem (experiência) e disponibilizar este conhecimento para a aplicação em questão (GOLDSCHMIDT, 2010).

Com detalhes, Hecht-Nielsen (1990) define formalmente uma RNA como uma estrutura que processa informação de forma paralela e distribuída e que consiste de unidades computacionais (as quais podem possuir memória local e podem executar operações locais) interconectadas por canais unidirecionais chamados de conexões. Cada unidade possui uma única conexão de saída, que pode ser dividida em quantas conexões laterais se fizer necessário, sendo que cada uma destas conexões transporta o mesmo sinal (sinal de saída da unidade). Esse sinal de saída pode ser contínuo ou discreto. O processamento executado por cada unidade pode ser definido arbitrariamente, com a restrição de que ele deve ser completamente local, isto é, deve depender somente dos valores atuais dos sinais de entrada

que chegam até a unidade através das conexões e dos valores armazenados na memória local da unidade computacional.

Dessa forma, o funcionamento de um neurônio artificial pode ser modelado matematicamente como indicado na Figura 4.13, abaixo:

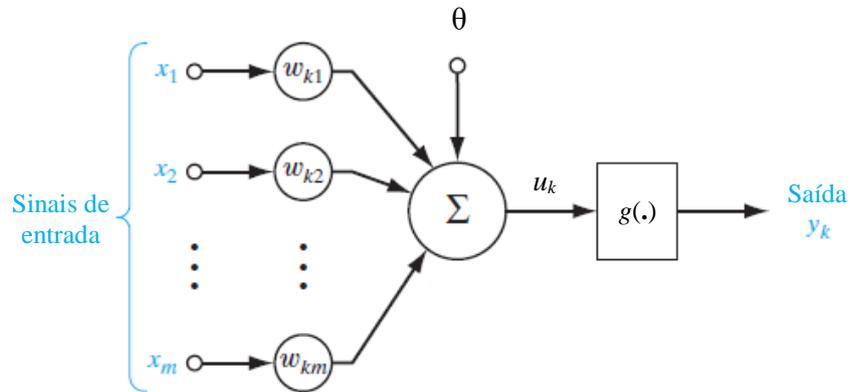


Figura 4.13 – Representação do modelo matemático do neurônio artificial (SILVA *et al.*, 2016; HAYKIN, 2009).

Sendo o sinal de saída  $y_k$  dado por:

$$y_k = g(u_k) \quad 4.75$$

E, na equação anterior, o potencial de ativação  $u_k$  definido como:

$$u_k = \sum_{i=1}^m w_{ki}x_i + \theta \quad 4.76$$

Onde:

$x_1, x_2, \dots, x_m$ : sinais de entrada;

$w_{k1}, w_{k2}, \dots, w_{km}$ : pesos sinápticos;

$\Sigma$ : combinador linear;

$\theta$ : limiar de ativação;

$g$ : função de ativação neural.

O funcionamento do neurônio se inicia com o conjunto de valores que representam os sinais de entrada. Cada entrada é multiplicada pelo seu peso sináptico e, a partir da soma ponderada dos sinais de entrada, subtraído o limiar de ativação, é obtido o potencial de

ativação. Em seguida, é aplicada uma função de ativação apropriada, com o objetivo de limitar a saída do neurônio. Por fim, a saída é compilada através da aplicação da função de ativação neural em relação ao potencial de ativação.

#### 4.3.2.1 Funções de ativação neural

Existem vários tipos de funções de ativação neural  $g$ , sendo algumas parcialmente diferenciáveis (com derivadas de primeira ordem inexistentes em alguns pontos) e outras diferenciáveis em todos os pontos do domínio. Dentre as parcialmente diferenciáveis, podem ser citadas as funções degrau unitário (*heavyside*), degrau bipolar ou sinal e rampa simétrica. A Figura 4.14 ilustra, respectivamente, as três funções.

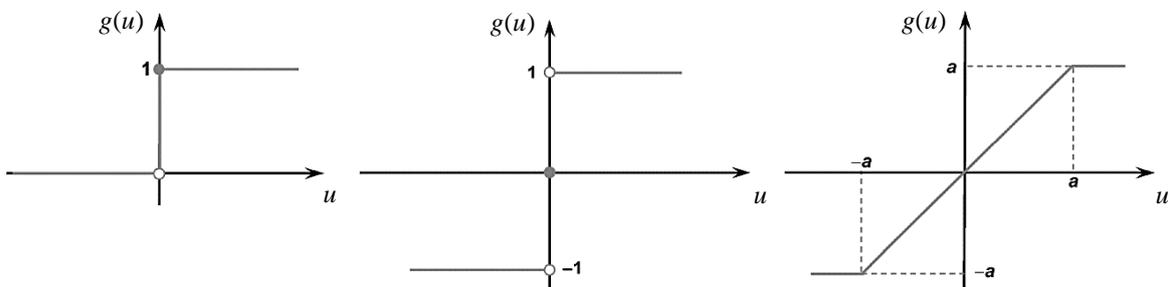


Figura 4.14 – Exemplos de funções de ativação parcialmente diferenciáveis (SILVA *et al.*, 2016) adaptada.

Entre as diferenciáveis em todos os pontos do domínio, se encontram as funções logística, gaussiana, tangente hiperbólica e identidade. A Figura 4.15 ilustra, respectivamente, as quatro funções.

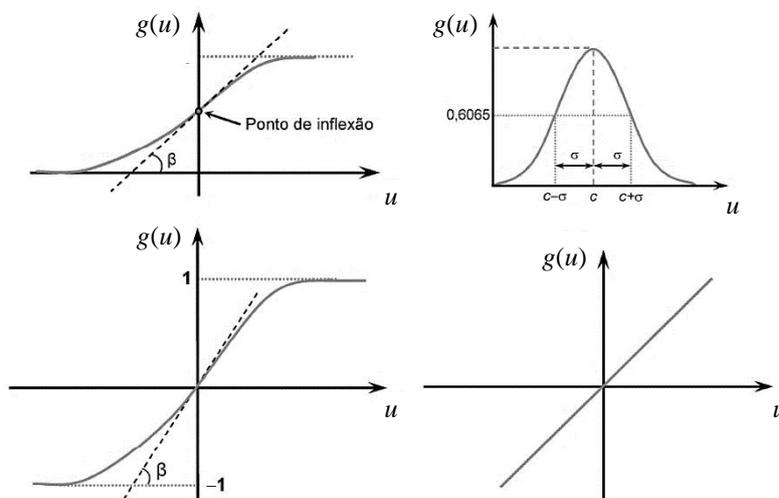


Figura 4.15 – Exemplos de funções de ativação totalmente diferenciáveis (SILVA *et al.*, 2016) adaptada.

Na sua forma geral, uma rede neural é uma máquina projetada para modelar a maneira como o cérebro realiza uma tarefa particular ou função de interesse. Trata-se de um processador maciço paralelamente distribuído, constituído de unidades de processamento simples, que têm a propensão natural em armazenar conhecimento experimental e torná-lo disponível para o uso. A rede neural se assemelha ao cérebro em dois aspectos: *i*) o conhecimento é adquirido pela rede a partir de seu ambiente, através de um processo de aprendizagem; *ii*) forças de conexão entre neurônios, conhecidas como pesos sinápticos, são utilizadas para armazenar o conhecimento adquirido. O procedimento utilizado para realizar o processo de aprendizagem é chamado de algoritmo de aprendizagem, cuja função é modificar os pesos sinápticos da rede de uma forma ordenada para alcançar o objetivo desejado do projeto. A modificação dos pesos sinápticos é o método tradicional para o projeto de redes neurais. Mesmo esta abordagem sendo consagrada, é também possível modificar a própria topologia da rede, visto que os neurônios no cérebro humano podem morrer e novas conexões sinápticas serem criadas (HAYKIN, 2001).

#### 4.3.2.2 Arquitetura da rede

As redes neurais artificiais podem apresentar diversos padrões, chamados de arquitetura da rede. A sua definição está relacionada ao tipo de problema que se pretende solucionar e com o algoritmo de aprendizagem (ou de treinamento) utilizado. A estrutura pode ter características acíclicas ou cíclicas, em outras palavras, podem ser alimentadas somente em uma direção ou serem recorrentes, respectivamente. Além disso, para os dois tipos, a arquitetura pode possuir uma ou diversas camadas, sendo estas formadas por neurônios ocultos. A Figura 4.16 ilustra de forma geral uma estrutura acíclica, enquanto que a Figura 4.17, uma estrutura recorrente.

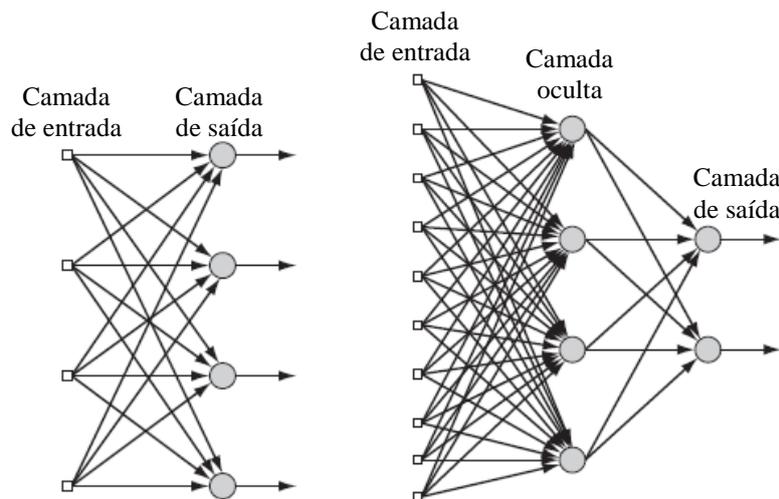


Figura 4.16 – Rede com arquitetura acíclica, com uma e múltiplas camadas (HAYKIN, 2009) adaptada.

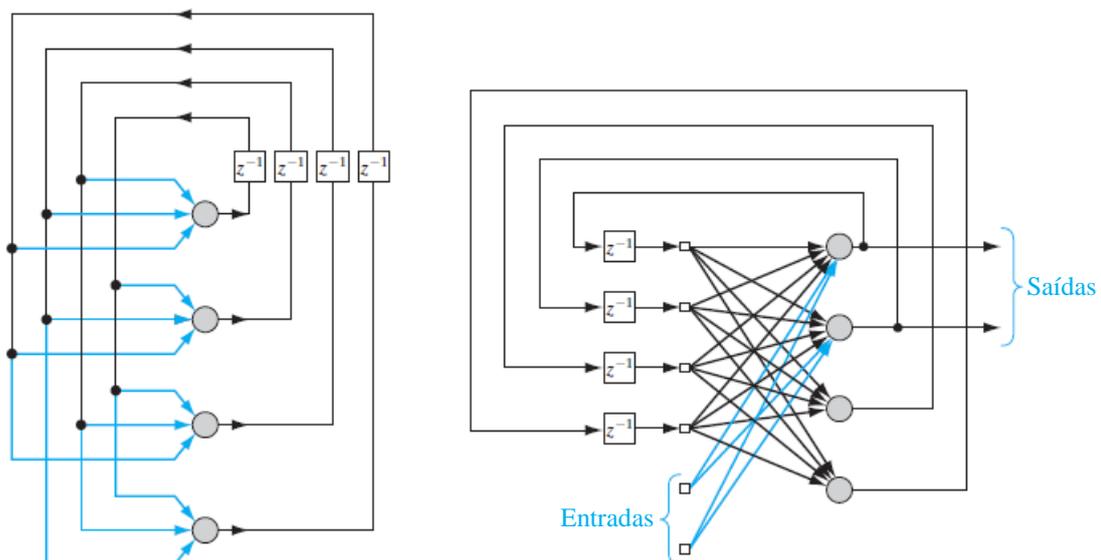


Figura 4.17 – Rede com arquitetura recorrente, com uma e múltiplas camadas (HAYKIN, 2009) adaptada.

#### 4.3.2.3 Processo de aprendizagem

Haykin (2001) define aprendizagem como sendo um processo pelo qual os parâmetros livres de uma rede neural são adaptados através de um processo de estimulação pelo ambiente no qual a rede está inserida. O tipo de aprendizagem é determinado pela maneira pela qual a modificação dos parâmetros ocorre, sendo um processo iterativo de ajustes aplicados aos seus pesos sinápticos e limiar de ativação.

Em geral, as regras para solução da aprendizagem estão definidas no algoritmo de aprendizagem. Existem diversos algoritmos, com diferentes formulações de ajuste, cada uma

apresentando vantagens e desvantagens para cada tipo de aplicação. Além disso, tem-se a forma com que a rede se relaciona com seu ambiente, representado na prática pelo modelo do ambiente no qual a rede trabalha, que descreve o que se chama de paradigma de aprendizagem.

O processo de aprendizagem pode ser supervisionado ou não supervisionado. O primeiro conta com um supervisor externo que insere as entradas da rede e analisa as saídas, sendo aplicados ajustes, de forma iterativa, aos pesos sinápticos com o objetivo de minimizar o erro. Esta minimização tem como base um conjunto de saídas com valores desejados e, como ferramenta, a utilização do algoritmo apropriado para o problema em análise. Segundo Marcy (2017), os algoritmos de aprendizado supervisionado mais utilizados são a regra Delta e sua generalização para redes de múltiplas camadas, o algoritmo *Backpropagation* e suas variações (*Levenberg-Marquardt*, *Rprop*, *Quickprop*, etc). O segundo não conta com um supervisor munido das saídas desejadas da rede, sendo apenas os padrões de entrada, os quais devem apresentar certo grau de regularidade e redundância para sucesso do treinamento, inseridos na RNA.

### **4.3.3 REDES FEEDFORWARD BACKPROPAGATION**

As redes neurais são importantes ferramentas de exploração utilizadas para classificação e agrupamento (*clustering*) de dados. Quando alimentadas com um número suficiente de exemplos podem realizar a classificação e, até mesmo, descobrir novas tendências ou padrões nos dados (AMARDEEP; SWAMY, 2017).

As RNAs *Feedforward* produzem modelos que avaliam uma ou mais variáveis dependentes de saída com base em variáveis de entrada. Podem ser chamadas de acíclicas ou não recorrentes, pois o fluxo de processamento das informações sempre ocorre da esquerda para a direita, ou seja, no sentido da saída das redes, não havendo retorno de sinal para as camadas anteriores. As camadas são conectadas por sinapses e um valor de peso é estipulado para cada uma delas, o que indica a influência do neurônio correspondente (SHARIFI *et al.*, 2019; GOLDSCHMIDT, 2010). Segundo Singh *et al.*, 2017, a classe mais popular das RNAs do tipo *Feedforward* é a *Multi-Layer Perceptron* (MLP). Elas possuem pelo menos três camadas de neurônios: uma camada que recebe as entradas, pelo menos uma camada intermediária (oculta) e uma última camada que produz saídas. Os neurônios são conectados de forma progressiva, com elementos da entrada completamente conectados aos

elementos da camada oculta e estes, conectados aos elementos da camada de saída. As camadas intermediárias não têm conexão com o mundo externo, por isso são chamadas de camadas ocultas. Cada neurônio em uma camada está conectado a cada neurônio na próxima camada. Portanto, as informações são constantemente enviadas de uma camada para a outra, por isso essas redes são chamadas de redes *Feedforward*, não havendo conexão entre os neurônios da mesma camada.

Para executar o processo de aprendizagem da rede é utilizado um algoritmo de treinamento, cuja função é modificar os pesos sinápticos da rede de maneira ordenada para atingir algum objetivo desejado (HAYKIN, 2009). A rede *Feedforward* é supervisionada e pode utilizar o algoritmo de treinamento *Backpropagation*, adotado nesta pesquisa, que lida com o erro durante o próprio treinamento.

O *Backpropagation* é um renomado representante de todos os algoritmos de gradiente descendente iterativos, utilizados para aprendizado supervisionado em RNAs. Para sua aplicação, é preciso fornecer a saída desejada chamada de *Target data*, para uma entrada específica, chamada de *Input data*. A saída é, então, avaliada em relação à saída desejada. Se os resultados não forem satisfatórios, os pesos entre as camadas serão modificados e o processo será repetido várias vezes até que o erro seja minimizado. Uma vez que a rede é treinada, ela fornecerá a saída desejada para qualquer um dos padrões de entrada (AMARDEEP; SWAMY, 2017). O algoritmo utiliza os pares de entrada e saída (*Input data* e *Target data*) para, por meio de correção de erros, ajustar os pesos da rede. Nele, o treinamento generaliza a regra delta, ocorrendo em duas fases: *forward* e *backward* (GOLDSCHMIDT, 2010). Em outras palavras, as saídas treinadas são comparadas com as metas e o erro estimado é determinado, sendo realizada sua retropropagação. Isso significa que os pesos são calibrados com o objetivo de minimizar a estimativa para todo o conjunto de dados de treinamento (STRACZKIEWICZ; BARSZCZ, 2016).

Detalhadamente, na fase *forward*, vetores de dados são aplicados às unidades de entrada, chamadas de *input data*, e seu efeito se propaga pela rede em cada camada. Um conjunto de saídas é produzido como resposta da rede, através da aplicação de funções de ativação, sendo utilizados diferentes conjuntos de pesos entre as camadas ocultas e a camada de saída, os quais, nesta fase, são mantidos fixos. O erro é obtido pela diferença entre os valores de saída e saída esperada em um instante de amostragem  $a$ , através da equação 4.77 abaixo, que é minimizada pela Regra Delta Generalizada, com o objetivo as saídas.

$$E(a) = \frac{(y d_k(a) - y_k(a))^2}{2} \quad 4.77$$

Onde:

$y d_k$ : saída esperada da rede.

Na sequência, na fase *backward*, os pesos são ajustados de acordo com a regra de correção do erro, dada pela equação 4.78:

$$\Delta w_{ki}(a) \approx -\eta \times \nabla E(a) \quad 4.78$$

Onde:

$\eta$ : constante positiva que determina a taxa de aprendizagem;

$\nabla$ : gradiente.

Este sinal de erro é propagado da saída para a entrada, em cada camada, proporcionalmente à sua contribuição para geração do erro, ou seja, realizando a retropropagação desse erro, razão do nome *Backpropagation*. Os pesos são ajustados de forma a reduzir a distância entre a resposta da rede (*output data*) e a resposta desejada (*target data*). Assim, tem-se a definição do novo valor de cada peso sináptico a partir da equação 4.79, abaixo.

$$w_{ki}(a + 1) = w_{ki}(a) + \Delta w_{ki}(a) \quad 4.79$$

A última operação pode ser repetida em sucessivas iterações, chamadas de *epochs*, até que o nível aceitável de erro estimado seja alcançado (STRACZKIEWICZ; BARSZCZ, 2016). A Figura 4.18 ilustra o esquema de funcionamento da rede:

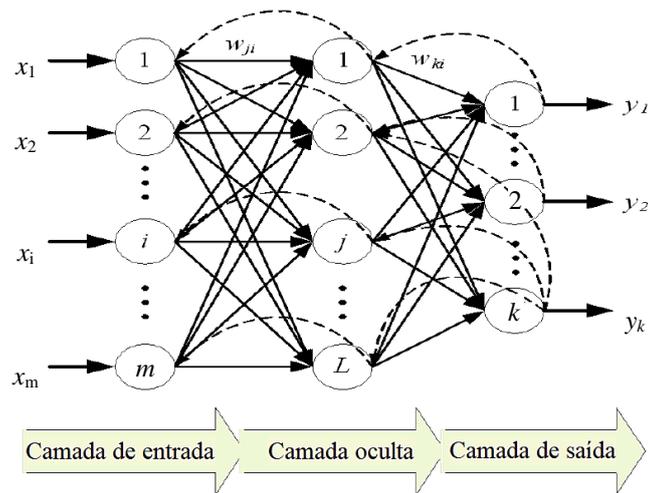


Figura 4.18 – Esquema de funcionamento de uma rede *Feedforward* com algoritmo de treinamento *Backpropagation* (CHE *et al.*, 2011).

Esse tipo de rede tem sido utilizado com sucesso em diversas aplicações, tais como reconhecimento de padrões, seleção de locais e avaliações de desempenho (CHE *et al.*, 2011), sendo suas características promissoras para aplicação na identificação, localização, determinação da severidade e ordem dos danos.

Por fim, vale destacar a importância da concepção e avaliação da RNA para se obter bons resultados. Segundo Sidarta *et al.* (2018), os principais fatores no desenvolvimento de um modelo de RNA incluem: *i*) a seleção das variáveis de entrada e de saída; *ii*) a seleção dos exemplos para treinamento; *iii*) determinação do tamanho do modelo (número de camadas e neurônios); *iv*) escolha do algoritmo de treinamento e *v*) validação do modelo. Estes e outros detalhes sobre a arquitetura e treinamento propostos para a RNA desta pesquisa são apresentados no Capítulo 6.

## 5 VALIDAÇÃO DO SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS PROPOSTO

### 5.1 INTRODUÇÃO

A aquisição de séries temporais da resposta da estrutura, quando submetida a carregamentos dinâmicos, é fundamental para algumas atividades da engenharia estrutural, tais como identificação de sistemas, atualização de modelos numéricos e detecção de danos estruturais, todas abordadas neste trabalho. Estes procedimentos podem ser utilizados para avaliação das condições das estruturas *in loco*. Para isso, é necessário realizar testes que descrevam o atual comportamento do sistema, o que pode ser feito através de uma rotina de monitoramento bem definida baseada em registros de séries temporais de aceleração. Esta pesquisa foca na identificação das propriedades dinâmicas de estruturas estaiadas, que são consideradas flexíveis e, conseqüentemente, com primeiros modos de vibração natural em baixa faixa de frequência. Este processo é feito normalmente e com sucesso por acelerômetros profissionais. Entretanto, a plataforma Arduino é aqui apresentada como uma opção de baixo custo quando comparada com sistemas profissionais de aquisição de dados, que são muito caros. Além de a plataforma possuir acelerômetros *off-board*, também possui as placas Arduino/Genuino 101 que são munidas de acelerômetros *on-board*, sendo o sistema de aquisição de dados composto por elas, avaliado em ensaios de laboratório para posterior utilização no estudo de caso desta pesquisa.

Em geral, na prática das investigações baseadas em vibrações estruturais, muitos trabalhos descrevem a aplicação de diferentes sistemas de aquisição de dados ao longo dos anos, utilizando variados sensores, desde os sistemas tradicionais até os mais inovadores. Todos apresentam vantagens e desvantagens. Os sistemas tradicionais, que são muito caros, compostos por placas de aquisição e condicionadores de sinais, até agora, possuem o melhor desempenho. Eles usam sensores analógicos com alta sensibilidade e baixo ruído de sinal. Os sistemas mais recentes buscam principalmente soluções sem fio, a fim de eliminar a interrupção da operação da estrutura e/ou o monitoramento contínuo e remoto da estrutura, que é a principal desvantagem dos sistemas tradicionais. Desta forma, torna-se necessária a utilização de sensores de baixo custo, para serem mantidos fixos e, se necessário, embutidos na estrutura (não recuperados), mas que tenham um desempenho aceitável e sejam resistentes. Essas características podem ser encontradas nos sensores digitais denominados MEMS (*Micro-Electro-Mechanical System*). Eles podem trabalhar com cabos de dados

(VIDAL-PARDO; PINDADO, 2018), gravar os dados em cartão de memória (GONZÁLEZ *et al.*, 2018) ou enviar os dados via wireless (SABATO *et al.*, 2017). Estes últimos podem ser incorporados na estrutura e permitem o monitoramento contínuo e/ou remoto. Entretanto, é necessário que o desempenho destes sistemas esteja próximo dos parâmetros ótimos para detecção de vibrações em estruturas, tais como: (i) frequência de amostragem capaz de extrair modos de baixa frequência, geralmente de 200 Hz; (ii) intervalo mínimo de aceleração de  $\pm 2g$ ; (iii) segundo Sabato *et al.* (2017), sensibilidade mínima de 100 mV/g e (iv) ruído inferior a  $490 \mu g/\sqrt{Hz}$ .

Atualmente, o Arduino é uma das plataformas de desenvolvimento eletrônico mais comum. A plataforma é composta de *hardware* e *software* abertos. Pessoas sem um conhecimento avançado de eletrônica ou programação podem usá-la. Uma grande quantidade de informação é publicada na internet (GONZÁLEZ *et al.*, 2018). O *hardware* é barato. Um modelo básico, por exemplo, Arduino Uno pode ser comprado por cerca de US \$ 25 e pode ser combinado com qualquer número de sensores e/ou instrumentos que estão disponíveis em uma variedade de varejistas (Adafruit, Atlas Scientific, etc.) (LOCKRIDGE *et al.*, 2016). O baixo custo das placas Arduino é devido ao acesso aberto da plataforma, bem como ao grande número de fabricantes. Além disso, possui diversos sensores projetados especificamente para serem usados com o Arduino (GONZÁLEZ *et al.*, 2018).

As placas Arduino são capazes de ler entradas (luz em um sensor, um dedo em um botão ou uma mensagem do Twitter, etc.) e transformá-las em uma saída (ativando um motor, ligando um LED, publicando algo on-line, etc.). É possível dizer à placa o que fazer enviando um conjunto de instruções para seu microcontrolador. Para isso, utiliza-se a linguagem de programação Arduino, baseada em *Wiring*, e o *software* Arduino (IDE), baseado em Processamento (ARDUINO, 2017). Com o mínimo de esforço ou experiência em desenvolvimento, já foi possível criar ferramentas capazes de realizar monitoramento (como por exemplo, ambiental) em alta resolução sem um grande investimento financeiro. Além disso, o Arduino demonstrou ser capaz de suportar uma grande quantidade de desgaste físico (LOCKRIDGE *et al.*, 2016). A plataforma está equipada com sensores dielétricos da nova geração, de baixo custo, agora disponíveis no mercado, e isso reduz ainda mais o custo da aquisição de dados (BITELLA *et al.*, 2014). Esses aspectos, junto com a resistência física, mostram sua capacidade de aplicação no monitoramento contínuo da saúde estrutural de obras civis.

Acelerômetros e giroscópios são comumente conhecidos como sensores inerciais e suas tríades ortogonais geralmente formam uma IMU (*Inertial Measurement Unit*), utilizada como um núcleo central de um sistema de navegação (ROHAC *et al.*, 2015).

## 5.2 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS PROPOSTO

Esta parte da pesquisa foca na identificação das propriedades dinâmicas de modelos estruturais usando a plataforma Arduino, especificamente a placa Arduino/Genuino 101, que possui um chip IMU, buscando sua validação para utilização no estudo de caso da passarela estaiada.

O sistema de aquisição consiste em um computador com o *software* Realterm, cabos USB A/B e placas Arduino. Especificamente a placa Arduino/Genuino 101 que pode medir sinais de aceleração através do acelerômetro e giroscópio de três eixos Bosch BMI160 contidos na placa.

O Arduino/Genuino 101 é uma placa de aprendizado e desenvolvimento que contém o módulo *Intel® Curie™*, projetado para integrar o baixo consumo de energia e o alto desempenho do núcleo com as placas Arduino (ARDUINO 101, 2018). Ele mantém a mesma robustez e lista de periféricos do Arduino UNO, versão básica da placa, com a adição de recursos de *Bluetooth LE* e um acelerômetro/giroscópio, ambos integrados (*on-board*). O módulo contém dois núcleos muito pequenos, um processador x86 Quark e um núcleo de arquitetura ARC de 32 bits, ambos com clock de 32MHz. O conjunto de ferramentas da Intel compila os *sketches* do Arduino de maneira ideal em ambos os núcleos para realizar as tarefas mais exigentes. O RTOS (*Real Time Operating System*) e a estrutura desenvolvida pela Intel são de código aberto (GENUINO 101, 2018).

O Arduino/Genuino 101 vem pré-programado com um RTOS que manipula a conexão USB e permite que o usuário faça o *upload* de um novo código sem o uso de um programador externo de *hardware*. A comunicação é feita utilizando o protocolo DFU (ARDUINO, 2017). A placa foi programada com o *software* Arduino (IDE), selecionando "Arduino/Genuino 101" no menu "Tools" > "Board". O *software* fornece o código base para registrar as acelerações. Mudanças foram feitas no código com o objetivo de melhorar a aparência da saída e a frequência de amostragem.

A placa possui 14 pinos digitais de entrada/saída, 06 entradas analógicas, um conector USB para comunicação serial e upload dos *sketches* (que também pode ser usado para fonte de alimentação), uma entrada de energia, um conector ICSP com sinais SPI e pinos dedicados I2C (GENUINO 101, 2018). Além de USB, a placa pode ser alimentada com uma fonte de alimentação externa, o que representa um recurso importante para aplicações em grandes estruturas.

A fonte de energia é selecionada automaticamente. A energia externa (não USB) pode ser proveniente de um adaptador AC/DC ou de uma bateria. O adaptador pode ser conectado por um plugue positivo de 2,1 mm na entrada de energia da placa. Os cabos de uma bateria podem ser inseridos nos conectores dos pinos GND e Vin do conector “POWER”. A placa pode ser alimentada com os seguintes valores de potência: 7 – 12V (do conector de energia DC), 5V (do conector USB) ou 7 – 12V (do pino VIN da placa). A memória do módulo *Intel Curie* é compartilhada entre os dois microcontroladores, portanto, seu *sketch* pode usar 196 kB de 384 kB (memória flash) e 24 kB de 80 kB (SRAM) (GENUINO 101, 2018).

Para trabalhar com os dados de aceleração é necessária a biblioteca “CurieIMU.h”. Ela dá acesso a todos os parâmetros, características e leituras do chip IMU da placa Arduino/Genuino 101. Esta biblioteca é parte do núcleo da placa e é carregada junto com os arquivos principais do Arduino/Genuino 101 (GENUINO 101 CURIEIMU, 2018).

A Arduino/Genuino 101 foi escolhida para esta pesquisa devido a sua praticidade para uso em estruturas reais. Sua forma compacta (dimensões levando-se já em conta o *case*) e robustez em virtude do acelerômetro fixo é mais atraente para aplicação no campo da engenharia estrutural. A Figura 5.1 mostra a placa Arduino utilizada neste trabalho e seus componentes, com destaque para o módulo *Intel Curie*, o qual possui acelerômetro e giroscópio, e a Tabela 5.1, um resumo das duas especificações técnicas.

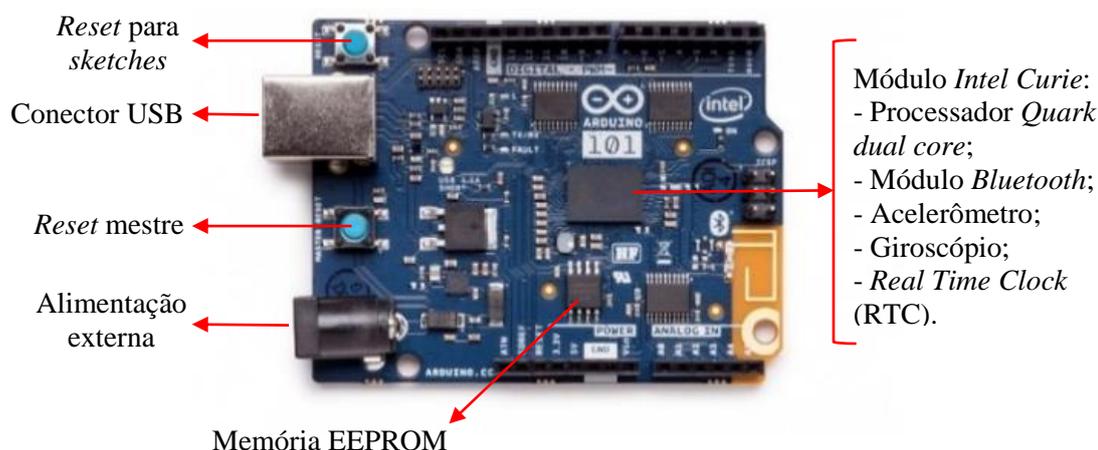


Figura 5.1 – Placa Arduino/Genuino 101 munida de acelerômetro, giroscópio e *bluetooth* (GENUINO 101, 2018) (<https://www.embarcados.com.br/genuino-101/>) adaptada.

Parâmetro	Especificação
Microcontrolador	<i>Intel Curie</i>
Voltagem operacional	3,3V (5V de tolerância no I/O)
Voltagem de entrada recomendada	7-12V
Voltagem de entrada (limite)	7-17V
Pinos de I/O digitais	14 (4 fornecem saída PWM)
Pinos digitais PWM	4
Pinos de saída analógica	6
Corrente DC por pino I/O	20 mA
Memória <i>flash</i>	196 kB
SRAM	24 kB
<i>Clock Speed</i>	32 MHz
<i>LED_BUILTIN</i>	13
Características	<i>Bluetooth LE, Acceler./Gyrosc. 6 eixos</i>
Comprimento	68,6 mm
Largura	53,4 mm

Tabela 5.1 – Especificações técnicas da placa Arduino/Genuino 101 (GENUINO 101, 2018).

A Bosch BMI160 é uma IMU (*Inertial Measurement Unit*) de 16 bits pequena, de baixa potência e baixo ruído projetada para uso em aplicações móveis como realidade aumentada ou navegação interna, que exigem dados de sensores em tempo real altamente precisos (BOSCH BMI160, 2018). A Figura 5.2 mostra a unidade e a Tabela 5.2, suas especificações técnicas.

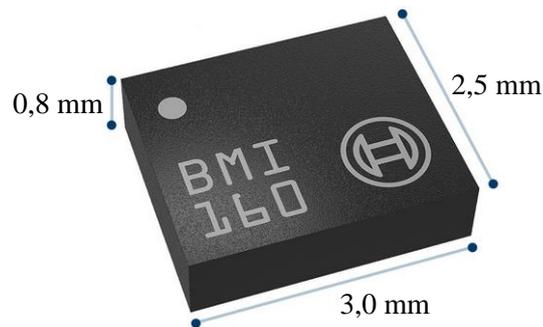


Figura 5.2 – IMU Bosch BMI160 (BOSCH BMI160, 2018) adaptada.

Parâmetro	Especificação
Resolução	Acelerômetro (A): 16 bit Giroscópio (G): 16 bit
Faixas de medição	(A): $\pm 2 \text{ g}$ , $\pm 4 \text{ g}$ , $\pm 8 \text{ g}$ , $\pm 16 \text{ g}$ (G): $\pm 125^\circ/\text{s}$ , $\pm 250^\circ/\text{s}$ , $\pm 500^\circ/\text{s}$ , $\pm 1000^\circ/\text{s}$ , $\pm 2000^\circ/\text{s}$
Sensibilidade (calibrado)	(A): $\pm 2\text{g}$ : 16384LSB/g, $\pm 4\text{g}$ : 8192LSB/g $\pm 8\text{g}$ : 4096LSB/g, $\pm 16\text{g}$ : 2048LSB/g (G): $\pm 125^\circ/\text{s}$ : 262,4 LSB/ $^\circ/\text{s}$ , $\pm 250^\circ/\text{s}$ : 131,2 LSB/ $^\circ/\text{s}$ $\pm 500^\circ/\text{s}$ : 65,6 LSB/ $^\circ/\text{s}$ , $\pm 1000^\circ/\text{s}$ : 32,8 LSB/ $^\circ/\text{s}$ $\pm 2000^\circ/\text{s}$ : 16,4 LSB/ $^\circ/\text{s}$
Nível de ruído (típico)	(A): $180 \mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$ (G): $0,008 \text{ }^\circ/\text{s}/\sqrt{\text{Hz}}$
Largura de banda (programável)	1600 Hz ... 25/32 Hz
Tensão de alimentação	1,71 ... 3,6 V
Tensão de alimentação I/O	1,2 ... 3,6 V
Faixa de temperatura	-40 ... +85°C
Corrente (em operação / modo baixa potência)	(950 $\mu\text{A}$ / 3 $\mu\text{A}$ )

Tabela 5.2 – Especificações técnicas da unidade Bosch BMI160 (BOSCH BMI160, 2018).

O *Realterm* é um *software* especialmente projetado para capturar, controlar e depurar fluxos de dados binários e outros tipos de dados difíceis (*Realterm: Serial Terminal*, 2018). Ele foi usado para capturar e registrar as acelerações medidas pelo acelerômetro contido na unidade Bosch BMI160 utilizada neste trabalho. A Figura 5.3 ilustra a interface do *software Realterm*, quando conectada uma placa Arduino/Genuino 101 ao computador.

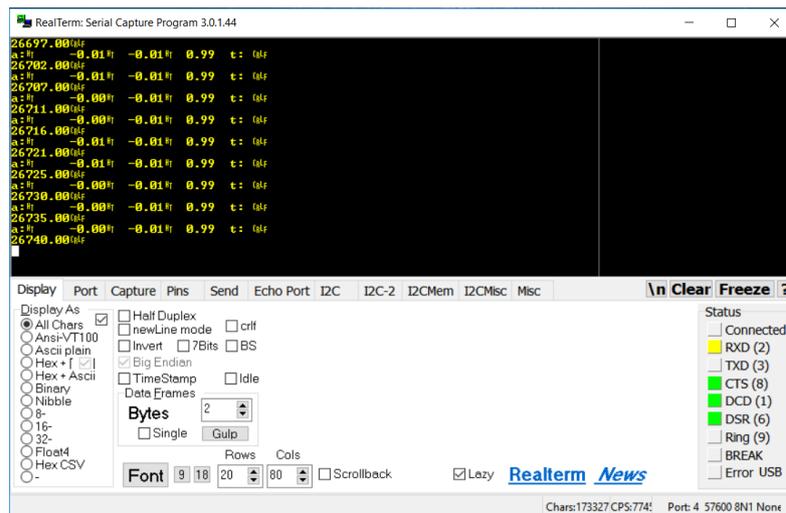


Figura 5.3 – Interface gráfica do *software Realterm*.

### 5.3 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE VALIDAÇÃO

Com o objetivo de verificar a confiabilidade do sistema de aquisição proposto baseado na plataforma Arduino, testes dinâmicos foram realizados em dois modelos estruturais em escala reduzida e em uma laje de concreto armado. Foram utilizados acelerômetros profissionais dos modelos 7754-A da Endevco (nos testes 1 e 2) e 353B33 da PCB Piezotronics (nos testes 3 e 4), e placas Arduino/Genuino 101 (fixadas aos modelos, em todos os testes, com o uso de fitas). O acelerômetro Endevco possui sensibilidade de 1000 mV/g e ruído de saída típico de  $1 \mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$ . O acelerômetro PCB possui sensibilidade de 100 mV/g e ruído de saída típico de  $18 \mu\text{g}/\sqrt{\text{Hz}}$ . O sistema profissional é composto por um condicionador de sinais e pelo módulo ADS2000 fabricado pela Linx. Nos testes 1 e 2, foi utilizado o condicionador do modelo 4416BM1 da Endevco e nos testes 3 e 4, o modelo 482A22 da PCB Piezotronics. O sistema utilizou os *softwares* AqDados e AqDAnalysis, para registro e processamento dos sinais.

O primeiro teste do sistema de aquisição proposto foi realizado no modelo de pórtico bidimensional ilustrado na Figura 5.4. É um modelo reduzido de três pavimentos com barras horizontais infinitamente rígidas em relação às barras verticais. Os sensores (uma placa Arduino/Genuino 101 e um acelerômetro Endevco) foram fixados no topo do pórtico, em concomitância, nas extremidades opostas. Para a placa Arduino/Genuino 101, a frequência de amostragem foi de 207 Hz com duração de registro de 15 s, totalizando 3105 amostras de aceleração em escala *g*. Para o acelerômetro Endevco, a frequência de amostragem foi de

200 Hz, com mesma duração de registro, totalizando 3000 amostras de aceleração também na escala  $g$ .

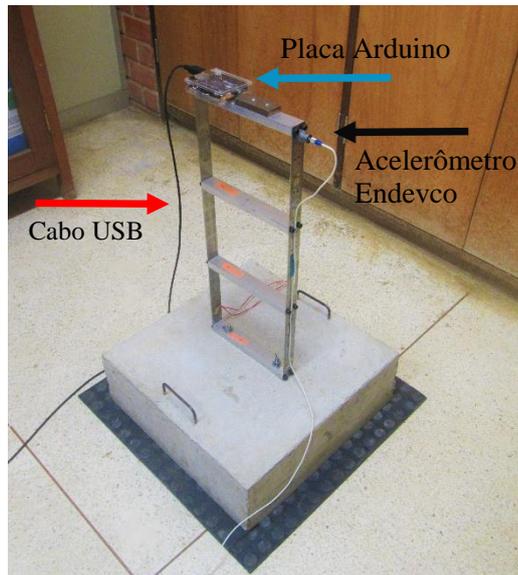


Figura 5.4 – Modelo de pórtico, em escala reduzida, bidimensional com três pavimentos.

O segundo teste foi realizado no modelo de barra engastada-livre mostrado na Figura 5.5. É uma barra na direção vertical com baixa rigidez à flexão, resultando em menor faixa de frequência natural. Os sensores (um Arduino/Genuino 101 e um acelerômetro Endevco) foram colocados no topo da barra, nó livre, concomitantemente. Para a placa Arduino, a frequência de amostragem foi de 207 Hz com duração de registro de 10 s, totalizando 2070 amostras de aceleração em escala  $g$ . Para o acelerômetro Endevco, a frequência de amostragem foi de 200 Hz, com registro no mesmo intervalo de tempo, totalizando 2000 amostras de aceleração também na escala  $g$ .

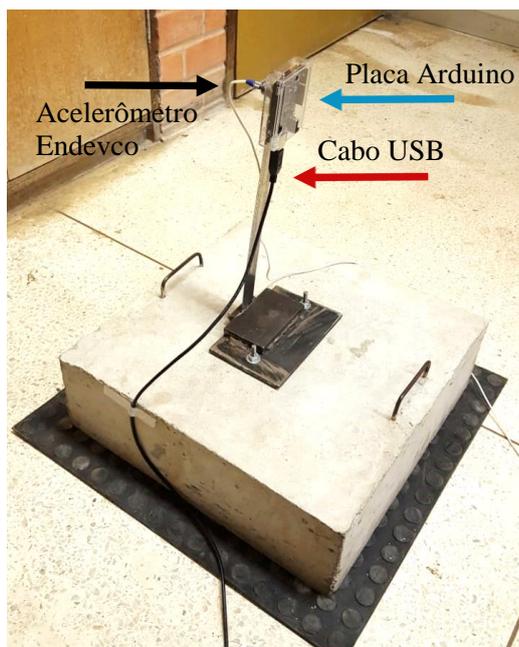


Figura 5.5 – Modelo de barra engastada e livre.

O terceiro teste foi realizado na laje de concreto armado localizada no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, mostrada na Figura 5.6. Ela possui 6,1 m de comprimento, 4,9 m de largura e 0,1 m de espessura. Foi utilizado o *heel drop test* para colocar a estrutura em vibração livre. A placa Arduino foi colocada no centro da laje (posição 13 – ver Figura 5.8). A frequência de amostragem foi de 206 Hz e a duração do registro foi de 10 s, totalizando 2060 amostras de aceleração na escala  $g$ .

A mesma laje teve suas séries temporais de aceleração obtidas com um acelerômetro profissional por Carmona (2016) em teste anterior, usando o mesmo tipo de carga. Nesse teste, o acelerômetro PCB Piezotronics também foi colocado na posição 13. A frequência de amostragem foi de 200 Hz. Seus resultados são usados aqui como referência.

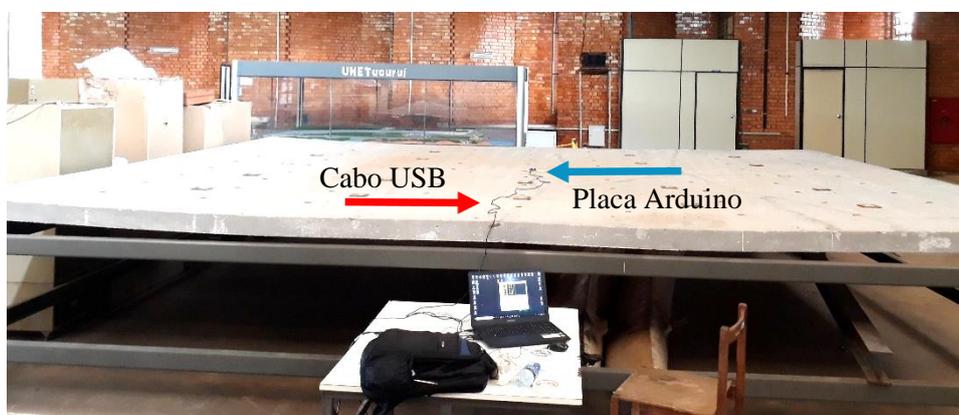


Figura 5.6 – Laje ensaiada com uma placa Arduino/Genuino 101.

O quarto teste foi realizado na mesma laje de concreto, mas utilizando duas placas Arduino/Genuino 101, como mostrado na Figura 5.7. O objetivo foi também determinar os modos de vibração da estrutura, além das frequências naturais. Também foi utilizado o *heel drop test* para colocar a estrutura em vibração livre.

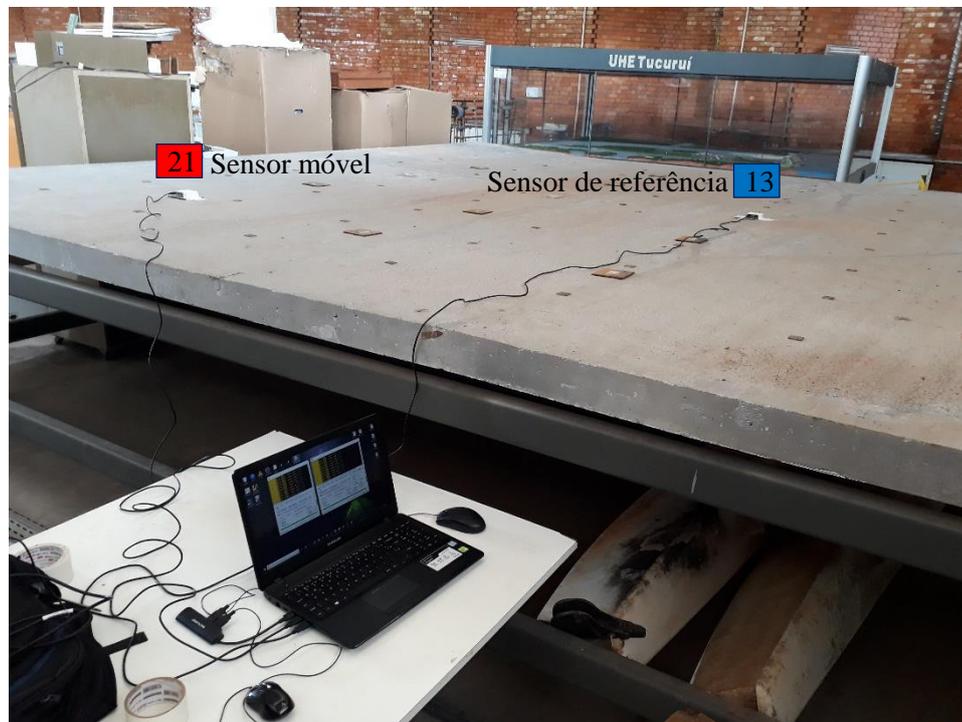


Figura 5.7 – Laje ensaiada com duas placas Arduino/Genuino 101.

O primeiro sensor (sensor de referência) foi instalado no ponto central laje (posição 13), enquanto o segundo (sensor móvel) foi posicionado ao longo dos demais 24 pontos de medição (posições 1 a 12 e posições 14 a 25), resultando em 24 *setups* de teste, como mostrado na Figura 5.8. A frequência de amostragem foi aumentada para 218 Hz e a duração do registro para 16 s, totalizando 3488 amostras de aceleração na escala *g*.

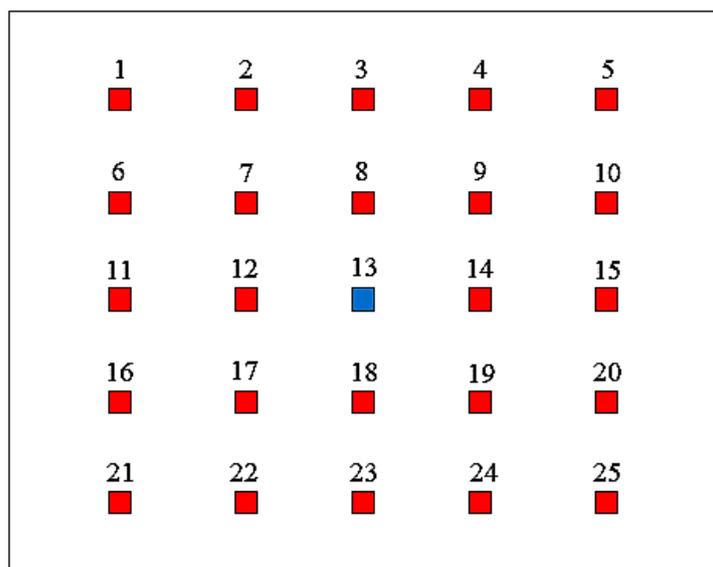


Figura 5.8 – Pontos medidos no ensaio com duas placas Arduino.

Carmona (2016) também registrou as séries temporais de resposta usando dois sensores e o mesmo tipo de carga. Nesse teste, os acelerômetros profissionais, fabricados pela PCB Piezotronics, foram organizados em 80 *setups* de ensaio. O acelerômetro de referência foi colocado no ponto central (posição 13), enquanto o sensor móvel passou ao longo dos outros 80 pontos de medição. A frequência de amostragem foi de 200 Hz. Mais detalhes sobre os ensaios com acelerômetros podem ser encontrados em Carmona (2016). Seus resultados são usados aqui como referência.

## 5.4 RESULTADOS, DISCUSSÕES E CONCLUSÃO

### 5.4.1 Ensaio 01 – Modelo de pórtico bidimensional

A Figura 5.9 mostra a comparação entre os sinais registrados com o acelerômetro profissional e a placa Arduino do modelo de pórtico (Figura 5.4) em vibração livre após deslocamento inicial imposto. A diferença máxima encontrada entre as acelerações registradas em um mesmo instante de tempo foi de 0,10 g.

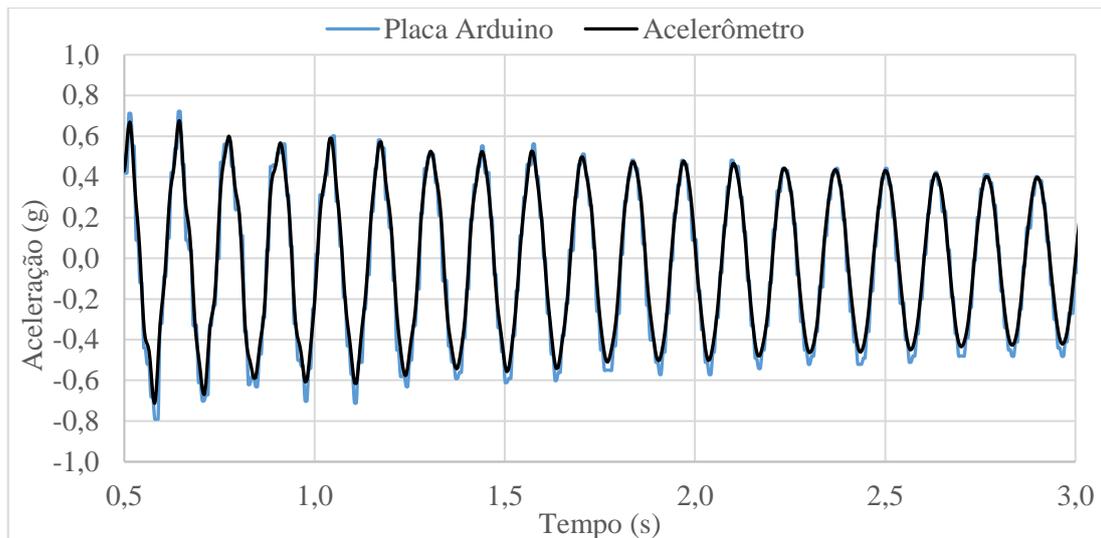


Figura 5.9 – Séries temporais de aceleração obtidas com a placa Arduino e com o acelerômetro profissional (Modelo de pórtico bidimensional).

A Figura 5.10 mostra a comparação entre as funções de densidade espectral de potência (DEP) dos sinais ilustrados na Figura 5.9. As duas curvas mostram três picos nas mesmas regiões de frequência. Estes picos, a partir do Método PP (*Peak Picking*), representam as três primeiras frequências naturais do sistema analisado.

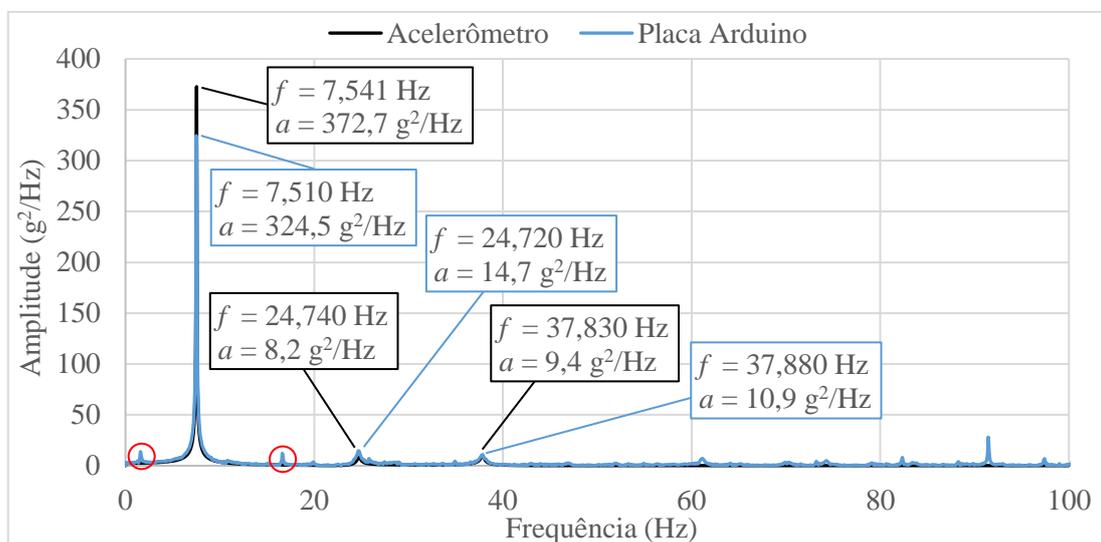


Figura 5.10 – Funções DEP obtidas com a placa Arduino e o acelerômetro profissional (Modelo de pórtico bidimensional).

Observou-se, entretanto, que a densidade espectral obtida com os sinais da placa Arduino apresentou dois picos adicionais (destacados em vermelho), os quais poderiam dificultar o processo de identificação. Além disso, uma diferença, para menos, de 48,2 g<sup>2</sup>/Hz

na amplitude do primeiro pico. A Tabela 5.3 mostra os valores e as diferenças entre as frequências naturais obtidas com os dois sistemas de aquisição.

Frequência natural	Acelerômetro	Placa Arduino	Diferença
1. <sup>a</sup>	7,541 Hz	7,510 Hz	0,411%
2. <sup>a</sup>	24,740 Hz	24,720 Hz	0,081%
3. <sup>a</sup>	37,830 Hz	37,880 Hz	0,132%

Tabela 5.3 – Frequências naturais identificadas (modelo de pórtico bidimensional).

#### 5.4.2 Ensaio 02 – Modelo de barra engastada e livre

A Figura 5.11 mostra os sinais obtidos com o acelerômetro profissional e a placa Arduino, no ensaio do modelo de barra engastada e livre (Figura 5.5) em vibração livre após um deslocamento inicial imposto. As séries temporais apresentam uma diferença máxima de 0,08 g entre as acelerações registradas em um mesmo instante de tempo.

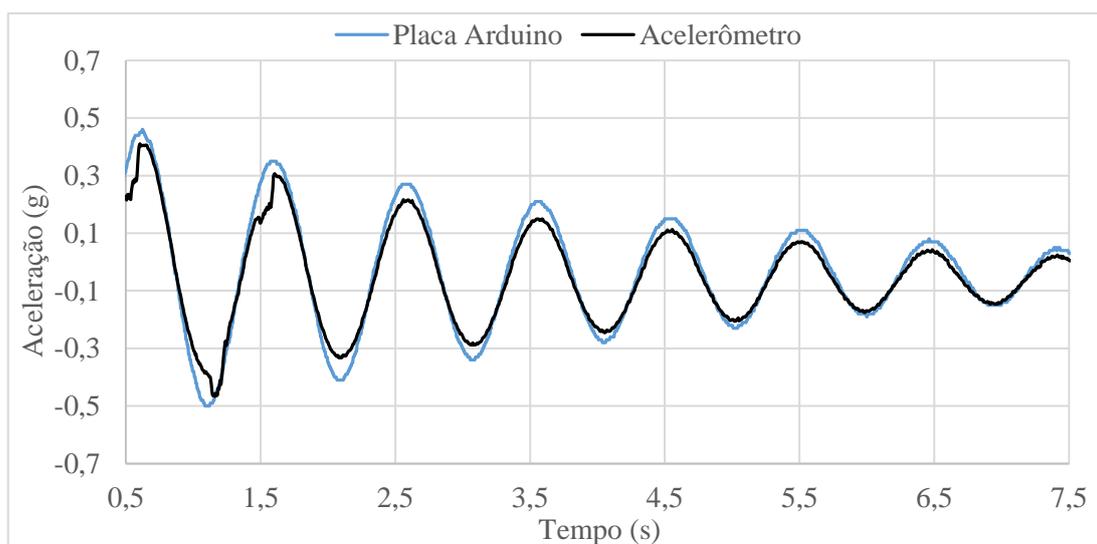


Figura 5.11 – Séries temporais de aceleração obtidas com a placa Arduino e com o acelerômetro profissional (Modelo de barra engastada e livre).

A Figura 5.12 mostra as funções de densidade espectral de potência dos sinais ilustrados na Figura 5.11. Cada curva apresenta um pico, sendo este, o valor da primeira frequência natural do sistema analisado.

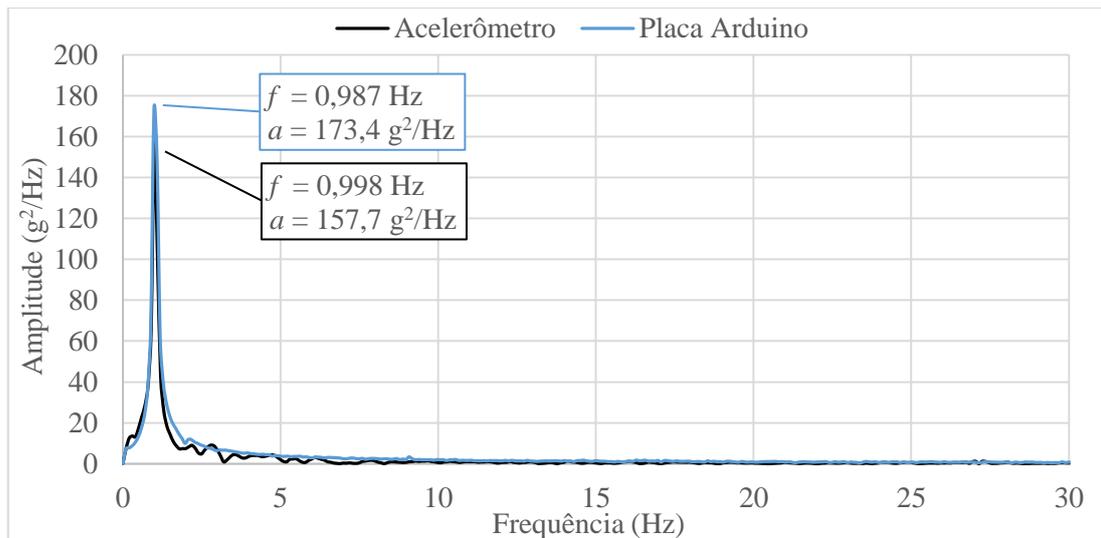


Figura 5.12 – Funções DEP obtidas com a placa Arduino e o acelerômetro profissional (Modelo de barra engastada e livre).

Para este caso, a densidade espectral obtida através dos sinais da placa Arduino apresentou maior conteúdo energético no pico, com diferença, para mais, de 15,7 g<sup>2</sup>/Hz em relação à amplitude obtida com o acelerômetro profissional. A Tabela 5.4 mostra o valor e a diferença entre a frequência natural obtida com os sistemas de aquisição.

Frequência natural	Acelerômetro	Arduino	Diferença
1. <sup>a</sup>	0,998 Hz	0,987 Hz	1,102%

Tabela 5.4 – Frequência natural identificada (modelo de barra engastada e livre).

### 5.4.3 Ensaio 03 – Laje (uma placa Arduino)

A Figura 5.13 mostra a comparação entre os sinais capturados pela placa Arduino e por um acelerômetro profissional da laje de concreto mostrada na Figura 5.6, em vibração livre após aplicação de uma força impulsiva produzida pelo pulo de uma pessoa, com impacto apenas do calcanhar (*heel drop test*). As acelerações obtidas com o sistema profissional, para esse teste, foram registradas em ensaios realizados por Carmona, em 2016.

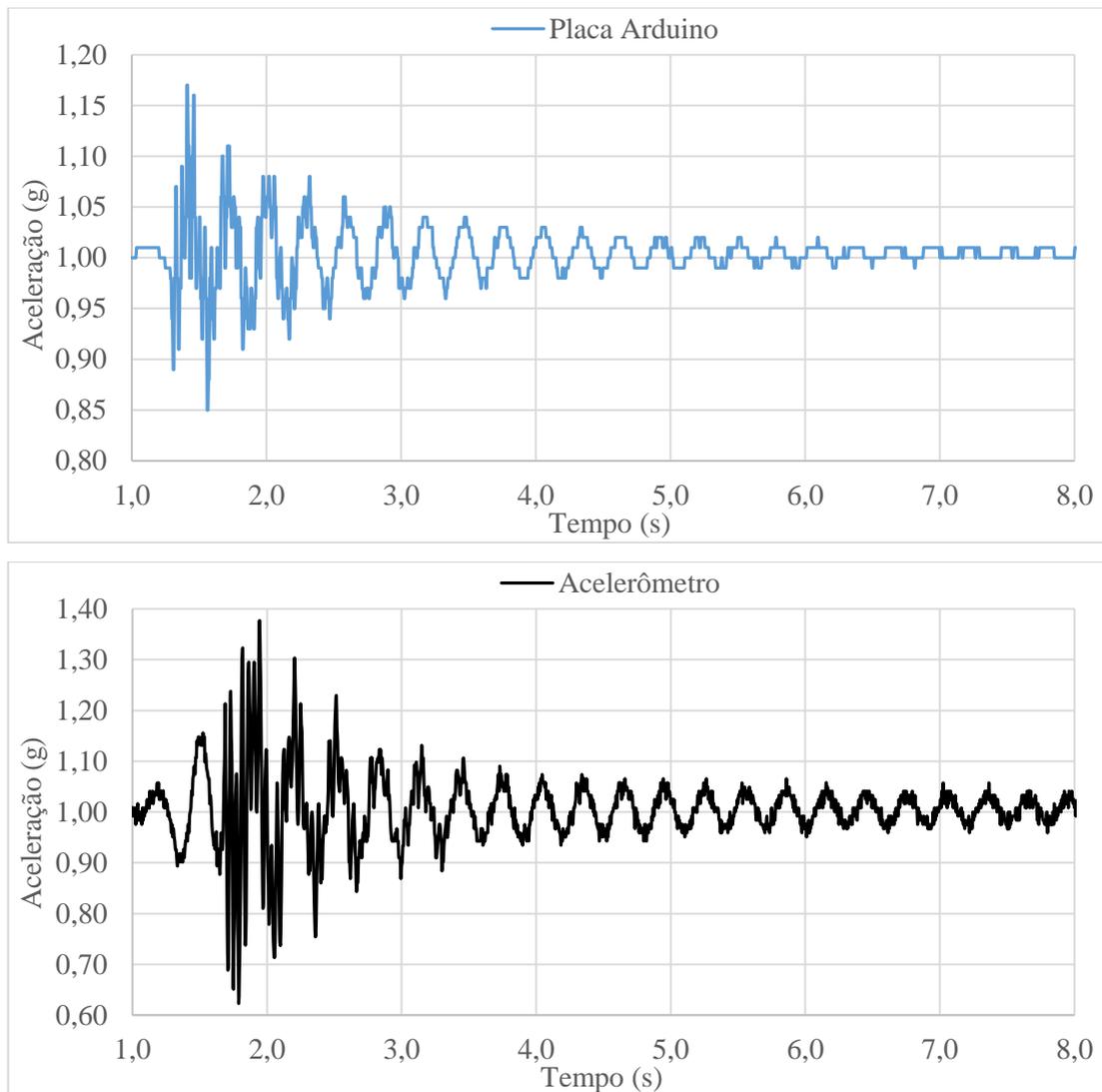


Figura 5.13 – Séries temporais de aceleração obtidas com a placa Arduino e com o acelerômetro profissional (Laje – uma placa).

Por terem sido obtidas através de ensaios realizados em momentos diferentes, as duas séries temporais apresentam diferenças significativas no nível de excitação, com diferença de 0,23 g quando comparadas as máximas acelerações das curvas.

A Figura 5.14 mostra as funções de densidade espectral de potência dos sinais ilustrados na Figura 5.13. As curvas indicam as três primeiras frequências naturais identificadas.

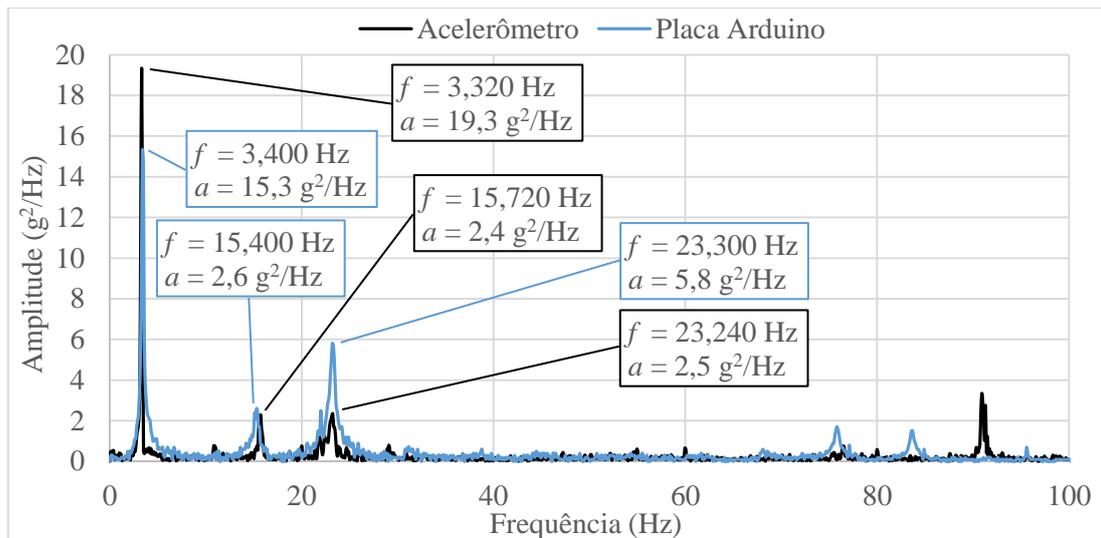


Figura 5.14 – Funções DEP obtidas com a placa Arduino e o acelerômetro profissional (Laje – um sensor).

A amplitude da densidade espectral obtida com o sinal da placa Arduino foi menor apenas no primeiro pico de frequência, com diferença de  $4,0 \text{ g}^2/\text{Hz}$ , sendo este pico, aquele que apresentou a maior diferença entre as frequências naturais identificadas. A Tabela 5.5 faz um comparativo entre os valores obtidos com os dois sistemas de aquisição.

Frequência natural	Acelerômetro	Placa Arduino	Diferença
1. <sup>a</sup>	3,320 Hz	3,400 Hz	2,410%
2. <sup>a</sup>	15,720 Hz	15,400 Hz	2,036%
3. <sup>a</sup>	23,240 Hz	23,300 Hz	0,258%

Tabela 5.5 – Frequências naturais identificadas (Laje – um sensor).

#### 5.4.4 Ensaio 04 – Laje (duas placas Arduino)

Este experimento, mostrado na Figura 5.7, foi realizado para verificar a capacidade do sistema de aquisição proposto para determinação dos modos de vibração relacionados às frequências naturais identificadas. Para isso, é necessário um mínimo de dois sensores para compor *setups* de ensaios com pontos de medição ao longo da estrutura. Para esta etapa, foi utilizado o método FDD (*Frequency Domain Decomposition*), através do *software* Artemis Modal 4.0. Este foi o método utilizado por Carmona nas análises de 2016. A Figura 5.15 mostra a seleção dos picos da DEP relacionada ao primeiro valor singular executada pelo método.

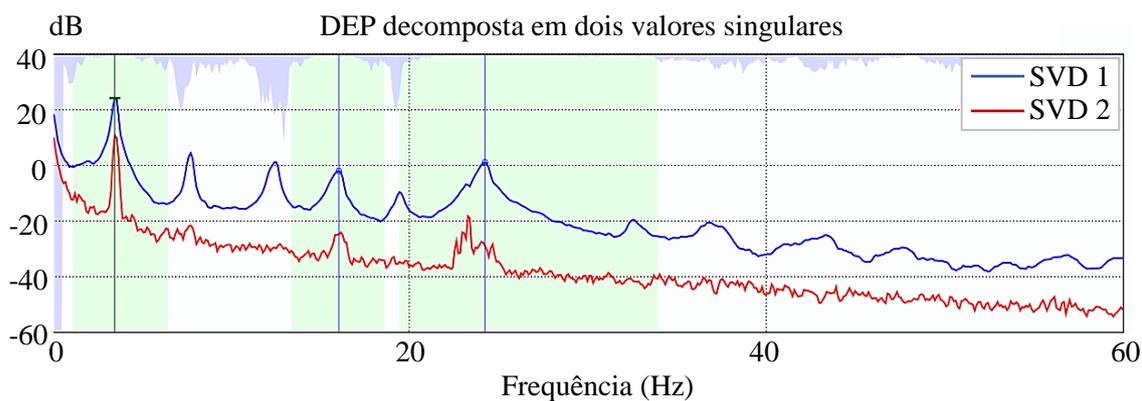


Figura 5.15 – Função DEP obtida com a placa Arduino, decomposta em dois valores singulares.

A Figura 5.16 mostra os três primeiros modos de vibração identificados pelo método, que utilizou as séries temporais de aceleração dos 24 *setups* de ensaio obtidas com as duas placas Arduino/Genuino 101.

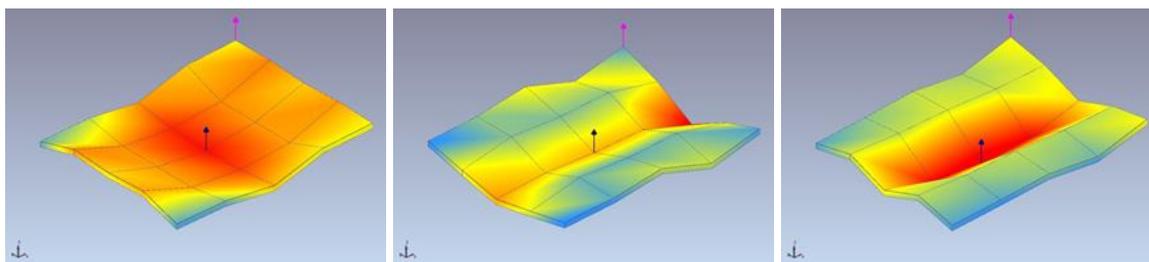


Figura 5.16 – Primeiros três modos de vibração natural, crescente da esquerda para direita (Laje – duas placas).

A Tabela 5.6 mostra a comparação entre as frequências naturais obtidas com o sistema de aquisição composto por uma e por duas placas Arduino, utilizando os métodos PP e FDD, respectivamente.

Frequência natural	Uma placa Arduino (método PP)	Duas placas Arduino (método FDD)	Diferença
1. <sup>a</sup>	3,400 Hz	3,509	3,206%
2. <sup>a</sup>	15,400 Hz	16,055	4,253%
3. <sup>a</sup>	23,300 Hz	24,242	4,043%

Tabela 5.6 – Frequências naturais identificadas pelo sistema de aquisição proposto, composto por uma e duas placas Arduino.

Carmona (2016) realizou um ensaio similar utilizando dois acelerômetros profissionais, entretanto, com um número maior de pontos medidos, totalizando 80 *setups* de ensaio. A Figura 5.17 mostra os três primeiros modos de vibração identificados através daquelas séries temporais de aceleração, também utilizando o método FDD.

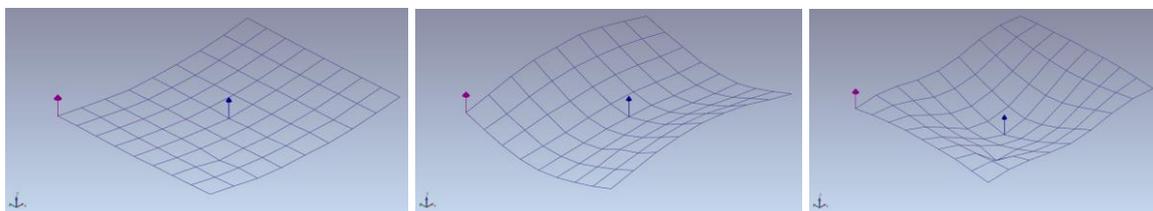


Figura 5.17 – Primeiros três modos de vibração natural, crescente da esquerda para direita (Laje – a partir das séries de aceleração obtidas por Carmona, em 2016, com dois acelerômetros profissionais).

Os modos de vibração não foram quantitativamente comparados. Eles foram obtidos através de modelos experimentais com número de pontos medidos diferentes e não coincidentes, o que impossibilita a determinação de qualquer índice de comparação de formas modais. Sendo assim, a análise fica restrita à verificação da capacidade de determinação dos modos por parte do sistema formado por placas Arduino.

A Tabela 5.7 faz um comparativo entre as frequências naturais obtidas com os dois sistemas de aquisição – duas placas Arduino (ensaios realizados neste trabalho) e dois acelerômetros profissionais (ensaios realizados por Carmona, em 2016) – utilizando o método FDD. A máxima diferença entre as frequências foi de 4,303%.

Frequência natural	Dois acelerômetros profissionais	Duas placas Arduino	Diferença
1. <sup>a</sup>	3,418 Hz	3,509 Hz	2,662%
2. <sup>a</sup>	15,527 Hz	16,055 Hz	3,401%
3. <sup>a</sup>	23,242 Hz	24,242 Hz	4,303%

Tabela 5.7 – Comparação entre as frequências naturais obtidas com os dois sistemas de aquisição, utilizando o FDD.

#### 5.4.5 Discussões e conclusão

Os espectros de potência obtidos nos ensaios demonstram a capacidade do sistema de aquisição proposto quando são analisadas estruturas com baixo valor de frequência natural, que é uma característica das estruturas estaiadas em função da sua flexibilidade.

Além disso, o espectro de potência gerado com as séries temporais de aceleração obtidas com a placa, no ensaio com menor valor de frequência natural (Ensaio 02), apresentou maior amplitude, bem como uma melhor definição da curva nas regiões fora do pico.

Três diferentes modelos de laboratório foram utilizados para avaliar a capacidade do sistema de aquisição de dados proposto, em uma faixa de frequência específica. Foi buscada uma faixa equivalente àquela que ocorre em estruturas reais, especialmente em grandes estruturas, que sofrem problemas estruturais devido a oscilações excessivas. Com as propriedades dinâmicas experimentais, é possível obter um modelo numérico que descreva o comportamento dinâmico real da estrutura, que é uma ferramenta importante para acompanhar sua vida útil.

Todos os experimentos realizados com o sistema de aquisição baseado na plataforma Arduino obtiveram resultados promissores. Eles foram comparados a acelerômetros típicos utilizados por empresas especializadas em SHM (*Structural Health Monitoring*), conectados a um sistema de aquisição profissional munido de condicionador de sinal. Embora o sistema de aquisição tenha apresentado ruído, evidenciado pelos espectros, não foi significativo para interferir no processo de identificação das frequências e modos de vibração natural dos modelos analisados, exceto para o caso do modelo de pórtico bidimensional (Ensaio 01). Observou-se, neste ensaio, dois picos de frequência com baixo conteúdo energético, mas que poderiam interferir no processo de identificação quando da aplicação do sistema alternativo sem a referência do sistema profissional. Vale salientar que o Ensaio 01 apresentou os maiores valores de frequência natural, podendo este problema ser resultado da fixação da placa ao pórtico, visto que o deslocamento do modelo é na direção longitudinal do dispositivo, ou em função da própria limitação do sistema, visto que não possui condicionadores para tratamento dos sinais.

Um aspecto a ser levado em consideração é o valor da frequência de amostragem, que apresentou variações nos ensaios realizados. Isso provavelmente ocorreu devido à própria instabilidade da placa, ao uso de diferentes comprimentos de cabos e/ou cabos com diferentes velocidades de transmissão de dados. Para eliminar este último fator observado nos ensaios, apenas cabos USB 2.0 foram usados.

Para os testes 01 e 02, foram utilizados cabos USB 2.0 com 3,0 m de comprimento. Estes dois testes apresentaram praticamente a mesma frequência de amostragem com uma variação máxima de 2 a 3 amostras nos intervalos de registro. Para os testes 03 e 04, foram utilizados cabos USB 2.0 com 5,0 m de comprimento. No teste 03, onde foi utilizada uma

placa, a frequência de amostragem diminuiu cerca de 1Hz em relação aos testes 01 e 02, mostrando o efeito do comprimento do cabo. O mesmo efeito foi observado no teste 04, adicionado o efeito provocado pelo uso de duas placas simultaneamente, cuja frequência de amostragem diminuiu em mais de 5Hz. O valor de frequência de amostragem do teste 04 de 218Hz é devido a um ajuste nos códigos da placa, que foi alterado para aumentar esse valor. Em resumo, o número de registros mostrou-se sensível ao *hardware* do sistema de aquisição, apesar das mesmas placas Arduino/Genuino 101 serem utilizadas.

Todos os resultados obtidos com o sistema de aquisição proposto utilizando a placa Arduino/Genuino 101 foram satisfatórios. No caso de um sensor, a diferença máxima encontrada nas frequências naturais identificadas em relação aos resultados obtidos com acelerômetros profissionais foi de 2,410%. No caso de dois sensores, o sistema de aquisição proposto foi capaz de identificar três formas modais e suas respectivas frequências naturais. A diferença máxima nas frequências naturais identificadas quando comparadas aos resultados obtidos com acelerômetros profissionais foi de 4,303%, ocorrida no terceiro modo vibração da laje.

Em geral, modelos com faixa de frequência entre 0,998 Hz e 37,830 Hz foram analisados e os resultados obtidos demonstraram a capacidade do sistema proposto na aquisição das séries temporais de resposta de estruturas, mesmo com baixos valores de frequência natural, o que é uma característica das estruturas estaiadas. Entretanto, deve-se tomar cuidado com os comprimentos dos cabos USB utilizados. Ficou claro que há uma tendência de diminuição do número de amostras capturada e, conseqüentemente, redução da frequência de amostragem do experimento, quando cabos maiores foram utilizados. Esse aspecto foi levado em consideração no ensaio da estrutura utilizada como estudo de caso desta pesquisa, sendo utilizados cabos curtos de 1,5 m de comprimento, munidos de filtro, e extensões USB maiores, com 15,0 m de comprimento, mas equipadas com amplificadores de sinal.

## 6 ESTUDO DE CASO – PASSARELA ESTAIADA KM 88 BR101 (SE)

### 6.1 INTRODUÇÃO

Neste estudo de caso, os métodos apresentados nos capítulos anteriores, bem como algumas ferramentas adicionais, são aplicados a uma estrutura real, a passarela estaiada localizada no km88 da BR101, no estado de Sergipe. São descritas, na prática, as abordagens utilizadas em todas as etapas do procedimento proposto para avaliação da integridade de estruturas estaiadas, bem como todos os resultados obtidos. Detalhadamente, tem-se: *i*) ensaios dinâmicos dos estais e da estrutura completa utilizando um sistema de aquisição baseado na plataforma Arduino; *ii*) identificação dinâmica dos estais, utilizando o método *Peak Picking* (PP), para determinação das forças de protensão através da Lei de Mersenne/Taylor; *iii*) identificação das propriedades dinâmicas (frequências naturais e modos de vibração) da passarela, utilizando os métodos *Curve-fit Frequency Domain Decomposition* (CFDD) e *Stochastic Subspace Identification – Unweighted Principal Components* (SSI-UPC); *iv*) concepção e atualização do modelo numérico da passarela, ambas com abordagens simplificadas; *v*) ajuste do modelo numérico para se obter as forças reais do estais, bem como para lidar com a inserção de danos; *vi*) concepção da arquitetura da Rede Neural Artificial (RNA) *Feedforward Backpropagation*, bem como dos dados para treinamento da rede; *vii*) validações e testes automáticos da rede; *viii*) verificação da RNA para ensaios simulados, através de cenários de dano diferentes daqueles utilizados no treinamento; *ix*) inserção do vetor de entrada, obtido em novo ensaio dinâmico, na RNA com o objetivo de identificar, localizar e obter uma possível ordem de gravidade no caso de múltiplos danos; e, por fim, *x*) avaliação da integridade estrutural da passarela estaiada com base nos dados obtidos nos ensaios dinâmicos e nas análises.

### 6.2 DESCRIÇÃO DA PASSARELA

A passarela estaiada cruza a BR101, no km 88, na cidade de Nossa Senhora do Socorro, no estado de Sergipe (Figura 6.1). O comprimento total do tabuleiro é 58,0 m, com largura de 2,0 m, divididos em dois vãos por um único mastro central, em cavalete modificado, com altura de 22,4 m. Tem arranjo misto dos estais distribuídos espacialmente em dois planos inclinados localizados um de cada lado do tabuleiro. Cada plano possui 8 estais com 32,0 mm de diâmetro (Figura 6.2), formados por barras Dywidag (Figura 6.3).

Metade dos 16 estais são aplicados como cabos de retaguarda externos, ancorados externamente a um bloco de fundação. A superestrutura foi produzida em concreto armado com  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ . A Figura 6.4 mostra detalhes do mastro e do tabuleiro.



Figura 6.1 – Passarela estaiada localizada na cidade de Nossa Senhora do Socorro, Sergipe.

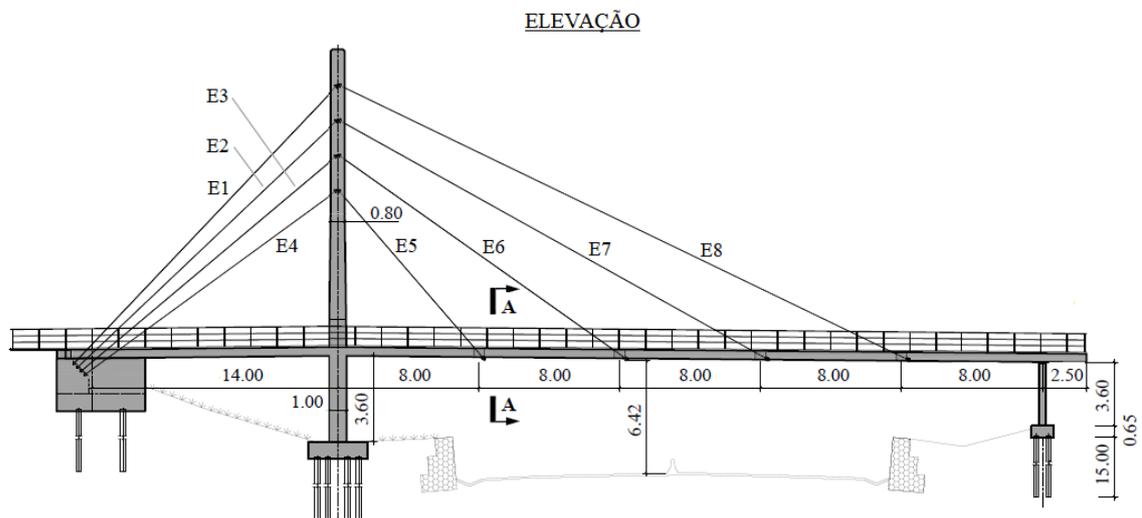


Figura 6.2 – Elevação da passarela.

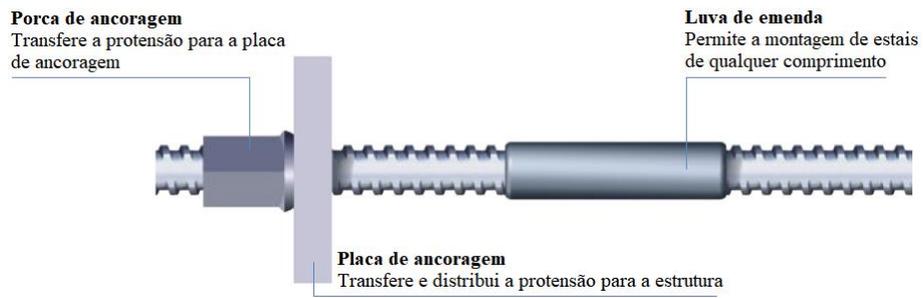
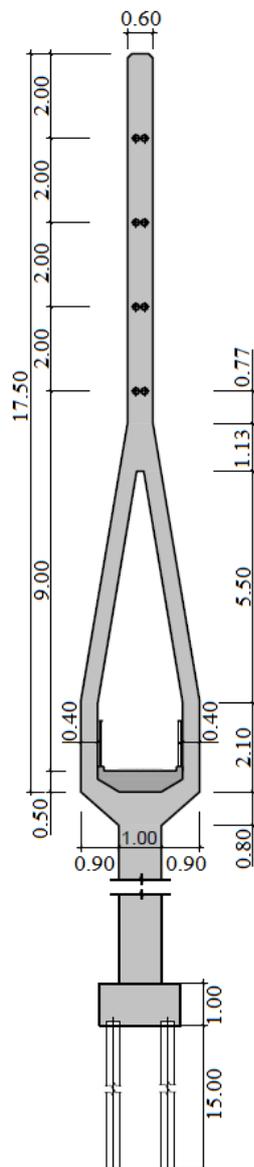


Figura 6.3 – Detalhe do sistema de barras Dywidag (SISTEMAS DYWIDAG, 2017).

DETALHE DO MASTRO



CORTE A-A

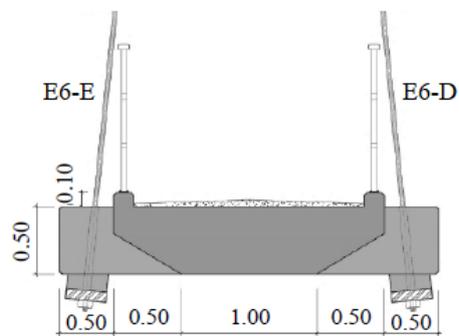


Figura 6.4 – Detalhes do mastro e do tabuleiro (corte A-A).

### 6.3 CONCEPÇÃO DO MODELO NUMÉRICO INICIAL DA PASSARELA

Para esta pesquisa foi criado um modelo tridimensional em elementos finitos da passarela utilizando o *software* SAP2000, através de elementos de barra simples com seis graus de liberdade em cada extremidade para o tabuleiro e mastro, e elementos de cabo (“catenários”) para os estais, totalizando 349 elementos de barra, 16 elementos de cabo, 468 nós e 2808 graus de liberdade. Cada elemento estrutural foi simulado da seguinte forma:

i) Tabuleiro – foram utilizados elementos de viga tridimensionais com rigidez equivalente para modelar as quatro barras longitudinais do modelo. A seção transversal do tabuleiro foi dividida em quatro partes. Para cada parte foram calculados o momento de inércia e o centro de gravidade, que indicaram as rigidezes e as posições das barras longitudinais equivalentes, respectivamente (ver Figura 6.5). As rigidezes das barras transversais foram calculadas considerando-se metade da distância, que é de 0,50 m, entre as barras adjacentes (elementos de viga tridimensionais também foram utilizados). A ligação entre o tabuleiro e o mastro foi considerada engastada em todos os modelos, com base no projeto estrutural que indica armação considerável nessa região. A ligação entre o tabuleiro e o bloco de ancoragem foi inicialmente considerada engastada. O suporte fornecido pelo pilar foi inicialmente simulado como fixo apenas para deslocamentos. Assumiu-se inicialmente um peso específico de 25,0 kN / m<sup>3</sup> e um módulo de elasticidade de 30 GPa para o concreto.

A Figura 6.5 mostra o detalhe da divisão da seção transversal em quatro partes. Para cada parte destacada, foram calculadas a inércia e o centroide, os quais definiram a rigidez e a posição transversal de cada barra longitudinal (BL).

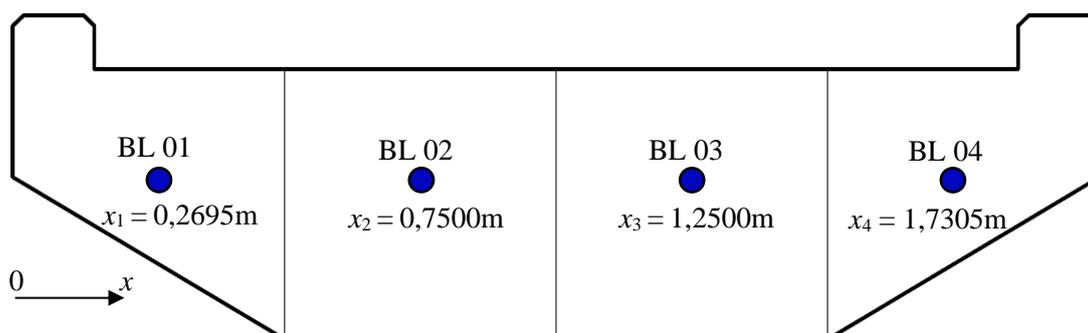


Figura 6.5 – Detalhe da divisão da seção transversal do tabuleiro para definição das rigidezes e posições das barras longitudinais equivalentes.

Para homogeneizar a distribuição das barras longitudinais, como a diferença se mostrou muito pequena, as coordenadas das barras BL 01 e BL 04 foram modificadas, respectivamente, para  $x_1 = 0,2500$  m e  $x_4 = 1,7500$  m. Desta forma, a distância transversal entre todas as barras longitudinais ficou de 0,50 m. As inércias foram calculadas em relação aos eixos centroidais sem esses ajustes. Assim, para o tabuleiro, chegou-se a uma malha de 0,50 m x 0,50 m.

ii) Mastro – foram utilizados elementos de viga tridimensionais considerando as seções transversais de projeto. A condição de contorno entre o mastro e a fundação foi considerada inicialmente como engastada. Assumiu-se também inicialmente um peso específico de  $25,0 \text{ kN/m}^3$  e um módulo de elasticidade de 30 GPa para o concreto.

iii) Estais – foram utilizados elementos de cabo ou elementos “catenários”. Eles consideram a não linearidade causada pela geometria deformada do cabo provocada pelo peso próprio. Inicialmente, estes elementos foram considerados indeformáveis, selecionando o tipo de cabo, na ferramenta que define sua geometria implementada no SAP2000, chamado “*undeformed length*”. Foi utilizado peso específico de  $76,9415 \text{ kN/m}^3$  para o aço do estais (valor fornecido pelo fabricante) e, inicialmente, módulo de elasticidade de 205 GPa.

Com este modelo inicial foi realizada uma análise modal para auxiliar na definição dos *setups* de ensaio da estrutura. É importante ressaltar que todas as análises modais realizadas neste trabalho, apesar de lineares, foram feitas considerando o estado deformado da passarela sob carregamento permanente, através da ferramenta de análise estática não linear do SAP2000. A Figura 6.6 ilustra o modelo numérico inicial da passarela.

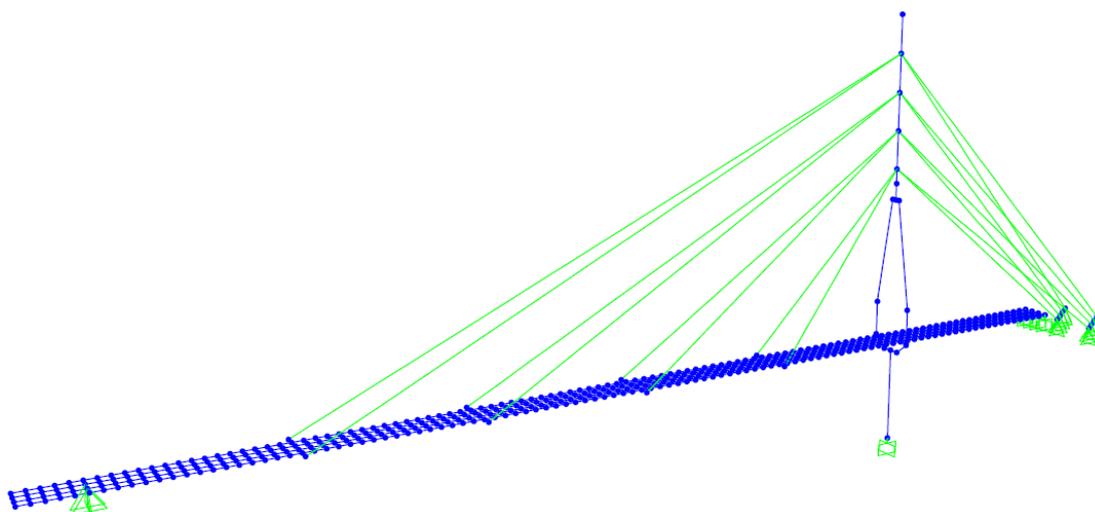


Figura 6.6 – Modelo numérico inicial da passarela.

## 6.4 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DINÂMICOS

### 6.4.1 Introdução

Revisões de literatura sobre monitoramento estrutural, métodos para medições de vibração, detecção de mudanças em parâmetros físicos de um sistema ou detecção de danos para sistemas estruturais são atualmente muito importantes. Recentemente, novas ideias para se obter registros da resposta de estruturas sob vibrações ambientais foram propostas (NEGULESCU *et al.*, 2013). As séries temporais são necessárias para os métodos de identificação dinâmica de sistemas estruturais. Este processo consiste em submeter as estruturas a ensaios dinâmicos não destrutivos, buscando a identificação de características dinâmicas importantes tais como frequências naturais e modos de vibração natural, com o objetivo de conceber um modelo numérico que descreva seu comportamento dinâmico. Estes resultados podem ser usados, por exemplo, na calibração e validação de modelos numéricos de estruturas em geral e, com novas etapas de identificação baseadas em uma rotina de monitoramento, podem evidenciar a presença de danos estruturais.

Como alternativa, esta pesquisa utilizou a plataforma Arduino e o *software* Realterm para capturar e registrar as séries temporais de aceleração, como detalhado na sequência. A placa selecionada foi a Arduino/Genuino 101. O dispositivo é capaz de medir sinais de aceleração através do acelerômetro e giroscópio de três eixos contido na placa, o Bosch BMI160.

### 6.4.2 Ensaios dos estais

Para os estais, as séries temporais de aceleração foram obtidas utilizando uma placa Arduino/Genuino 101, conectada ao computador com o *software* Realterm, através de um cabo USB A/B de 3,0 m de comprimento. O dispositivo foi posicionado a 2,0 m de distância vertical do tabuleiro, em todos os ensaios dos estais. Em análise qualitativa prévia, a posição escolhida demonstrou capacidade de revelar um mínimo de quatro modos de vibração natural, teoricamente com conteúdo energético necessário para o processo de identificação dinâmica, levando-se em consideração a magnitude das coordenadas dos modos de vibração teóricos neste ponto. Além do vento natural e da passagem de pedestres, foi aplicado um deslocamento inicial de forma manual, com o objetivo de aumentar a energia de excitação. A taxa de aquisição foi de 210 Hz e a duração de registro de 30 s, totalizando 6300 amostras

de aceleração em escala g. A Figura 6.8 mostra o esquema geral utilizado nestes ensaios e a Figura 6.9, o detalhe *in loco*.

### 6.4.3 Ensaios da estrutura

Uma diversidade de técnicas para ensaios modais está disponível e existe uma literatura extensa com estudos de caso de passarelas. As passarelas, especialmente aquelas que necessitam de investigação, são normalmente leves e suas frequências naturais tendem a ser inferiores a 5 Hz. Elas podem ser excitadas com alta energia sob o tipo de carga para a qual foram projetadas, ou seja, sob ação de pessoas. Consequentemente, pessoas andando ou pulando para gerar resposta é uma prática amplamente utilizada em ensaios dinâmicos de passarelas (BROWNJOHN *et al.*, 2016), técnica que foi utilizada neste trabalho. Além desta excitação e da provocada pelo vento natural, foi observada a incidência significativa de vento de sobrepressão gerado pela passagem de caminhões abaixo da passarela.

Para realizar o ensaio dinâmico da estrutura completa foi necessário compor um sistema de aquisição, que consistiu de um computador com o *software* de aquisição de dados, nesse caso o *Realterm*, 03 cabos USB A/B com comprimento de 1,5 m munidos de filtro, 03 extensões USB A/B com comprimento de 15,0 m equipadas com amplificadores de sinal e 03 placas Arduino/Genuino 101. O sensor de referência foi posicionado na região de ligação do estai E6 com o tabuleiro. Com base na análise das formas modais fornecidas pelo modelo inicial da passarela, a posição se mostrou promissora por apresentar coordenadas significativas em quase todos os modos teóricos. Além disso, visto o comprimento dos cabos utilizados, foi possível montar todos os *setups* de ensaio tendo esta posição como fixa. A Figura 6.7 ilustra os nove primeiros modos de vibração obtidos no modelo numérico inicial e suas respectivas frequências naturais, bem como destaca a localização adotada para a placa Arduino de referência.

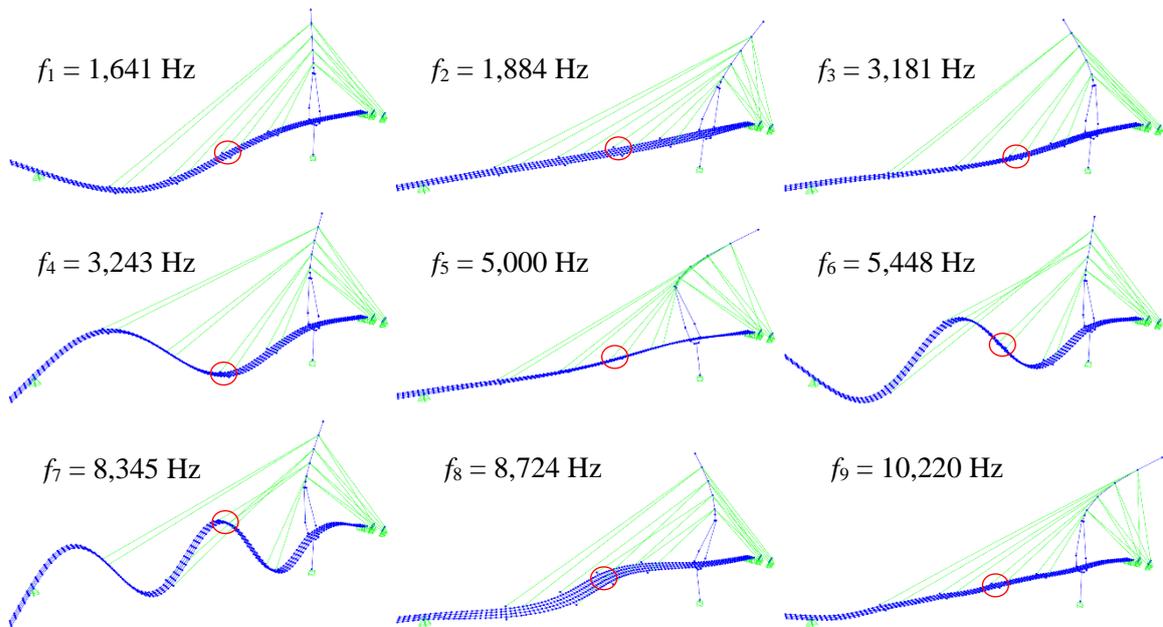


Figura 6.7 – Nove primeiros modos obtidos com o modelo numérico inicial da passarela, com destaque para a posição adotada para o sensor de referência dos *setups* de ensaio.

Para todos os *setups* de ensaio, a frequência de amostragem foi de 205 Hz com intervalo de registro de 30 s, totalizando 6150 amostras de aceleração em escala g. A Figura 6.8 ilustra o esquema de instalação do sistema de aquisição proposto na passarela (legenda: Estai 8, à direita = E8-D / terceiro *setup* de ensaio = *setup* 03) e a Figura 6.9, o detalhe *in loco*.

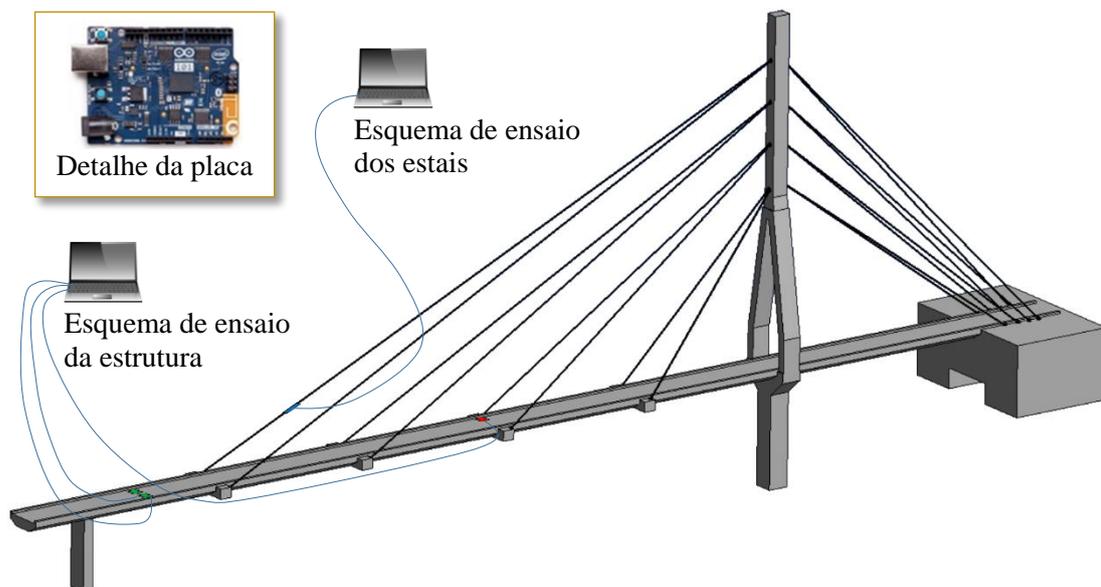


Figura 6.8 – Esquemas de ensaio dos estais (Ex.: E8-D) e da estrutura (Ex.: *setup* 03).

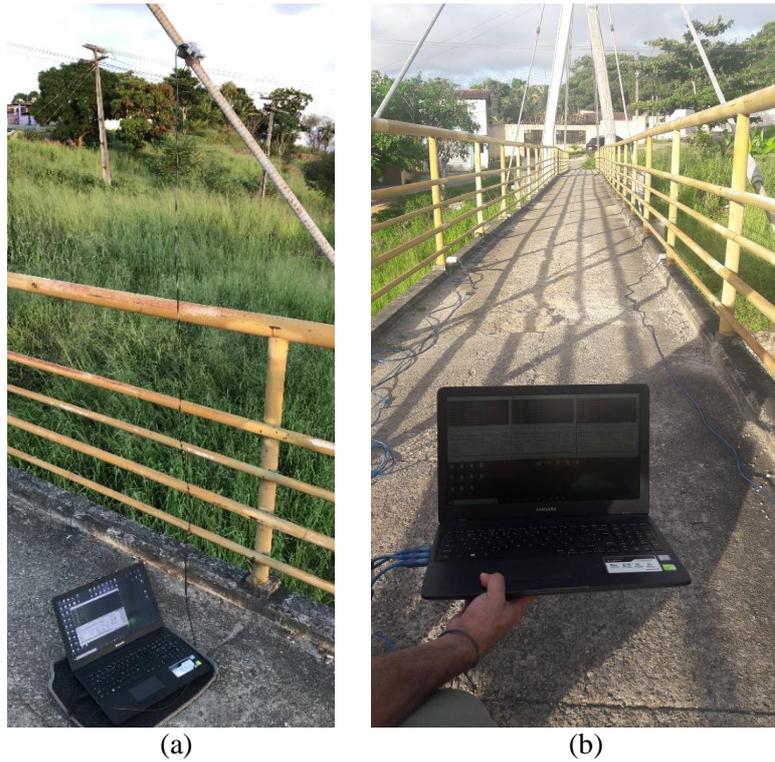


Figura 6.9 – Detalhes dos sistemas instalados na passarela: (a) ensaio do estai E5-E; (b) *setup* de ensaio 07.

Foram feitos, no total para o ensaio global, 17 *setups*, com os sensores posicionados ao longo do tabuleiro e em parte do mastro, com o sistema de aquisição proposto. A Figura 6.10 mostra o posicionamento dos sensores de todos os *setups* de ensaio utilizados na OMA (*Operational Modal Analysis*).

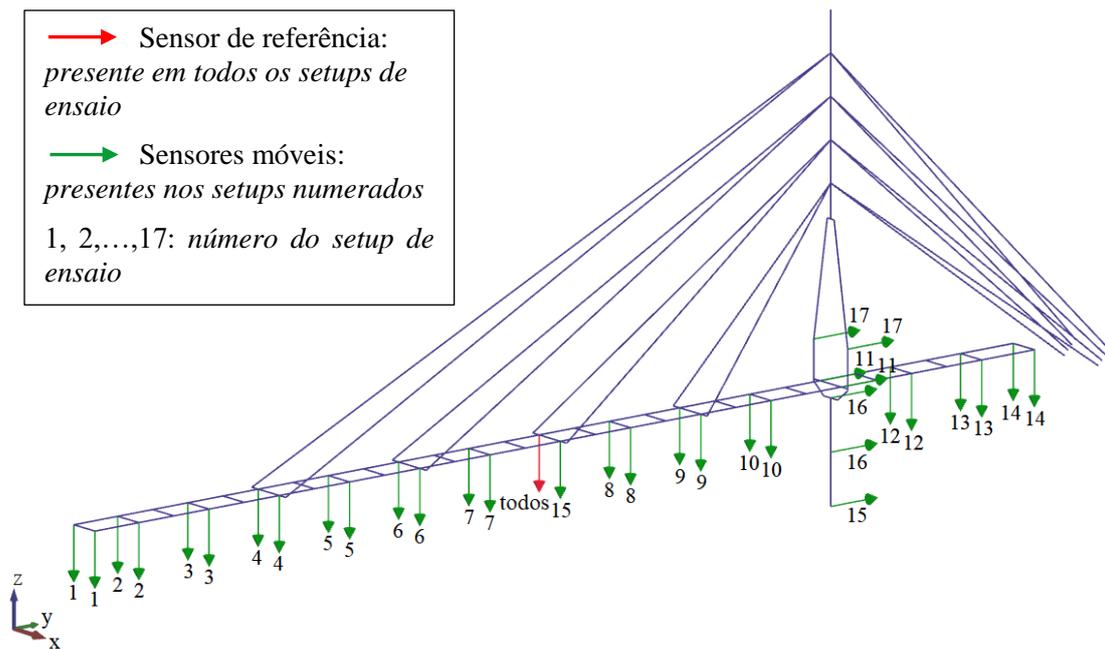


Figura 6.10 – *Setups* de ensaio utilizados na passarela.

## 6.5 IDENTIFICAÇÃO DO SISTEMA

### 6.5.1 Introdução

O ajuste das condições de contorno e parâmetros dos materiais em modelos numéricos pode ser realizada utilizando os resultados de ensaios dinâmicos e/ou estáticos. A análise modal experimental pode ser realizada com três procedimentos principais de ensaio: vibração ambiente, vibração forçada e vibração livre (CHISARI *et al.*, 2015). Neste estudo de caso, que utilizou a combinação de vibração ambiente e forçada, as principais excitações observadas foram o vento natural, de sobrepessão em função da passagem de caminhões abaixo da passarela e a passagem de pessoas. Além disso, com o objetivo de aumentar a energia da excitação, foram utilizadas duas pessoas que pularam, saltaram e correram ao longo da passarela durante os registros.

### 6.5.2 Estais

A identificação das frequências naturais dos estais foi realizada utilizando-se o método PP. É um método não paramétrico, onde é feita a transformação do sinal de tempo no domínio da frequência através da transformada de Fourier, resultando na FRF (Função de Resposta em Frequência) e na função DEP (Densidade Espectral de Potência) do sinal obtido no estai. As frequências naturais dos sistemas analisados estão associadas aos valores de frequência nos picos do espectro. Esta técnica foi aplicada usando o *software* MATLAB. A Figura 6.11 mostra as séries temporais de aceleração obtidas com a placa Arduino, para 04 dos 16 estais, com numeração conforme a Figura 6.2 e posição transversal conforme a Figura 6.4 (legenda: Estai 5, à direita = E5-D). As séries completas de aceleração de todos os estais encontram-se no Anexo A.

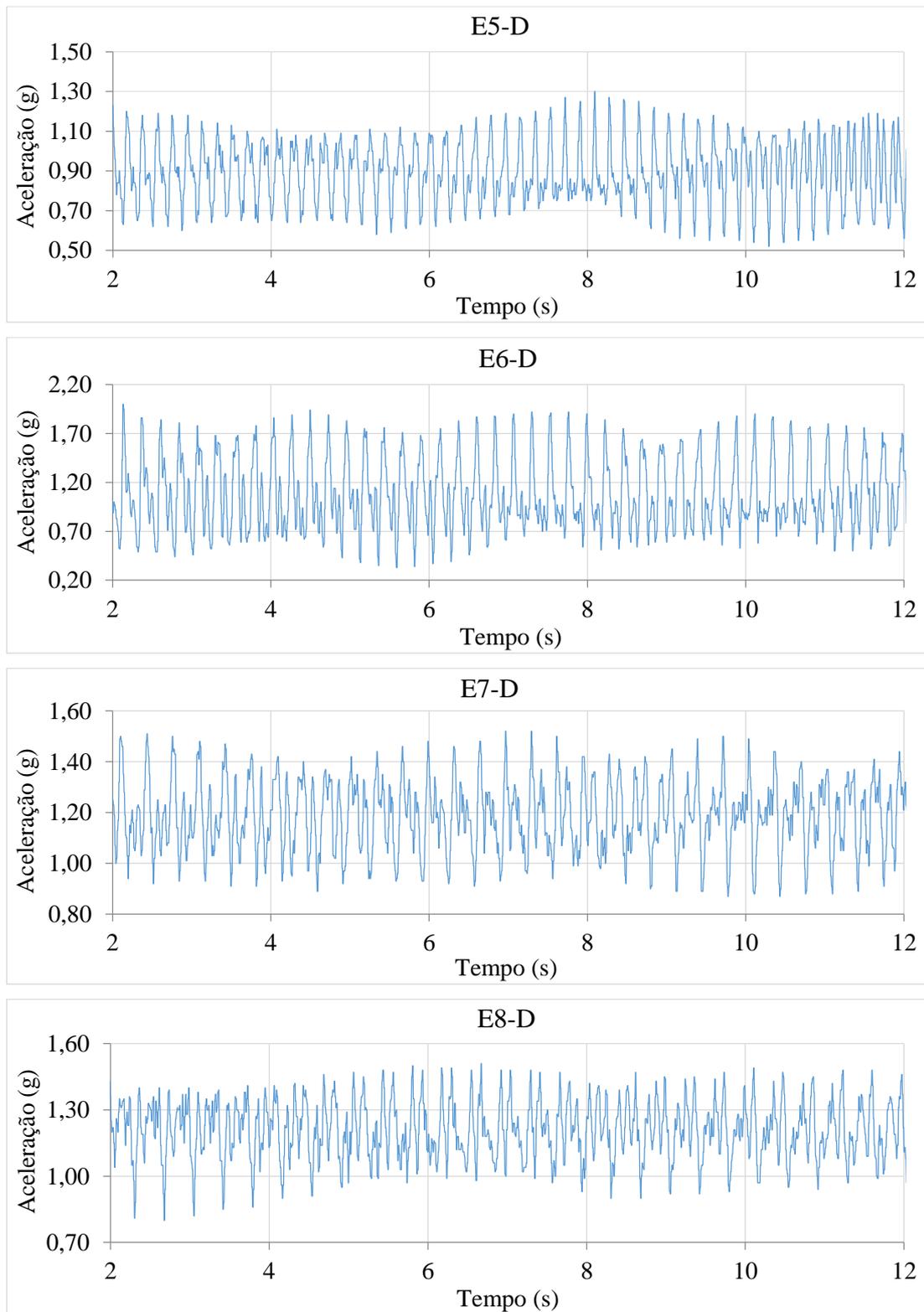


Figura 6.11 – Séries temporais de aceleração do estais E5-D, E6-D, E7-D e E8-D, obtidas com o sistema de aquisição proposto.

A Figura 6.12 mostra os espectros dos sinais da Figura 6.11. Os espectros de potência completos de todos os estais encontram-se no Anexo A.

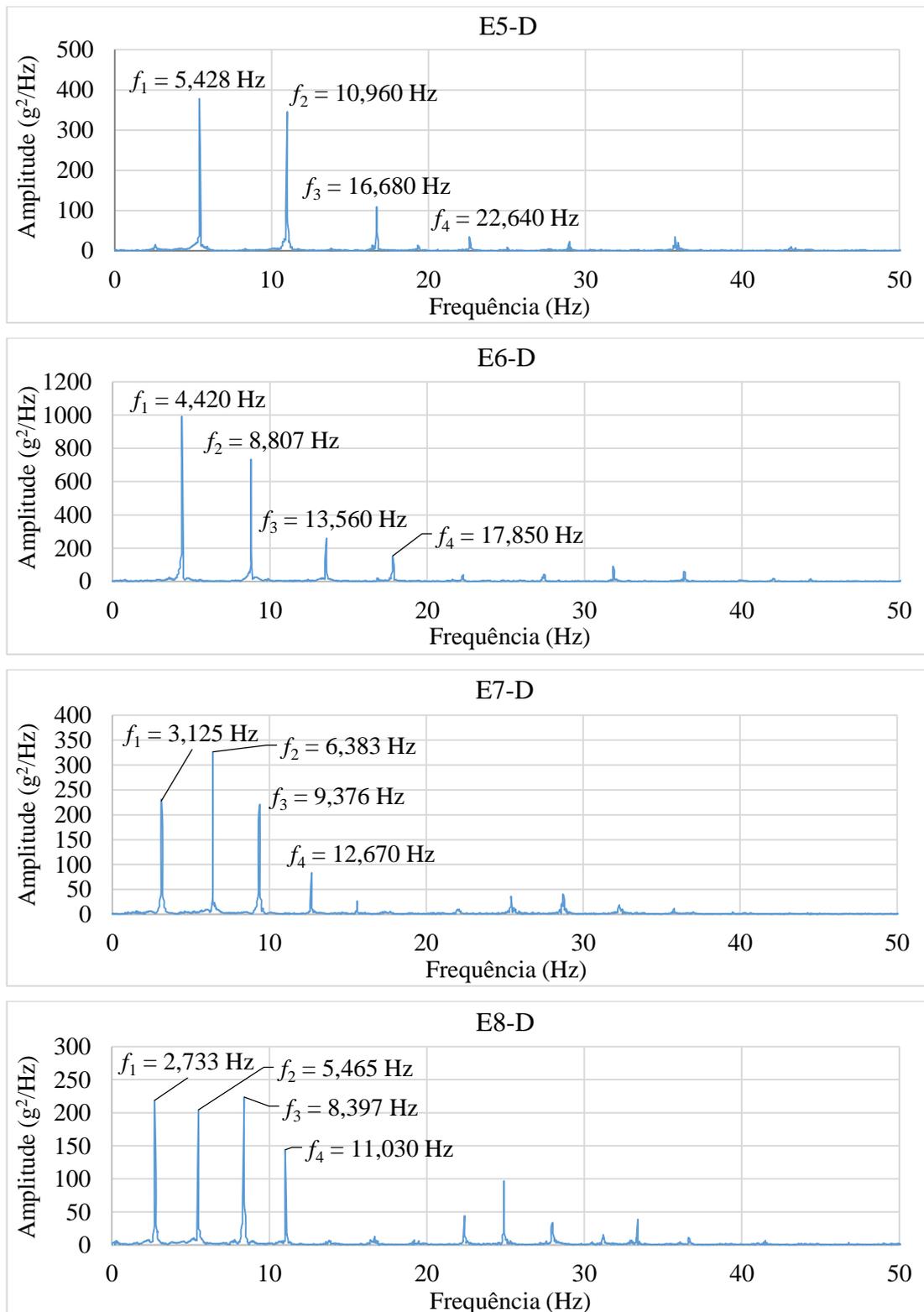


Figura 6.12 – Densidades espectrais de potência dos sinais de aceleração capturados dos estais E5-D, E6-D, E7-D e E8-D.

As frequências naturais dos cabos são utilizadas neste trabalho para determinar as forças axiais das estais *in loco*. Uma maneira simples de estimar estas forças em termos de

suas frequências naturais de vibração é utilizando a Lei da corda vibrante de Mersenne/Taylor, dada pela Equação 4.49.

A Tabela 6.1 mostra as forças axiais de todos os estais relacionadas às primeiras quatro frequências naturais identificadas pelo método PP, o valor médio dessa tração (T) utilizado posteriormente no modelo numérico da passarela e o desvio padrão.

Estai	T[f <sub>1</sub> ] (kN)	T[f <sub>2</sub> ] (kN)	T[f <sub>3</sub> ] (kN)	T[f <sub>4</sub> ] (kN)	Média T (kN)	Desvio padrão
E1-D	266,188	281,824	269,810	284,778	275,650	9,038
E1-E	252,517	257,716	254,651	274,901	259,946	10,196
E2-D	203,398	210,354	204,368	222,526	210,161	8,798
E2-E	215,455	221,224	217,341	234,415	222,109	8,549
E3-D	178,057	173,412	179,655	187,569	179,673	5,893
E3-E	183,014	177,074	182,967	191,378	183,608	5,883
E4-D	156,372	168,425	165,688	170,878	165,341	6,344
E4-E	143,693	155,256	153,794	158,646	152,847	6,433
E5-D	95,428	97,265	100,126	103,760	99,145	3,634
E5-E	105,231	106,528	109,332	113,703	108,699	3,750
E6-D	173,207	171,916	181,133	176,554	175,703	4,114
E6-E	179,853	178,578	187,874	182,539	182,211	4,120
E7-D	174,954	182,479	174,991	179,745	178,042	3,716
E7-E	175,290	179,064	171,574	176,356	175,571	3,103
E8-D	226,935	226,852	238,028	231,022	230,710	5,253
E8-E	238,028	235,146	245,628	239,476	239,570	4,422

Tabela 6.1 – Forças axiais dos estais relacionadas às primeiras quatro frequências naturais identificadas e o valor T final.

### 6.5.3 Estrutura

A identificação das propriedades dinâmicas, frequências naturais e modos de vibração para este caso, a partir de dados de vibração ambiente foi realizada utilizando dois métodos que consideram somente a resposta da estrutura: a técnica CFDD e a variante SSI-UPC. Estes métodos estão disponíveis no *software* comercial ARTeMIS Modal 4.0, que foi utilizado neste trabalho.

A Figura 6.13 mostra as séries temporais obtidas pelo sistema de aquisição proposto no *setup* de ensaio 06, sendo o canal 1 (destacado com contorno verde) alimentado pelo sensor de referência, enquanto que os demais canais (2 e 3), alimentados pelos sensores móveis. As séries temporais de aceleração de todos os *setups* de ensaio encontram-se no Anexo A.

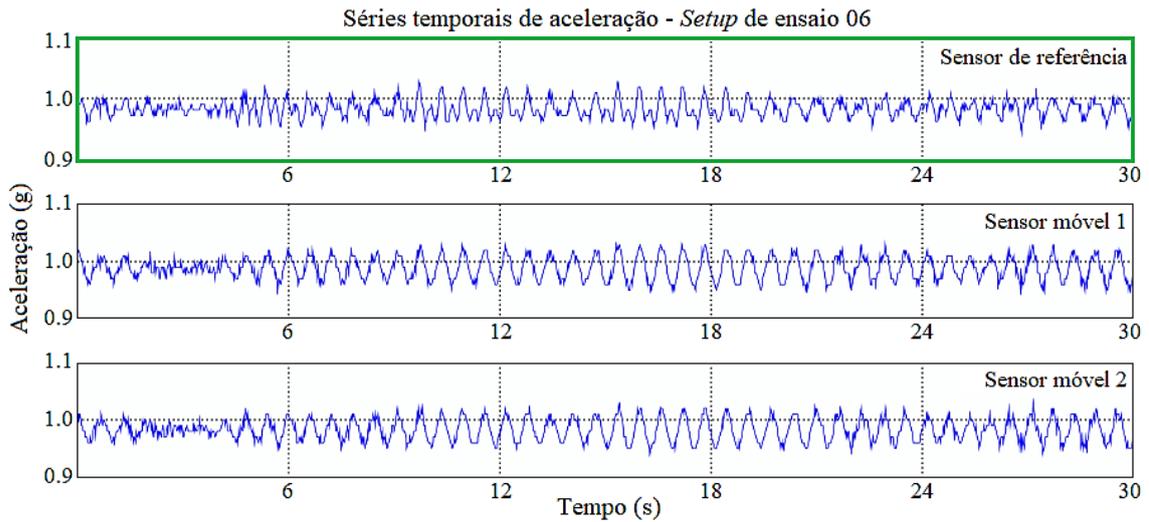


Figura 6.13 – Séries temporais de aceleração obtidas pelo sistema de aquisição proposto no *setup* de ensaio 06.

A Figura 6.14 mostra o diagrama de estabilização do modelo em espaço de estado estimado, gerado pelo método SSI-UPC, com modos considerados como estáveis em vermelho.

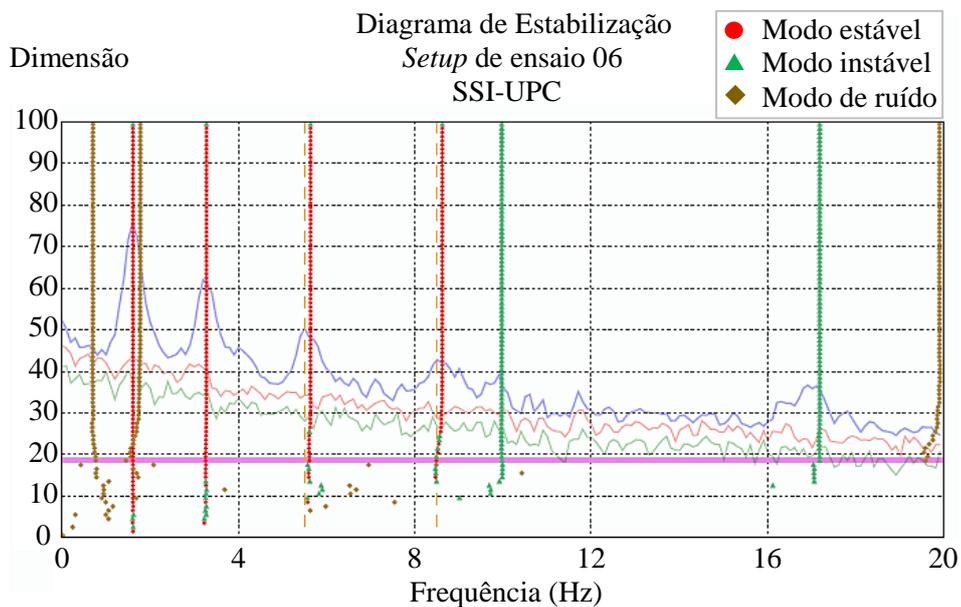
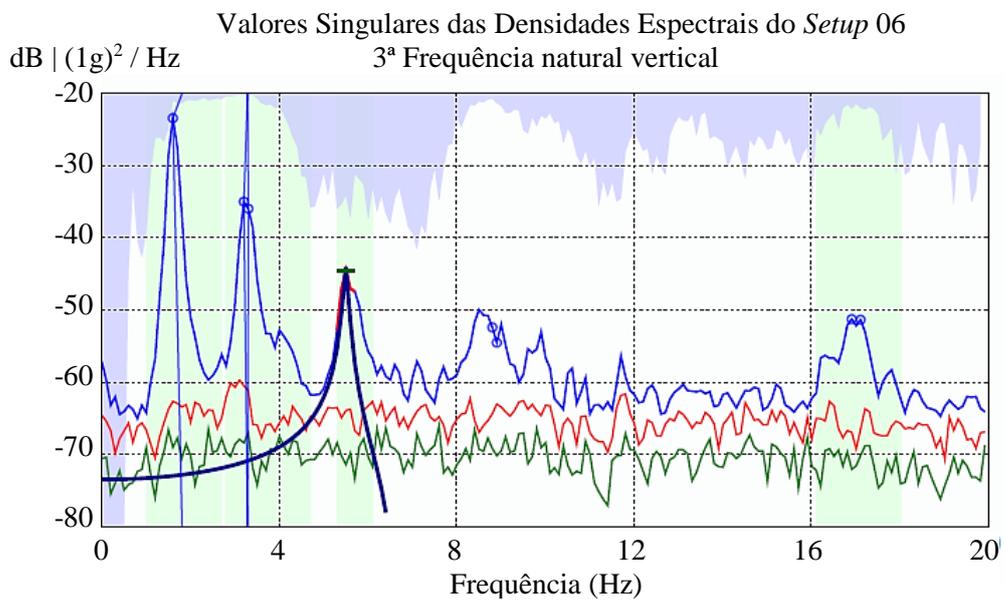
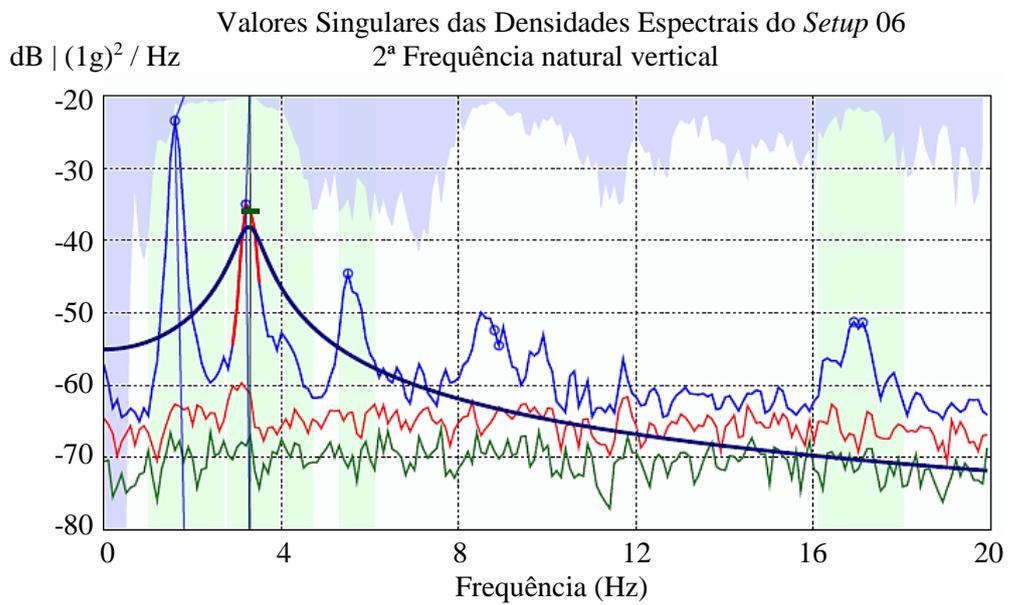
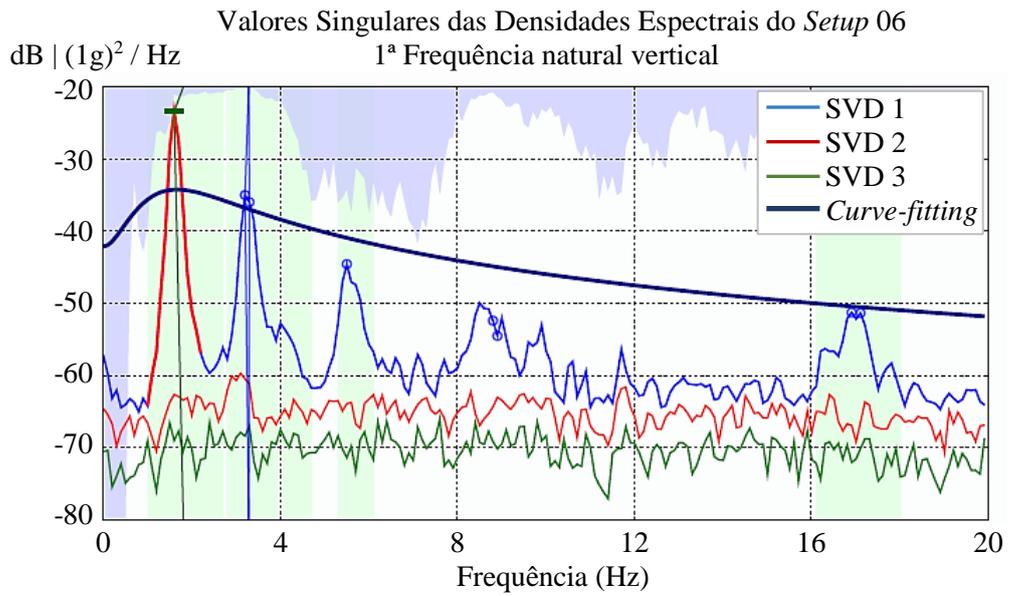


Figura 6.14 – Diagrama de estabilização fornecido pelo SSI-UPC.

A Figura 6.15 mostra a função de densidade espectral do sinal obtido no *setup* de ensaio 06, decomposta em três valores singulares e aplicado o algoritmo *curve-fitting* aos quatro picos de frequência relacionados ao primeiro valor singular, resultante da aplicação do método CFDD.



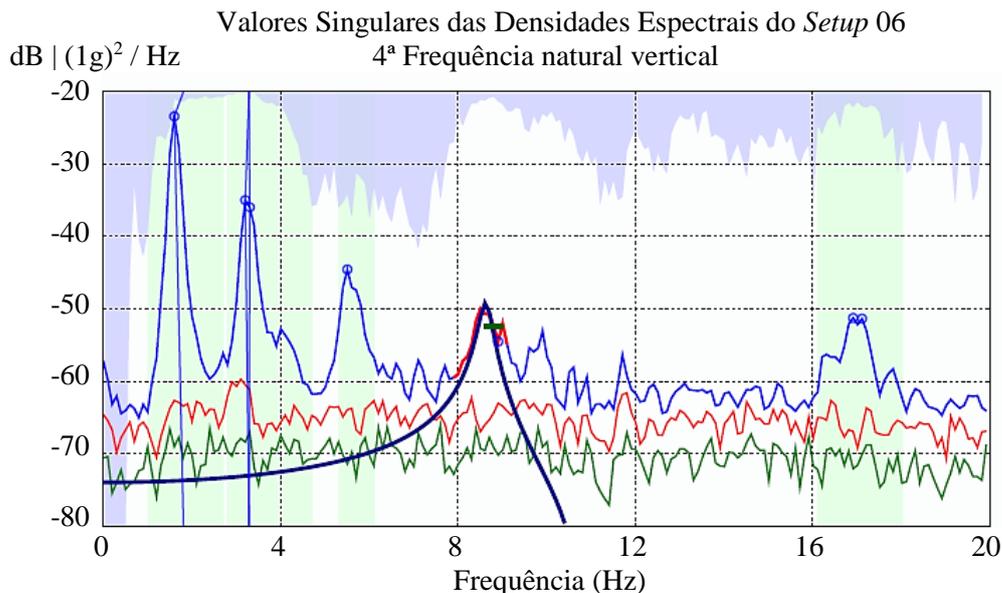


Figura 6.15 – Algoritmo *curve-fitting* aplicado aos picos do espectro relacionado ao primeiro valor singular.

A Tabela 6.2 mostra as quatro primeiras frequências naturais relacionadas aos quatro primeiros modos de vibração identificados pelos métodos CFDD e SSI-UPC, e as diferenças entre seus valores. Adicionalmente, a segunda coluna mostra as frequências identificadas, no mesmo *setup*, ou seja, no mesmo espectro de potência, pelo FDD (*Frequency Domain Decomposition*). Este método seleciona direto os valores das abscissas relacionados aos picos das ordenadas. O CFDD, para três das frequências identificadas pelo FDD, aplicou ajustes nos valores.

Modo de vibração vertical experimental	$f_{\text{FDD}}$ (Hz)	$f_{\text{CFDD}}$ (Hz)	$f_{\text{SSI-UPC}}$ (Hz)	Diferença (Hz)
1.º	1,602	1,617	1,611	0,006
2.º	3,203	3,288	3,276	0,012
3.º	5,505	5,505	5,638	0,133
4.º	8,508	8,608	8,625	0,017

Tabela 6.2 – Comparação entre as frequências naturais obtidas com os dois métodos.

As frequências naturais apresentaram valores muito próximos, com diferença máxima de 0,133 Hz, no terceiro modo. Para atualização do modelo numérico foram escolhidos, através de uma análise visual e qualitativa das formas modais, os resultados obtidos com o método CFDD. A Figura 6.16 mostra os quatro primeiros modos verticais de vibração identificados pelo método. As coordenadas modais dos graus de liberdade onde não

foram posicionados sensores foram obtidas por interpolação (artifício encontrado no Artemis Modal 4.0). Entretanto, apenas as coordenadas modais dos pontos medidos foram utilizadas no cálculo do MAC (*Modal Assurance Criterion*), o qual será apresentado posteriormente.

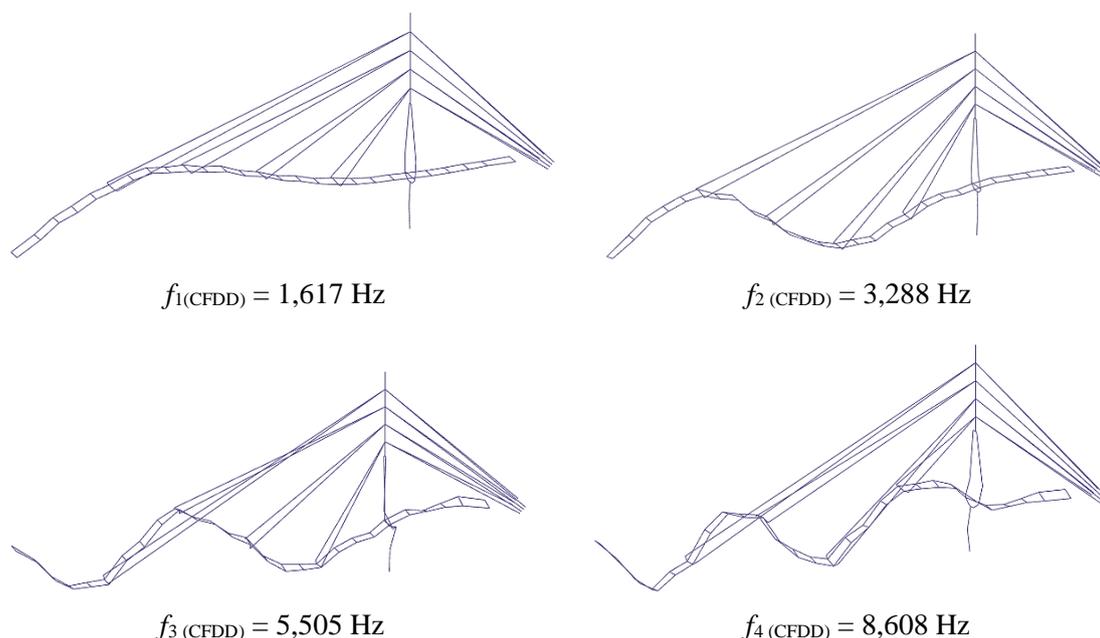


Figura 6.16 – Quatro primeiros modos de vibração natural obtidos com o CFDD.

## 6.6 ATUALIZAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

Nesta etapa, busca-se a proximidade das propriedades dinâmicas dos modelos numérico e experimental, especificamente das frequências naturais e modos de vibração. O primeiro modelo utilizado nesta análise, chamado aqui de Modelo 1, foi obtido através da inserção das forças axiais dos estais obtidas *in loco* ao modelo inicial através de duas ferramentas implementadas no SAP2000. A primeira, determina a geometria do cabo em função da força axial deste. A segunda, chamada “*Target Force*”, impõe a força axial do cabo para o caso de carregamento selecionado, neste caso, o peso próprio. As propriedades dos materiais constituintes, utilizadas no modelo inicial, foram mantidas. As diferenças entre as quatro primeiras frequências naturais são mostradas na Tabela 7.3.

A primeira mudança feita no Modelo 1, visto que a primeira frequência natural do modelo numérico é maior que o valor fornecido pelo modelo experimental, foi modificar as condições de contorno do sistema através da adição de molas (rigidez). Assim, para descrever a ligação entre o mastro e a fundação foi considerada uma mola rotacional de  $2 \times 10^8 \text{ kNm/rad}$  (valor médio, já calculado anteriormente, para perfis de solo da região). Igual

rigidez foi introduzida para simular as condições de contorno entre o tabuleiro e o bloco de ancoragem. Molas translacionais, baseadas nas dimensões e rigidez do aparelho apoio, no caso neoprene (elastômero fretado), e do pilar, foram calculadas para modelar as condições de contorno entre o tabuleiro e o pilar. Utilizou-se uma mola translacional longitudinal de  $32,5 \times 10^3$  kN/m e uma mola translacional transversal de  $6,5 \times 10^3$  kN/m. As mudanças descritas acima resultaram no Modelo 2 (ver Tabela 7.3).

O modelo numérico final (modelo atualizado) foi obtido a partir de modificações manuais feitas no Modelo 2, especificamente no módulo de elasticidade e no peso específico do concreto ( $E_c$  e  $\gamma_c$ , respectivamente) e módulo de elasticidade do aço dos estais ( $E_a$ ) que, segundo o fabricante, podem variar 5% (entre 194,75 GPa e 215,25 GPa). Para guiar as alterações manuais do modelo, foi desenvolvida uma análise de sensibilidade, verificando a taxa de mudança de frequência natural do Modelo 2 devido a uma mudança de 5% (para mais) nos parâmetros estruturais citados acima. A Figura 6.17 mostra os coeficientes de sensibilidade calculados por essa análise.

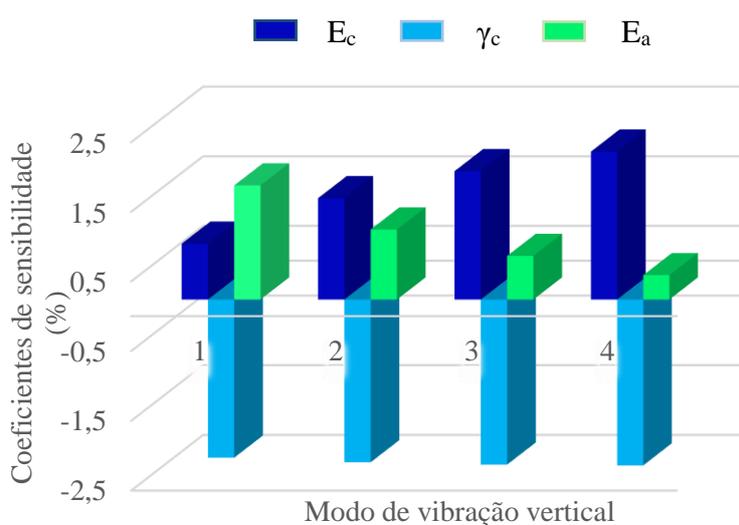


Figura 6.17 – Coeficientes de sensibilidade do Modelo 2.

Percebeu-se que a mudança no  $E_c$  teve maior efeito nas frequências naturais verticais de maior ordem do modelo, enquanto a mudança no  $E_a$ , nas frequências naturais verticais de ordem inferior. Quando a mudança foi aplicada no  $\gamma_c$ , as quatro primeiras frequências naturais foram afetadas com quase a mesma intensidade. Assim, o modelo atualizado foi obtido por um aumento no  $E_c$  e  $\gamma_c$ , e um decréscimo do  $E_a$ , resultando em  $E_c = 31,0$  GPa,  $\gamma_c = 25,3$  kN/m<sup>3</sup> e  $E_a = 198,5$  GPa. A Figura 6.18 mostra o modelo numérico atualizado.

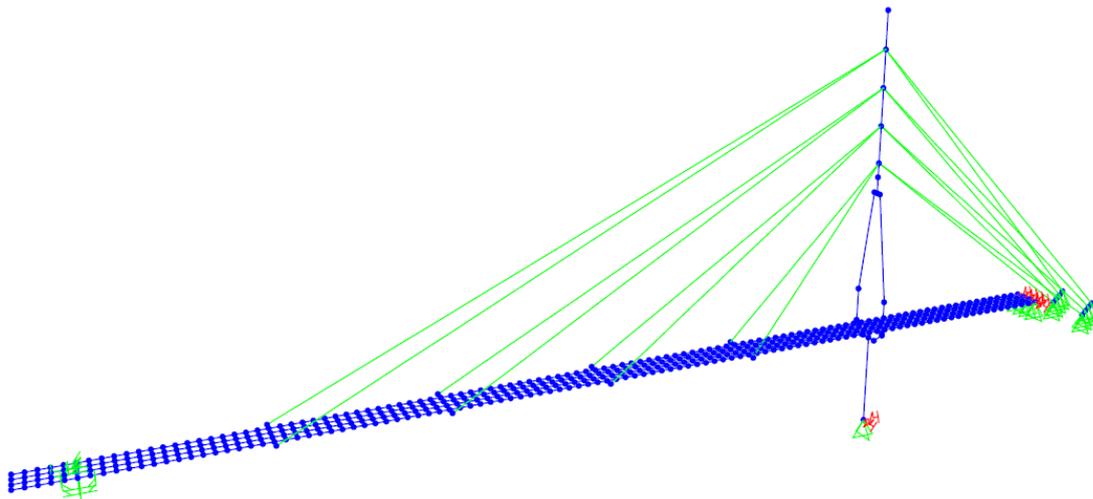


Figura 6.18 – Modelo final (atualizado) da passarela.

A Tabela 6.3 mostra a evolução da atualização do modelo numérico da passarela e a comparação entre as frequências deste ( $f_{MN}$ ) e as frequências do modelo experimental fornecidas pelo método CFDD ( $f_{CFDD}$ ).

Modo de vibração vertical experimental	$f_{CFDD}$ (Hz)	Modelo 1		Modelo 2		Modelo final		
		$f_{MN}$ (Hz)	FER (%)	$f_{MN}$ (Hz)	FER (%)	$f_{MN}$ (Hz)	FER (%)	MAC
1.º	1,617	1,640	1,42↑	1,635	1,11↑	1,617	0,00	0,9994
2.º	3,288	3,242	1,40↓	3,242	1,40↓	3,234	1,64↓	0,9975
3.º	5,505	5,447	1,05↓	5,447	1,05↓	5,460	0,82↓	0,9373
4.º	8,608	8,344	3,07↓	8,341	3,10↓	8,391	2,52↓	0,9744

Tabela 6.3 – Evolução da atualização do modelo numérico com base na frequências naturais experimentais.

A Figura 6.19 mostra os primeiros quatro modos de vibração natural do modelo numérico atualizado (modelo final).

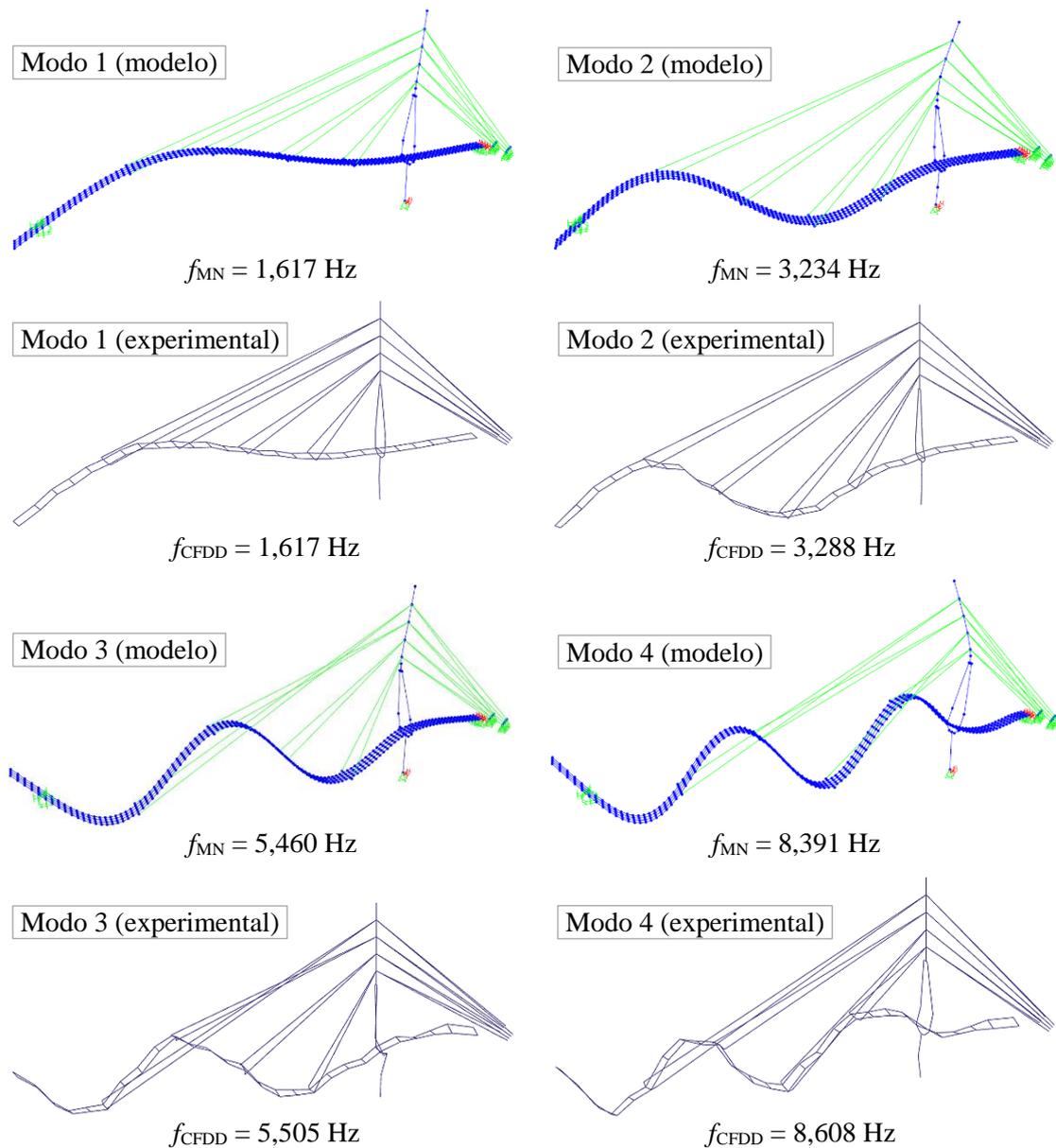


Figura 6.19 – Primeiros quatro modos de vibração natural verticais do modelo numérico final (atualizado) e experimentais.

## 6.7 DETECÇÃO DE DANOS

### 6.7.1 Ajuste do modelo numérico e concepção dos cenários de dano

A atualização fornece um modelo numérico que representa uma aproximação do atual comportamento do sistema. Entretanto, antes da utilização deste para avaliar danos é necessário fazer alguns ajustes. A ferramenta “*Target Force*” foi importante nesse processo, mas traz uma desvantagem para análise de danos (formação dos cenários de dano para treinamento da rede). Uma das principais características das estruturas estaiadas é a

redistribuição de forças dos estais, resultante de qualquer mudança no equilíbrio da estrutura. Um exemplo de mudança deste equilíbrio é o surgimento de eventuais danos, que resulta numa redistribuição de esforços. A ferramenta impede essa redistribuição pois define o valor final da força axial do cabo. Assim, quaisquer danos impostos à estrutura, representados nesta pesquisa por variações nas propriedades geométricas das seções transversais e, conseqüentemente, das rigidezes dos elementos, não resultará em mudanças no conjunto de forças dos estais, o que não condiz com a realidade.

Para contornar o problema, este trabalho propõe a utilização das curvaturas dos cabos. Essa grandeza, chamada de catenária, pode ser manipulada com base na relação direta entre a força axial e a geometria do cabo. A ideia é determinar um conjunto de forças que resulte num conjunto de catenárias capaz de gerar o conjunto de forças axiais dos cabos levantadas *in loco*. A inserção direta das forças dos estais na determinação das catenárias não resulta diretamente nos esforços axiais buscados, pois existe a diferença entre os comprimentos dos cabos *in loco* (modelo sólido e comprimentos utilizados pela teoria das cordas vibrantes) com os do modelo numérico utilizado na pesquisa (modelo simplificado em elementos finitos de barra), bem como entre as respectivas condições de contorno. Assim, é necessário obter as variações de força necessárias para se conseguir o conjunto de forças axiais levantadas experimentalmente.

Sendo assim, é necessário calcular um vetor de variações das catenárias dos cabos  $\{\Delta c\}$  com o objetivo de se obter o vetor da diferença  $\{\Delta F\}$  entre as forças axiais do modelo numérico  $\{F_{MN}\}$  e as forças axiais experimentais  $\{F_{EXP}\}$ , através da seguinte relação:

$$\{\Delta c\}[IC] = \{\Delta F\} \quad 6.1$$

Onde:

$$\{\Delta F\} = \{F_{MN}\} - \{F_{EXP}\} \quad 6.2$$

$[IC]$  é a matriz de influência das catenárias. Ela é determinada através da imposição de catenárias unitárias ao modelo numérico da passarela. A cada estai é aplicada uma catenária unitária ( $c_j$ ). Para cada catenária, são obtidas as forças axiais dos estais ( $f_{ij}$ ) de todos os nós de interesse. Logo:

$$[IC] = \begin{bmatrix} f_{11} & \cdots & f_{1j} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ f_{i1} & \cdots & f_{ij} \end{bmatrix} \quad 6.3$$

A definição da catenária é feita através da força do cabo. A catenária unitária utilizada é na verdade um valor de força fixo (podendo ou não ser unitário) a ser inserido com o objetivo de modificar a curvatura do cabo. Dessa forma, o vetor  $\{\Delta c\}$  tem unidade de força e as forças  $\{F_c\}$  a serem inseridas para determinação das curvaturas dos estais, necessárias para se obter os esforços axiais experimentais, são dadas por:

$$\{F_c\} = \{F_{EXP}\} + \{\Delta c\} \quad 6.4$$

A Tabela 6.4 mostra os esforços axiais gerados nos estais utilizando as forças levantadas *in loco* para determinação das curvaturas dos estais, os esforços axiais obtidos nos ensaios e as diferenças entre eles. Como dito anteriormente, as forças inseridas para definição das catenárias não geram os esforços axiais buscados. Isso pode ocorrer por conta da diferença entre os comprimentos dos estais do modelo numérico utilizado nesta pesquisa e o modelo real (sólido), bem como das condições de contorno em ambos os modelos.

Estai	$\{F_{MN}\}$ (kN)	$\{F_{EXP}\}$ (kN)	$\{\Delta F\}$ (kN)
E1-E	266,771	259,946	6,825 ↑
E2-E	220,361	222,109	1,748 ↓
E3-E	172,795	183,608	10,813 ↓
E4-E	134,473	152,847	18,374 ↓
E1-D	282,335	275,650	6,685 ↑
E2-D	208,282	210,161	1,879 ↓
E3-D	168,735	179,673	10,938 ↓
E4-D	146,824	165,341	18,517 ↓
E5-E	112,580	108,699	3,881 ↑
E6-E	182,631	182,211	0,420 ↑
E7-E	174,758	175,571	0,813 ↓
E8-E	226,173	239,570	13,397 ↓
E5-D	105,478	99,145	6,333 ↑
E6-D	177,496	175,703	1,793 ↑
E7-D	177,802	178,042	0,240 ↓
E8-D	217,720	230,710	12,990 ↓

Tabela 6.4 – Comparativo entre os esforços axiais dos estais obtidos e buscados no modelo numérico atualizado.

Adotando como variação unitária o valor de 10kN, para definição da catenária de cada estai, obteve-se a matriz de influência dessas variações no esforço final de cada estai, mostrada na Tabela 6.5 abaixo. A Tabela 6.6, na sequência, mostra essa mesma matriz em função das variações dos esforços axiais dos estais do modelo atualizado.

<b>Estai</b>	<b>E1-E</b>	<b>E2-E</b>	<b>E3-E</b>	<b>E4-E</b>	<b>E1-D</b>	<b>E2-D</b>	<b>E3-D</b>	<b>E4-D</b>	<b>E5-E</b>	<b>E6-E</b>	<b>E7-E</b>	<b>E8-E</b>	<b>E5-D</b>	<b>E6-D</b>	<b>E7-D</b>	<b>E8-D</b>
<b>E1-E</b>	274,737	265,372	265,928	266,325	265,078	265,649	266,139	266,477	266,721	266,579	266,806	267,966	266,753	266,648	266,908	268,102
<b>E2-E</b>	218,865	229,005	219,280	219,581	219,161	219,258	219,484	219,736	220,350	220,263	220,434	221,079	220,383	220,323	220,518	221,187
<b>E3-E</b>	171,830	171,638	181,522	171,646	172,072	171,856	171,717	171,803	172,842	172,795	172,826	173,102	172,875	172,843	172,885	173,177
<b>E4-E</b>	133,927	133,579	133,243	143,031	134,113	133,758	133,412	133,201	134,584	134,492	134,462	134,512	134,616	134,522	134,496	134,555
<b>E1-D</b>	280,641	281,213	281,702	282,041	290,301	280,936	281,491	281,888	282,316	282,211	282,472	283,666	282,284	282,143	282,369	283,530
<b>E2-D</b>	207,082	207,179	207,405	207,658	206,786	216,926	207,201	207,501	208,304	208,243	208,439	209,108	208,271	208,183	208,355	209,000
<b>E3-D</b>	168,012	167,797	167,657	167,744	167,770	167,579	177,463	167,586	168,815	168,783	168,825	169,117	168,782	168,736	168,766	169,042
<b>E4-D</b>	146,464	146,108	145,762	145,551	146,277	145,930	145,593	155,384	146,967	146,874	146,847	146,907	146,936	146,844	146,813	146,863
<b>E5-E</b>	112,491	112,562	112,652	112,740	112,547	112,616	112,703	112,786	118,658	110,662	112,126	112,589	110,548	111,636	112,648	112,823
<b>E6-E</b>	182,419	182,529	182,632	182,649	182,494	182,591	182,677	182,676	181,428	189,437	180,817	182,160	182,038	180,581	181,433	182,451
<b>E7-E</b>	174,786	174,813	174,780	174,751	174,866	174,875	174,821	174,773	174,556	173,467	182,158	173,221	174,789	173,906	172,845	173,555
<b>E8-E</b>	226,903	226,584	226,337	226,192	226,986	226,645	226,377	226,214	226,176	225,913	224,981	233,966	226,257	226,073	225,240	224,369
<b>E5-D</b>	105,446	105,515	105,601	105,685	105,389	105,460	105,550	105,639	103,448	104,535	105,546	105,721	111,560	103,561	105,024	105,488
<b>E6-D</b>	177,359	177,456	177,542	177,540	177,283	177,394	177,496	177,513	176,903	175,446	176,298	177,315	176,292	184,303	175,681	177,024
<b>E7-D</b>	177,910	177,918	177,864	177,816	177,829	177,856	177,823	177,795	177,832	176,949	175,888	176,598	177,599	176,509	185,201	176,264
<b>E8-D</b>	218,533	218,192	217,924	217,761	218,450	218,130	217,884	217,739	217,804	217,620	216,788	215,917	217,723	217,460	216,529	225,513

Tabela 6.5 – Matriz de influência da catenária em função da força final.

<b>Estai</b>	<b>E1-E</b>	<b>E2-E</b>	<b>E3-E</b>	<b>E4-E</b>	<b>E1-D</b>	<b>E2-D</b>	<b>E3-D</b>	<b>E4-D</b>	<b>E5-E</b>	<b>E6-E</b>	<b>E7-E</b>	<b>E8-E</b>	<b>E5-D</b>	<b>E6-D</b>	<b>E7-D</b>	<b>E8-D</b>
<b>E1-E</b>	7,966	-1,399	-0,843	-0,446	-1,693	-1,122	-0,632	-0,294	-0,050	-0,192	0,035	1,195	-0,018	-0,123	0,137	1,331
<b>E2-E</b>	-1,496	8,644	-1,081	-0,780	-1,200	-1,103	-0,877	-0,625	-0,011	-0,098	0,073	0,718	0,022	-0,038	0,157	0,826
<b>E3-E</b>	-0,965	-1,157	8,727	-1,149	-0,723	-0,939	-1,078	-0,992	0,047	0,000	0,031	0,307	0,080	0,048	0,090	0,382
<b>E4-E</b>	-0,546	-0,894	-1,230	8,558	-0,360	-0,715	-1,061	-1,272	0,111	0,019	-0,011	0,039	0,143	0,049	0,023	0,082
<b>E1-D</b>	-1,694	-1,122	-0,633	-0,294	7,966	-1,399	-0,844	-0,447	-0,019	-0,124	0,137	1,331	-0,051	-0,192	0,034	1,195
<b>E2-D</b>	-1,200	-1,103	-0,877	-0,624	-1,496	8,644	-1,081	-0,781	0,022	-0,039	0,157	0,826	-0,011	-0,099	0,073	0,718
<b>E3-D</b>	-0,723	-0,938	-1,078	-0,991	-0,965	-1,156	8,728	-1,149	0,080	0,048	0,090	0,382	0,047	0,001	0,031	0,307
<b>E4-D</b>	-0,360	-0,716	-1,062	-1,273	-0,547	-0,894	-1,231	8,560	0,143	0,050	0,023	0,083	0,112	0,020	-0,011	0,039
<b>E5-E</b>	-0,089	-0,018	0,072	0,160	-0,033	0,036	0,123	0,206	6,078	-1,918	-0,454	0,009	-2,032	-0,944	0,068	0,243
<b>E6-E</b>	-0,212	-0,102	0,001	0,018	-0,137	-0,040	0,046	0,045	-1,203	6,806	-1,814	-0,471	-0,593	-2,050	-1,198	-0,180
<b>E7-E</b>	0,028	0,055	0,022	-0,007	0,108	0,117	0,063	0,015	-0,202	-1,291	7,400	-1,537	0,031	-0,852	-1,913	-1,203
<b>E8-E</b>	0,730	0,411	0,164	0,019	0,813	0,472	0,204	0,041	0,003	-0,260	-1,192	7,793	0,084	-0,100	-0,933	-1,804
<b>E5-D</b>	-0,032	0,037	0,123	0,207	-0,089	-0,018	0,072	0,161	-2,030	-0,943	0,068	0,243	6,082	-1,917	-0,454	0,010
<b>E6-D</b>	-0,137	-0,040	0,046	0,044	-0,213	-0,102	0,000	0,017	-0,593	-2,050	-1,198	-0,181	-1,204	6,807	-1,815	-0,472
<b>E7-D</b>	0,108	0,116	0,062	0,014	0,027	0,054	0,021	-0,007	0,030	-0,853	-1,914	-1,204	-0,203	-1,293	7,399	-1,538
<b>E8-D</b>	0,813	0,472	0,204	0,041	0,730	0,410	0,164	0,019	0,084	-0,100	-0,932	-1,803	0,003	-0,260	-1,191	7,793

Tabela 6.6 – Matriz de influência da catenária em função da variação da força final.

Invertendo a matriz da Tabela 6.6 e multiplicando pela diferença de força ( $\Delta F$ ) mostrada na Tabela 6.4, é obtido o conjunto de variações de força necessárias para gerar um conjunto de catenárias que resulte nos esforços axiais levantados experimentalmente. Como resultado, a Tabela 6.7 mostra as forças finais que devem ser inseridas no modelo numérico, na definição das catenárias.

Estai	$\{\Delta_c\}/10$ (kN)	$\{\Delta_c\}$ (kN)	$\{F_c\}$ (kN)
E1-E	-3,059	-30,585	229,361
E2-E	-1,354	-13,538	208,571
E3-E	0,440	4,402	188,010
E4-E	1,889	18,885	171,733
E1-D	-3,047	-30,468	245,182
E2-D	-1,343	-13,426	196,736
E3-D	0,451	4,506	184,180
E4-D	1,900	19,001	184,342
E5-E	0,174	1,740	110,439
E6-E	2,234	22,344	204,555
E7-E	3,291	32,909	208,480
E8-E	4,449	44,490	284,060
E5-D	-0,158	-1,576	97,569
E6-D	2,051	20,509	196,212
E7-D	3,213	32,128	210,170
E8-D	4,398	43,976	274,685

Tabela 6.7 – Variações necessárias das forças.

### 6.7.2 Definição dos cenários de dano

O modelo numérico descrito anteriormente, adicionadas as forças indicadas na Tabela 6.7, evidencia, além do comportamento dinâmico aproximado utilizado no próprio processo de atualização, uma estimativa do atual comportamento estático quando a estrutura é submetida ao carregamento permanente. Essas informações foram analisadas de forma qualitativa e utilizadas para mostrar os elementos aparentemente mais solicitados em serviço e orientar possíveis sequências e cenários de danos. A Figura 6.20 mostra o diagrama de tensões máximas do modelo da passarela, a Figura 6.21 mostra o diagrama de tensões mínimas (ambas em  $\text{kN/m}^2$ ) e a Figura 6.22, a deformada (em m), todos devidos à combinação do peso próprio com as forças de protensão dos estais, utilizando análise estática não linear.

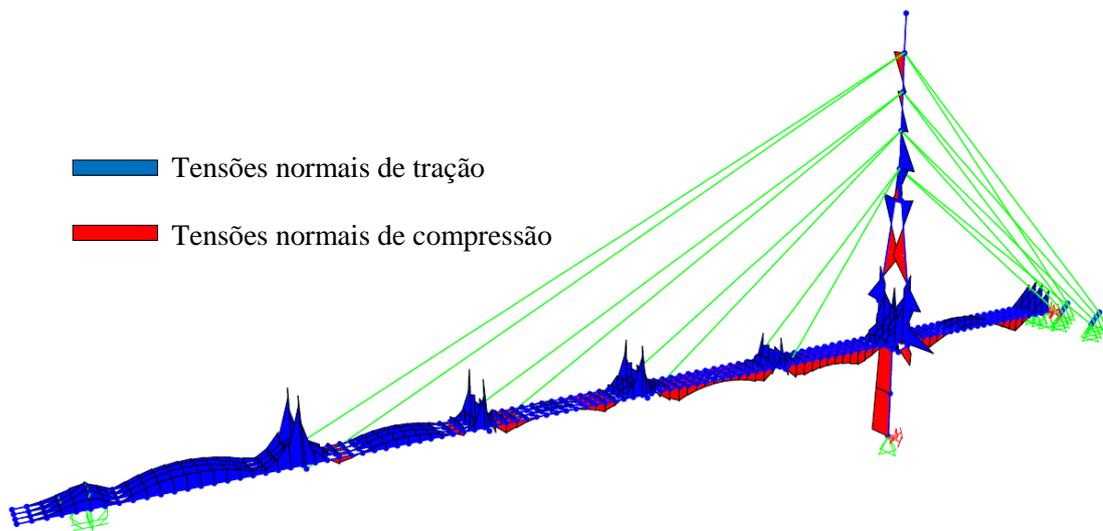


Figura 6.20 – Diagrama de tensões máximas da passarela devido ao carregamento permanente (peso próprio + forças de protensão dos estais) (Escala: 1/1650).

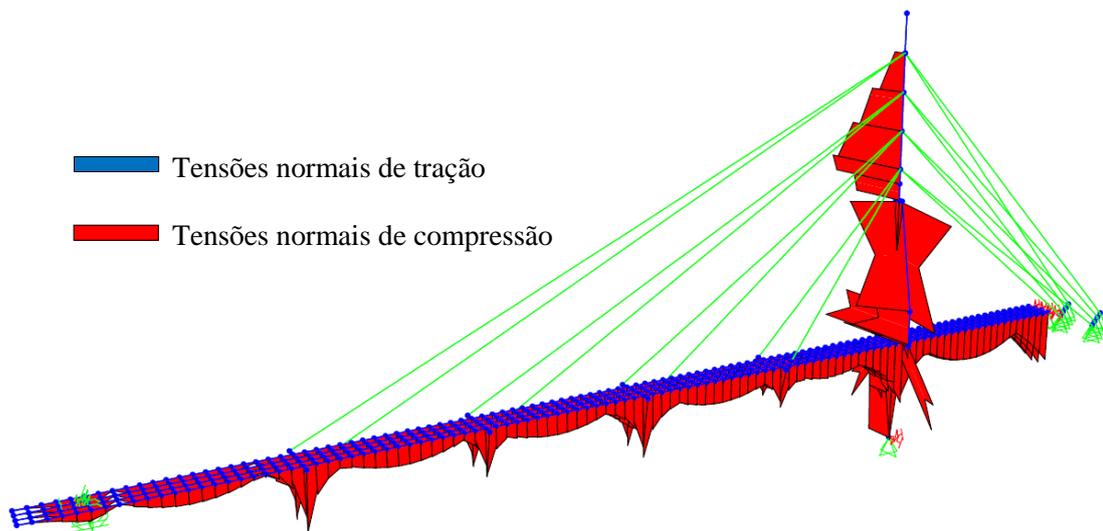


Figura 6.21 – Diagrama de tensões mínimas da passarela devido ao carregamento permanente (peso próprio + forças de protensão dos estais) (Escala: 1/1650).

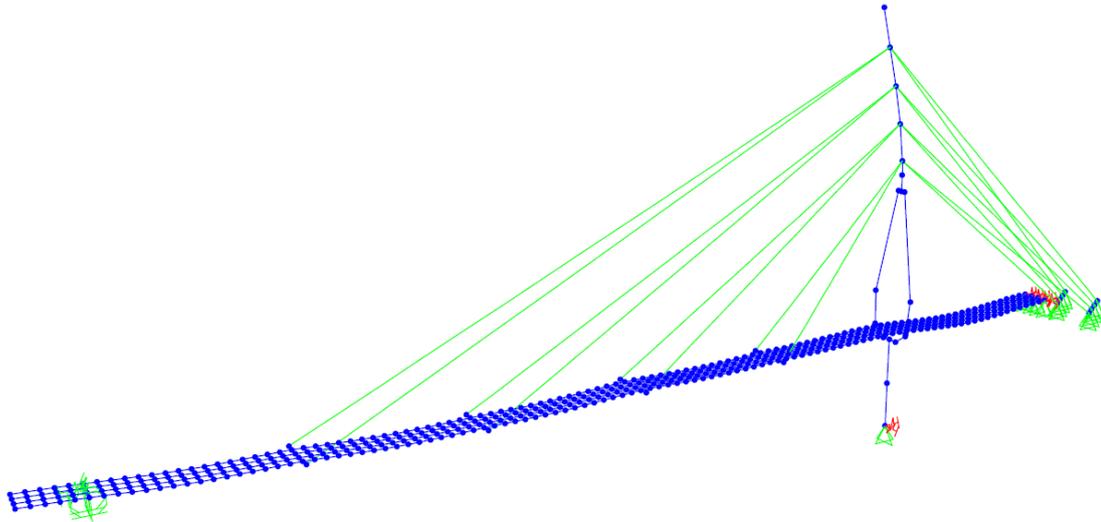


Figura 6.22 – Deformada da passarela sob carregamento permanente (peso próprio + forças de protensão dos estais) (Escala: 150/1).

Algumas regiões foram inicialmente selecionadas como possíveis regiões “críticas”, a partir da análise em conjunto das solicitações máximas da estrutura submetida às cargas permanentes citadas e das curvaturas dos elementos (principalmente, para este caso, do mastro). Essa informação junto com os dados fornecidos pelo projeto (seção de aço e disposição das armaduras ao longo da estrutura) e os momentos fletores reais (do modelo atualizado) mostraram os elementos e trechos com maior probabilidade de apresentar danos. Essa última análise se baseou nas regiões que sofreram aumento da solicitação à tração tendo em vista a distribuição das armações de projeto. A Figura 6.23 mostra os momentos fletores do tabuleiro, a Figura 6.24 os momentos fletores do mastro (em kN.m), ambos em função do carregamento permanente (peso próprio + forças de protensão dos estais), e a Figura 6.25, a distribuição das armações ao longo do tabuleiro. A análise julgou, com base nas seções de aço existentes (de projeto), se houve previsão da ocorrência dos momentos fletores reais obtidos na pesquisa (fornecidas pelo modelo atualizado).

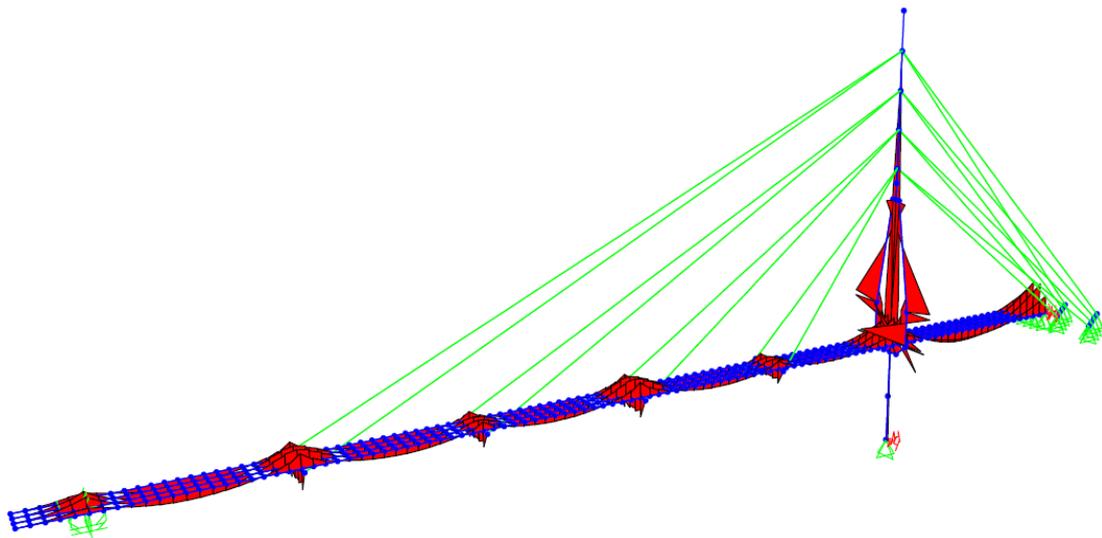


Figura 6.23 – Momentos fletores no tabuleiro sob carregamento permanente (Escala: 1/50).

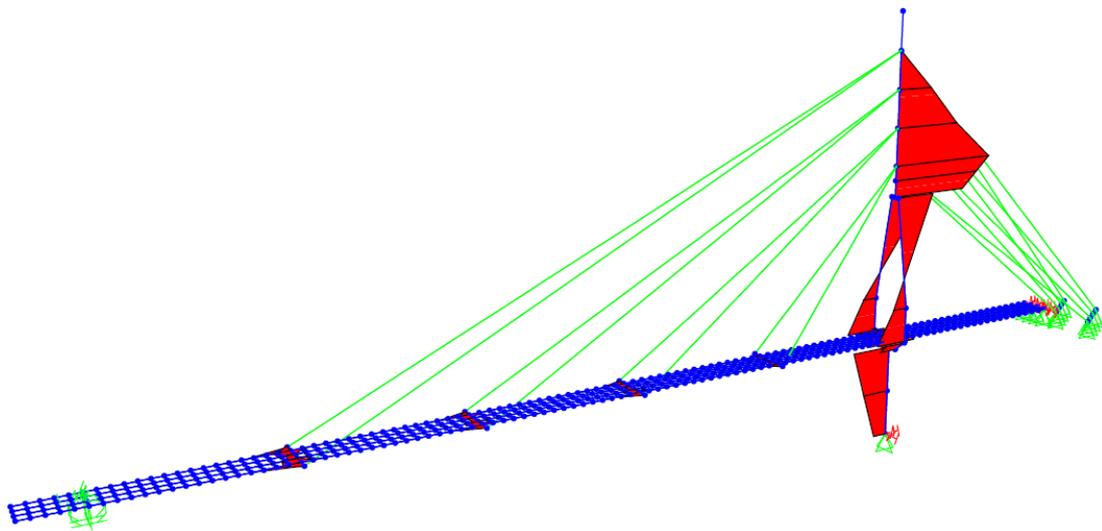


Figura 6.24 – Momentos fletores no mastro sob carregamento permanente (Escala: 1/50).

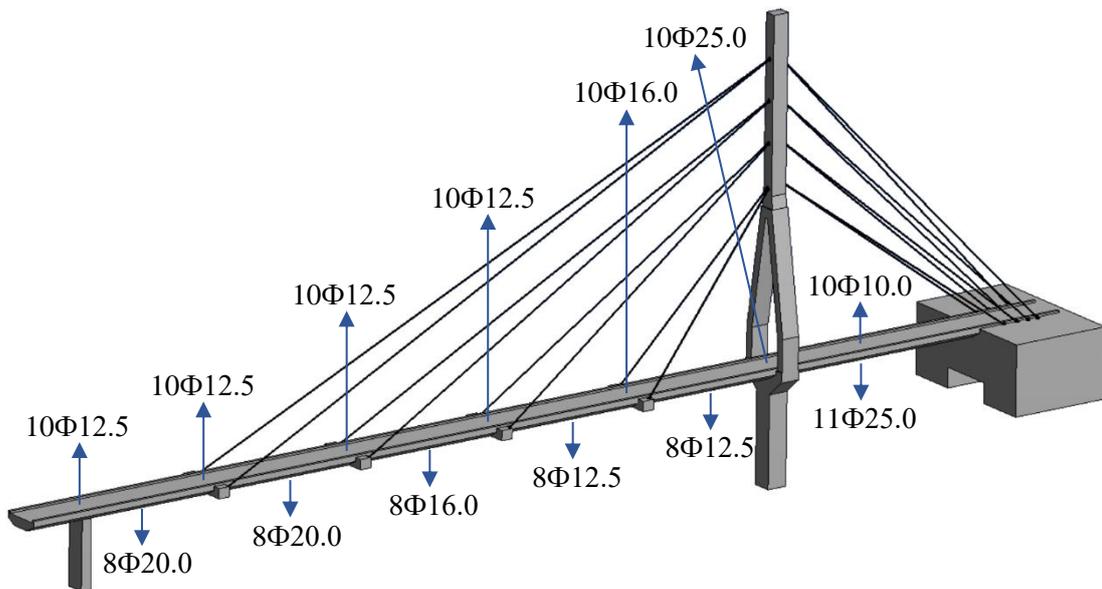


Figura 6.25 – Distribuição das armações existentes ao longo do tabuleiro.

Como resultado da análise, quatro regiões foram selecionadas como “críticas”, podendo apresentar danos no futuro, as regiões D1, D2, D3 e D4, ilustradas na Figura 6.26. Essa abordagem se mostrou consistente por conta das características das estruturas estaiadas. As modificações nas solicitações e na deformada da estrutura podem ocorrer em função de alterações nas forças de protensão dos estais, impostas ou por perdas de protensão. De fato, no caso da passarela em questão, seu histórico apresentou uma etapa posterior à construção, caracterizada pela aplicação de forças de protensão dos estais com a finalidade de ajuste do greide da passarela. Esse evento ficou claro nesta pesquisa a partir da análise das tensões de tração e das armações de projeto. O acondicionamento inseriu esforços não previstos, com destaque para as quatro regiões selecionadas.

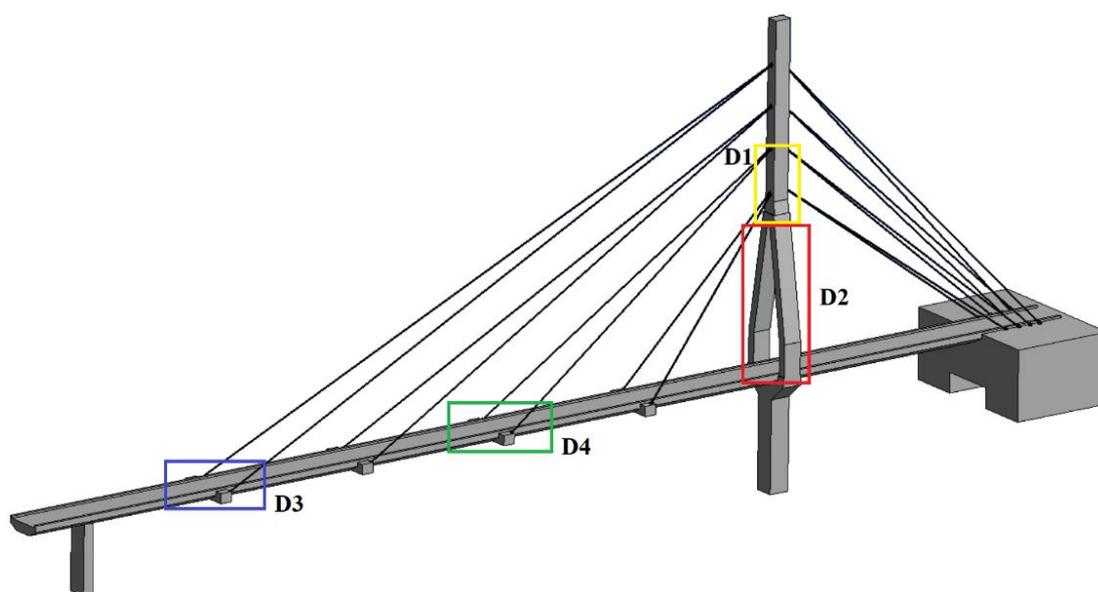


Figura 6.26 – Regiões selecionadas: D1, D2, D3 e D4.

Para verificar a existência de alguma região adicional ou ratificar as selecionadas, foram analisadas as solicitações, tensões máximas e mínimas dos elementos, nos dois primeiros modos de vibração natural, visto que foram as formas modais que apresentaram maior pico energético nos ensaios dinâmicos, ou seja, de mais fácil mobilização em função do uso convencional. A Figura 6.27 mostra as tensões máximas no primeiro modo de vibração natural e a Figura 6.28, as tensões mínimas (em  $\text{kN/m}^2$ ). A Figura 6.29 mostra as tensões máximas no segundo modo de vibração e a Figura 6.30, as tensões mínimas (em  $\text{kN/m}^2$ ).

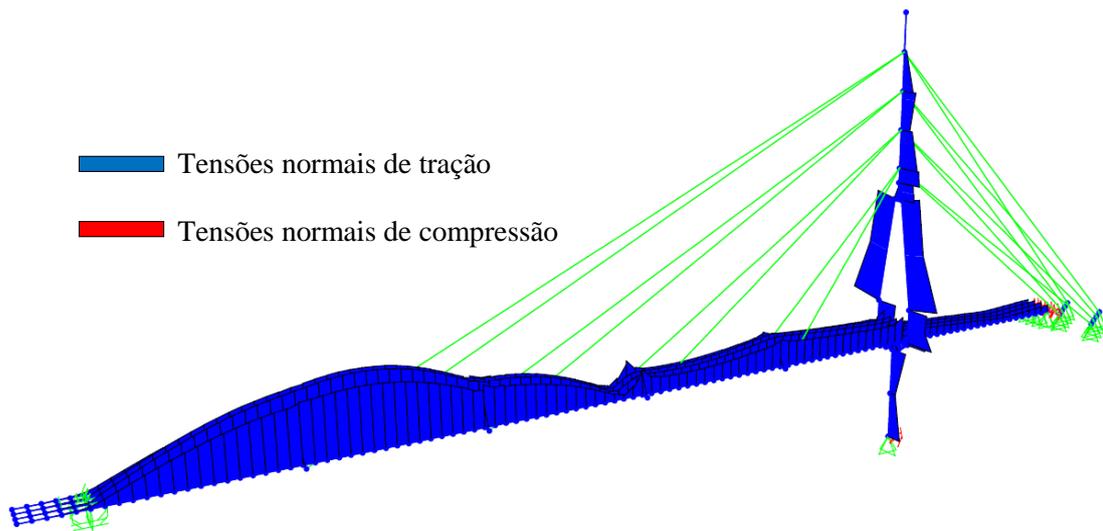


Figura 6.27 – Tensões máximas no primeiro modo de vibração (Escala: 1/1650).

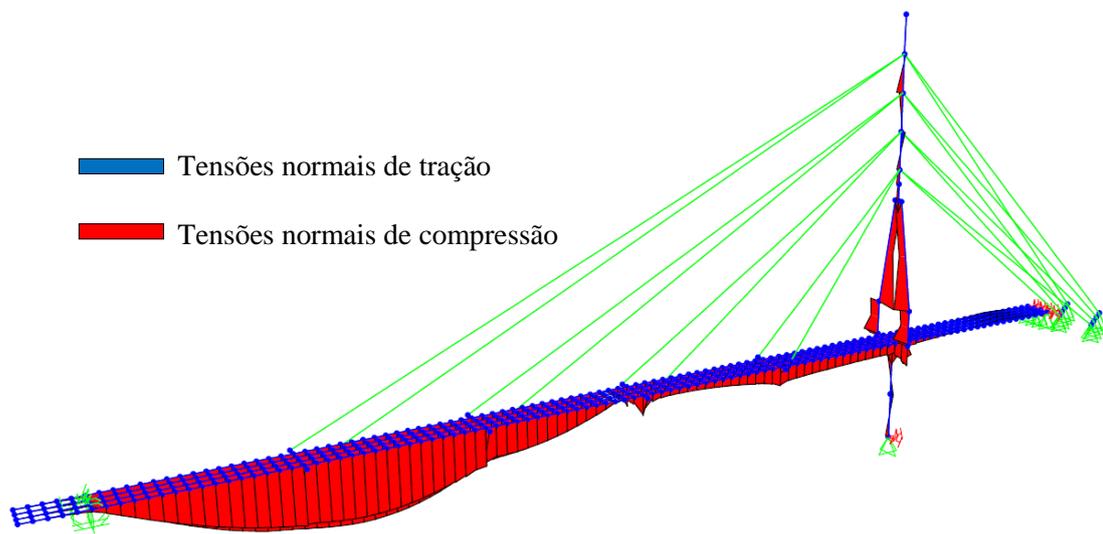


Figura 6.28 – Tensões mínimas no primeiro modo de vibração (Escala: 1/1650).

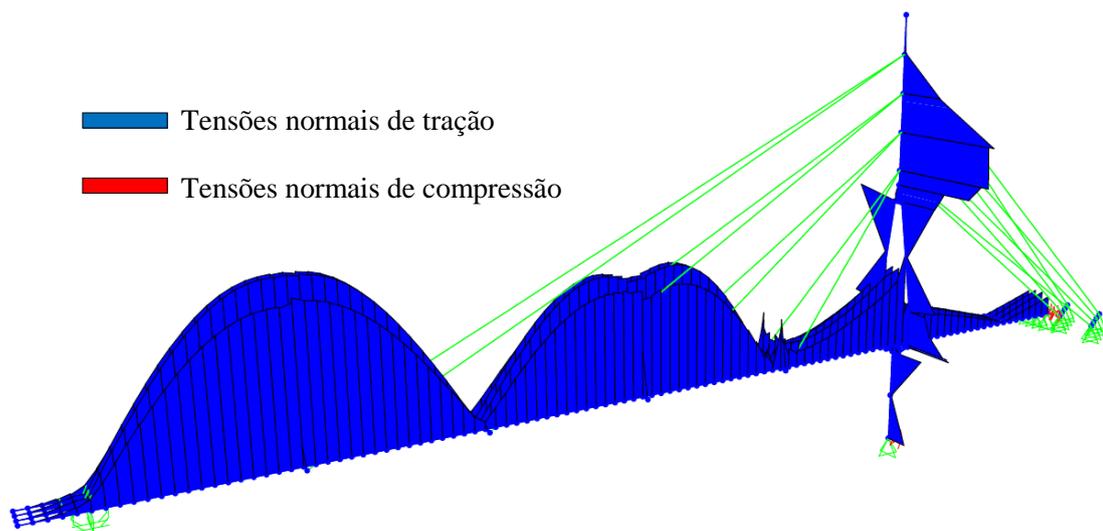


Figura 6.29 – Tensões máximas no segundo modo de vibração (Escala: 1/1650).

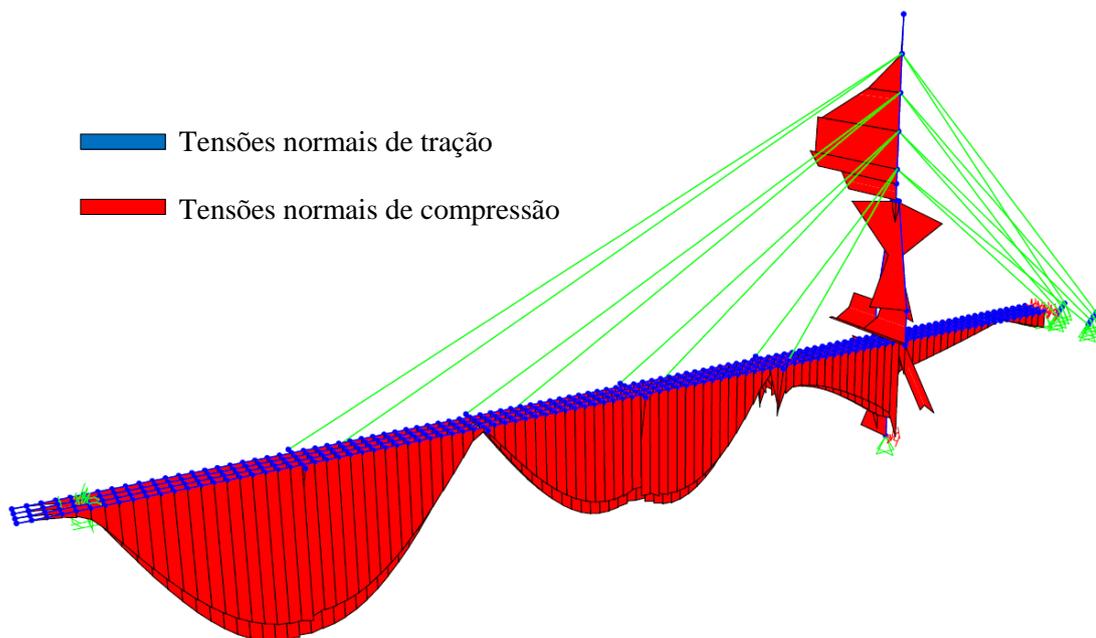


Figura 6.30 – Tensões mínimas no segundo modo de vibração (Escala: 1/1650).

Como resultado já esperado, em geral, houve aumento das solicitações nas regiões já selecionadas. Especificamente, percebeu-se aumento nas tensões de tração dos elementos estruturais das quatro regiões (D1, D2, D3 e D4) e aumento nas tensões de compressão nas regiões D1, D3 e D4 corroborando suas escolhas como regiões críticas. Como informação adicional, em função da magnitude das solicitações e acessando uma segunda vez as armações de projeto, não se fez necessária a inclusão de uma nova região considerada como crítica, na definição dos cenários de dano.

Visto a característica já mencionada de grande redistribuição de esforços em consequência da redistribuição de forças dos estais e a consequente possibilidade da ocorrência de danos progressivos, após selecionadas as regiões, a ordem de ocorrência dos possíveis danos é fundamental para esse tipo de estrutura.

Foram testados três cenários de múltiplos danos, iniciando em D1, D2 e D3, com redução das propriedades geométricas da seção transversal (área da seção, áreas de cisalhamento nas duas direções, momentos de inércia nas duas direções e constante de torção) em 10% para cada caso. O início em D4 foi julgado desnecessário pois, apesar do pico de tensão, a região D3 que se encontra no mesmo elemento estrutural (tabuleiro) apresenta solicitação ligeiramente maior e mesma seção de aço na região tracionada. A tabela 6.8 mostra o que ocorre nas demais regiões, em termos de tensão de tração, quando o dano é inserido em apenas uma região.

Combinação	Posição do dano de 10%	Desenvolvimento das solicitações (variações das tensões de tração em relação à situação íntacta)		
1	D1	D2 ↑ ≈0,5%	D3 ↓	D4 ↑ ≈0,5%
2	D2	D1 ↑ ≈2%	D3 ↑ ≈19%	D4 ↑ ≈6%
3	D3	D1 ↑ ≈1,5%	D2 ↓	D4 ↑ ≈6%

Tabela 6.8 – Cenários de múltiplos danos.

Assim, foram obtidas três combinações para definição dos dados de entrada e saída utilizados no treinamento da RNA, com as seguintes ordens de ocorrência de danos: *i*) D1 + D2 + D4, com situações de dano variando entre 0 e 15%; *ii*) D2 + D3 + D4 + D1, com situações de dano variando entre 0 e 20%; *iii*) D3 + D4 + D1, com situações de dano variando entre 0 e 15%. A diferença mínima entre os danos foi de 5% de redução das propriedades geométricas da seção transversal.

### 6.7.3 Arquitetura da rede neural proposta e abordagem de treinamento

Pretende-se avaliar possíveis danos utilizando RNAs como forma de se trabalhar com os dados obtidos nos ensaios dinâmicos, especificamente, tomando-se como base as mudanças nas frequências naturais da estrutura. Para isso, foram testadas várias configurações para o tipo de rede escolhida. As arquiteturas que apresentaram resultados promissores seguiram um padrão relativo ao número de componentes dos vetores utilizados como “*Target data*”. As redes que apresentaram melhores resultados foram aquelas com número de camadas igual ao número de componentes dos vetores de saída. Além disso, a multiplicidade entre o número de neurônios e o número de componentes dos mesmos vetores também foi uma característica essencial para o sucesso da rede. A Figura 6.31 ilustra a arquitetura proposta para a rede neural.

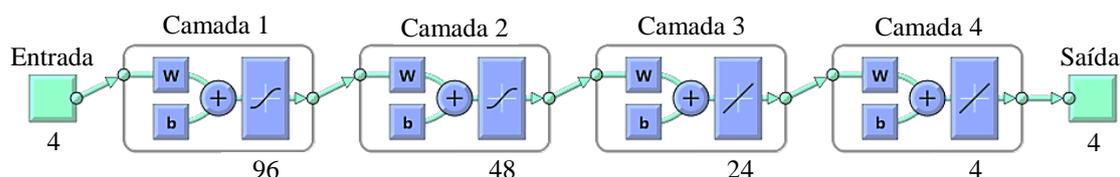


Figura 6.31 – Arquitetura da rede neural proposta.

Outro fator importante foi a escolha das funções de ativação de cada camada. A combinação de funções não lineares e lineares apresentaram os melhores resultados, mais

especificamente a utilização em sequência de funções não lineares nas camadas com maior número de neurônios e funções lineares nas camadas com menor número de neurônios. Assim, nas camadas 01 e 02, com 96 e 48 neurônios respectivamente, foram utilizadas funções tangente hiperbólica e, nas camadas 03 e 04, com 24 e 04 neurônios respectivamente, foram utilizadas funções identidade.

Para treinamento foram utilizados o algoritmo de Levenberg-Marquard (*trainlm*) e, como dados de entrada, vetores formados pelos valores das quatro primeiras frequências naturais relacionadas aos quatro primeiros modos verticais visto que, experimentalmente, estes foram os modos identificados. Estes vetores foram obtidos nos modelos numéricos atualizados, danificados de acordo com os cenários de danos já definidos anteriormente. Como dados de saída, aqui chamados de *Target data*, foram definidos vetores que mostraram a posição de cada dano e a magnitude da redução das propriedades geométricas da seção transversal daquele trecho, relacionados diretamente com os valores das componentes dos vetores de saída. Como função de aprendizagem, para atualizar os pesos com base no gradiente aproximado, foi utilizada a gradiente descendente (*learngd*) e como função de desempenho, a erro quadrático médio (*Mean Squared Error* - MSE). A Tabela 6.9 ilustra todos os cenários simulados utilizados no treinamento RNA.

Cenário	Elemento danificado	Posição (% dano)
1	Mastro	D1(5)
2	Mastro	D1(10)
3	Mastro	D1(15)
4	Mastro	D1(20)
5	Mastro	D2(5)
6	Mastro	D2(10)
7	Mastro	D2(15)
8	Mastro	D2(20)
9	Tabuleiro	D3(5)
10	Tabuleiro	D3(10)
11	Tabuleiro	D3(15)
12	Tabuleiro	D3(20)
13	Tabuleiro	D4(5)
14	Tabuleiro	D4(10)
15	Tabuleiro	D4(15)
16	Tabuleiro	D4(20)
17	Mastro	D1(5) / D2(5) / D3(0) / D4(0)
18	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(5) / D3(0) / D4(5)
19	Mastro	D1(10) / D2(5) / D3(0) / D4(0)
20	Mastro / Tabuleiro	D1(10) / D2(5) / D3(0) / D4(5)
21	Mastro / Tabuleiro	D1(10) / D2(10) / D3(0) / D4(5)
22	Mastro / Tabuleiro	D1(10) / D2(10) / D3(0) / D4(10)

23	Mastro	D1(15) / D2(5) / D3(0) / D4(0)
24	Mastro / Tabuleiro	D1(15) / D2(5) / D3(0) / D4(5)
25	Mastro / Tabuleiro	D1(15) / D2(10) / D3(0) / D4(5)
26	Mastro / Tabuleiro	D1(15) / D2(10) / D3(0) / D4(10)
27	Mastro / Tabuleiro	D1(0) / D2(5) / D3(5) / D4(0)
28	Mastro / Tabuleiro	D1(0) / D2(5) / D3(5) / D4(5)
29	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(5) / D3(5) / D4(5)
30	Mastro / Tabuleiro	D1(0) / D2(10) / D3(5) / D4(0)
31	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(10) / D3(5) / D4(5)
32	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(10) / D3(10) / D4(5)
33	Mastro / Tabuleiro	D1(0) / D2(15) / D3(5) / D4(0)
34	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(15) / D3(10) / D4(5)
35	Mastro / Tabuleiro	D1(0) / D2(15) / D3(10) / D4(10)
36	Mastro / Tabuleiro	D1(10) / D2(15) / D3(10) / D4(10)
37	Mastro / Tabuleiro	D1(10) / D2(15) / D3(15) / D4(10)
38	Mastro / Tabuleiro	D1(15) / D2(15) / D3(15) / D4(15)
39	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(20) / D3(10) / D4(5)
40	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(20) / D3(15) / D4(5)
41	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(20) / D3(15) / D4(10)
42	Tabuleiro	D1(0) / D2(0) / D3(5) / D4(5)
43	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(0) / D3(5) / D4(5)
44	Tabuleiro	D1(0) / D2(0) / D3(10) / D4(5)
45	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(0) / D3(10) / D4(5)
46	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(0) / D3(10) / D4(10)
47	Mastro / Tabuleiro	D1(10) / D2(0) / D3(10) / D4(10)
48	Tabuleiro	D1(0) / D2(0) / D3(15) / D4(5)
49	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(0) / D3(15) / D4(5)
50	Mastro / Tabuleiro	D1(5) / D2(0) / D3(15) / D4(10)
51	Mastro / Tabuleiro	D1(10) / D2(0) / D3(15) / D4(10)
52	Intacta	D1(0) / D2(0) / D3(0) / D4(0)

Tabela 6.9 – Cenários simulados utilizados no treinamento da RNA.

As Tabelas 6.10 e 6.11 mostram, detalhadamente, a definição dos vetores de entrada e saída dos cenários 17 e 40, ilustrados na tabela anterior.

Cenário 17 (redução)	Vetor de entrada – Frequências naturais (modo de vibração)	Vetor de saída – <i>Target data</i>
D1 (5%)	1,6162 (Vertical 1)	5
D2 (5%)	3,2294 (Vertical 2)	5
D3 (0%)	5,4572 (Vertical 3)	0
D4 (0%)	8,3858 (Vertical 4)	0

Tabela 6.10 – Exemplo da definição dos vetores de entrada e saída no cenário 17.

Cenário 40 (redução)	Vetor de entrada – Frequências naturais (modo de vibração)	Vetor de saída – <i>Target data</i>
D1 (5%)	1,6078 (Vertical 1)	5
D2 (20%)	3,2044 (Vertical 2)	20
D3 (15%)	5,4284 (Vertical 3)	15
D4 (5%)	8,3529 (Vertical 4)	5

Tabela 6.11 – Exemplo da definição dos vetores de entrada e saída no cenário 40.

Os demais vetores de saída seguiram a mesma ideia do exemplo acima. Para a situação intacta, foi utilizado um vetor de saída nulo sendo este relacionado ao vetor de entrada formado pelas quatro primeiras frequências naturais do modelo numérico atualizado. O treinamento aplica os vetores de entrada citados à rede, calcula os vetores de saída, compara-os aos valores esperados (*Target data*) e calcula o erro quadrático médio (MSE). Se a meta de erro (*goal*) ou o número máximo de *epochs* for atingido, o treinamento é interrompido e retorna à rede com os registros das características do treinamento. Caso contrário, o treinamento passa para o próximo *epoch*. No geral, o algoritmo Levenberg-Marquard convergiu para os casos simulados, quando esse procedimento foi executado.

O status de treinamento é exibido para cada iteração (*show*) do algoritmo. Os outros parâmetros determinam quando o treinamento é interrompido. O treinamento para se o número de iterações exceder o valor *epochs*, se a função de desempenho cair abaixo do valor *goal*, se a magnitude do gradiente for menor que o *Min\_grad* ou se o tempo de treinamento for maior que o tempo estipulado. O valor *Max\_fail*, que significa número máximo de falhas na validação, está associado à técnica de parada antecipada e à melhoria de generalização (DEMUTH; BEALE, 2000). A validação ocorre quando os pesos de uma iteração são alterados, mas não existe mudança no valor do erro. Quando isso ocorre um certo número de vezes, infere-se que foi atingido o ponto mínimo (PINHEIRO *et al.*, 2017), sendo esse número de repetições limitado pelo *Max\_fail*. A Tabela 6.12 mostra os parâmetros adotados.

Parâmetro	Valor adotado	Parâmetro	Valor adotado
<i>Show</i>	25	<i>Max_fail</i>	6
<i>Epochs</i>	1000	<i>Mu</i>	0,001
<i>Time</i>	Inf	<i>Mu_dec</i>	0,1
<i>Goal</i>	0	<i>Mu_inc</i>	10
<i>Min_grad</i>	$1 \times 10^{-7}$	<i>Mu_max</i>	$1 \times 10^{10}$

Tabela 6.12 – Parâmetros de treinamento da rede.

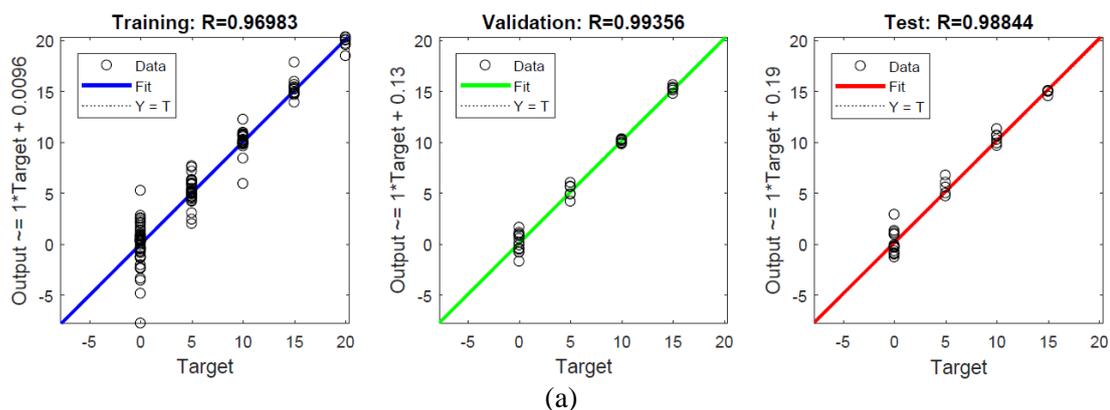
O gradiente (*Min\_grad*) mostra o grau de inclinação da rede na superfície do erro quando busca alcançar o erro mínimo global. Em cada etapa do treinamento, o vetor de peso utilizado anteriormente é alterado com o objetivo de provocar a maior queda na superfície deste erro. O *Mu* representa a distância entre o valor da abcissa do ponto mínimo e o valor no ponto em que a tangente à superfície intercepta esta abcissa. Por esta razão à medida que o erro se aproxima de zero o *Mu* aumenta (PINHEIRO *et al.*, 2017).

#### 6.7.4 Validações e testes automáticos da rede

A rede *Feedforward* com o algoritmo *backpropagation* está implementada no *software* MATLAB, através da ferramenta *Neural Network Toolbox*, a qual foi utilizada neste trabalho. Foram utilizadas 51 possibilidades de dano mais a situação de estrutura intacta, resultando em 52 vetores de entrada e 52 vetores de saída. Dos 52 vetores de entrada, 70% foram utilizados para treinamento, 15% para validação e 15% para teste da rede.

Os vetores foram formados pelas quatro primeiras frequências naturais relacionadas aos primeiros quatro modos verticais, resultando em vetores com quatro componentes. Assim, foram utilizados 208 dados de entrada, sendo 144 dados para treinamento, 32 para validação e 32 para teste da rede.

A Figura 6.32 mostra dois exemplos do status do treinamento, validação e teste da rede. Nota-se que foram utilizados vetores com componentes máximas de 15, tanto para validação quanto para teste. A escolha dos vetores de cada grupo é realizada aleatoriamente pelo próprio algoritmo da rede.



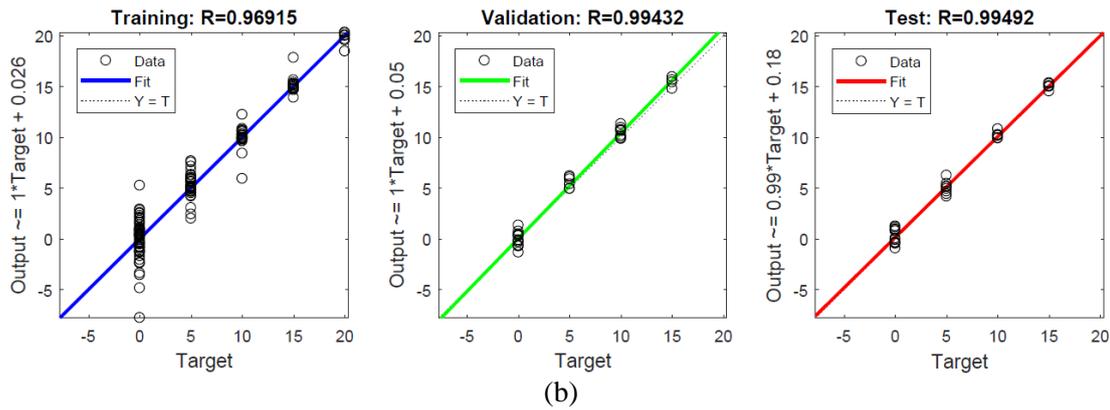


Figura 6.32 – Exemplos de status da rede – vetores com componentes máximos de 15, tanto para validação quanto para teste.

Os testes mostrados na Figura 6.32 apresentaram acertos entre 98,8% e 99,5%. Isso significa que para os 32 conjuntos de frequências naturais dadas como entrada na rede, esta obteve acerto entre 98,8% e 99,5% na determinação dos cenários de danos relacionados (neste caso danos entre 0 e 15% distribuídos entre os trechos escolhidos da estrutura) aos primeiros quatro modos verticais de vibração. A Figura 6.33 ilustra as características do treinamento e validação até sua interrupção, para os casos da Figura 6.32, (a) e (b), respectivamente.

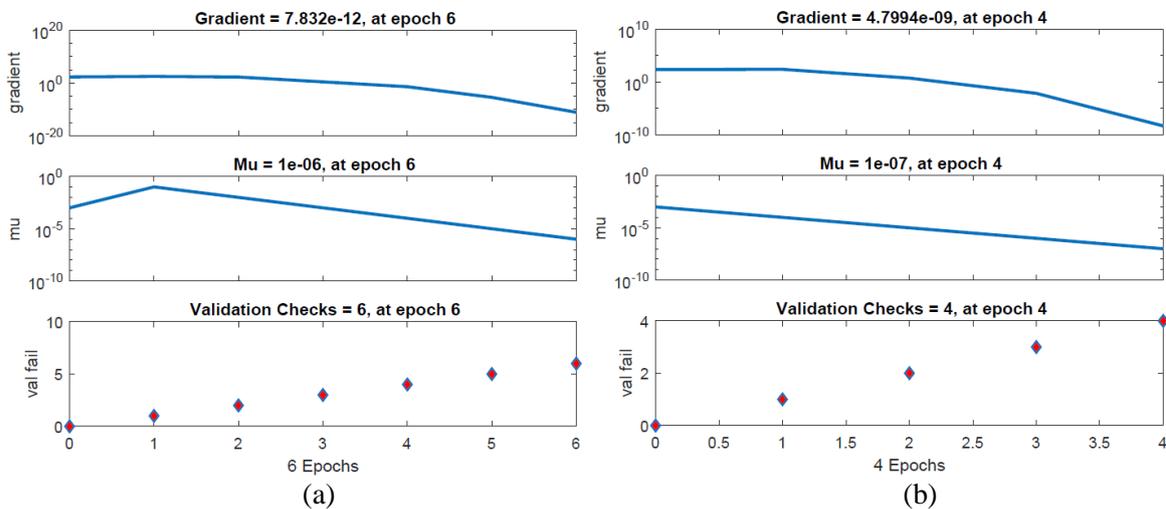
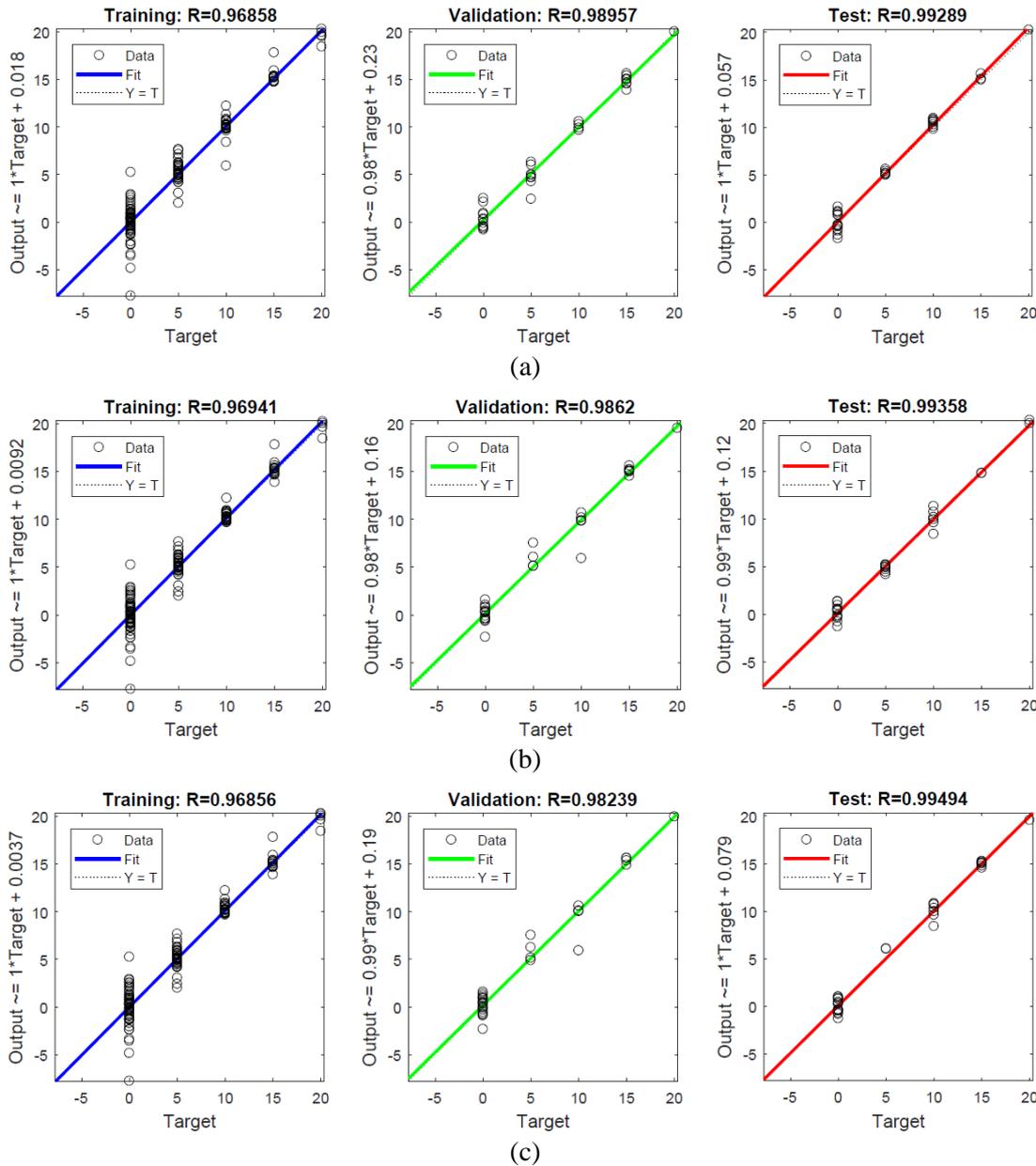


Figura 6.33 – Exemplo de status de treinamento e validação da rede.

A Figura 6.33 mostra, assim como as demais figuras desse tipo, o andamento do treinamento da rede até o momento de sua interrupção, bem como os valores de  $\mu$  (segunda parte do gráfico) ao longo do processo. Essa interrupção, para todos os exemplos apresentados neste tópico, pode ter ocorrido na *epoch* logo após ser atingido o valor

estipulado para o  $Min\_grad$  de  $1 \times 10^{-7}$  (primeira parte do gráfico) ou quando atingido o número de vezes que os pesos sinápticos foram alterados (terceira parte do gráfico), sem que houvesse mudança no valor do erro, caracterizando a validação ( $Val\_fail$  / valor limitado em 6 pelo  $Max\_fail$ ).

A Figura 6.34 mostra quatro exemplos do status da rede, onde foram utilizados agora vetores com todas as intensidades possíveis das componentes, ou seja, danos de 0 a 20%, tanto para validação quanto para teste.



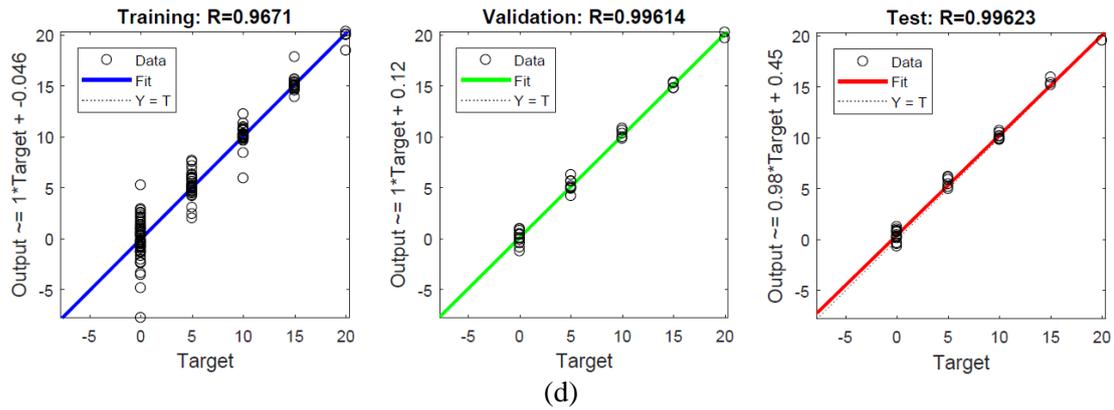
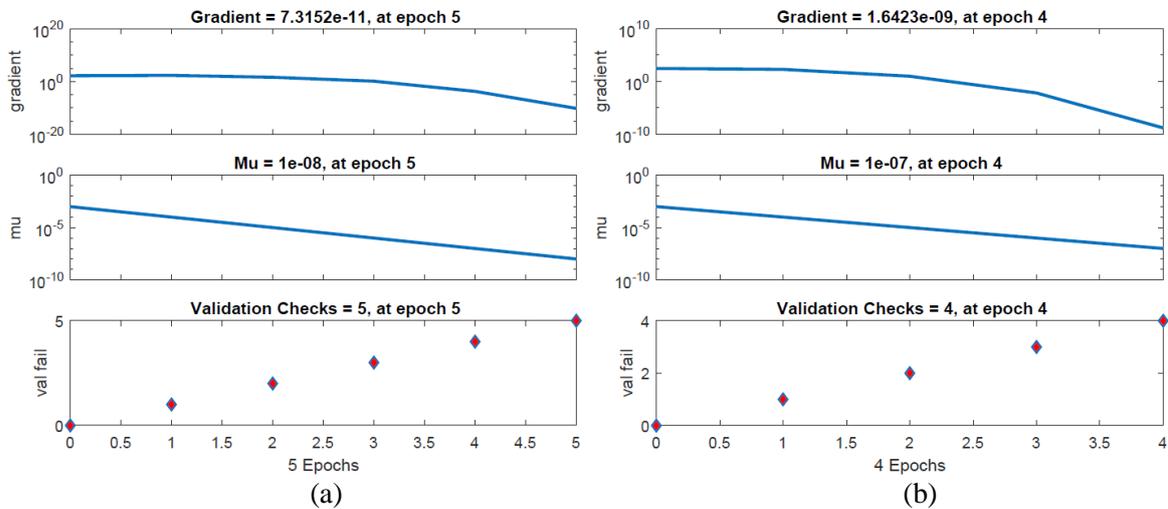


Figura 6.34 – Exemplos de status da rede – vetores com componentes variando entre 0 e 20, tanto para validação quanto para teste.

Os testes da Figura 6.34 mostram que para os 32 conjuntos de frequências naturais dadas como entrada na rede, esta obteve acertos entre 99,3% e 99,6% na determinação dos cenários de danos relacionados (neste caso danos entre 0 e 20% distribuídos entre os trechos escolhidos da estrutura) aos primeiros quatro modos verticais de vibração. A Figura 6.35 ilustra as características do treinamento e validação até sua interrupção, para os casos da Figura 6.34 (a), (b), (c) e (d), respectivamente.



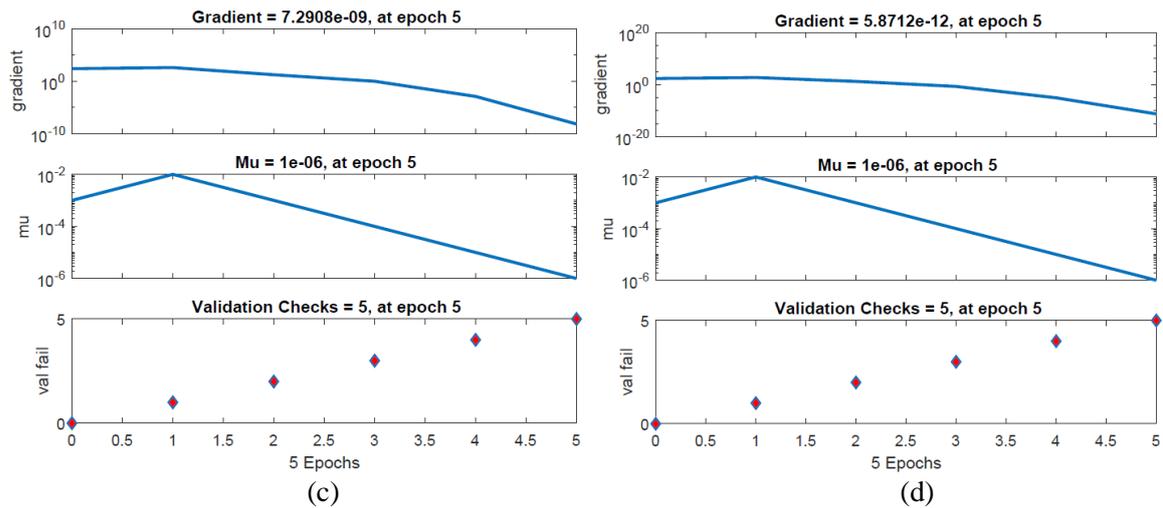
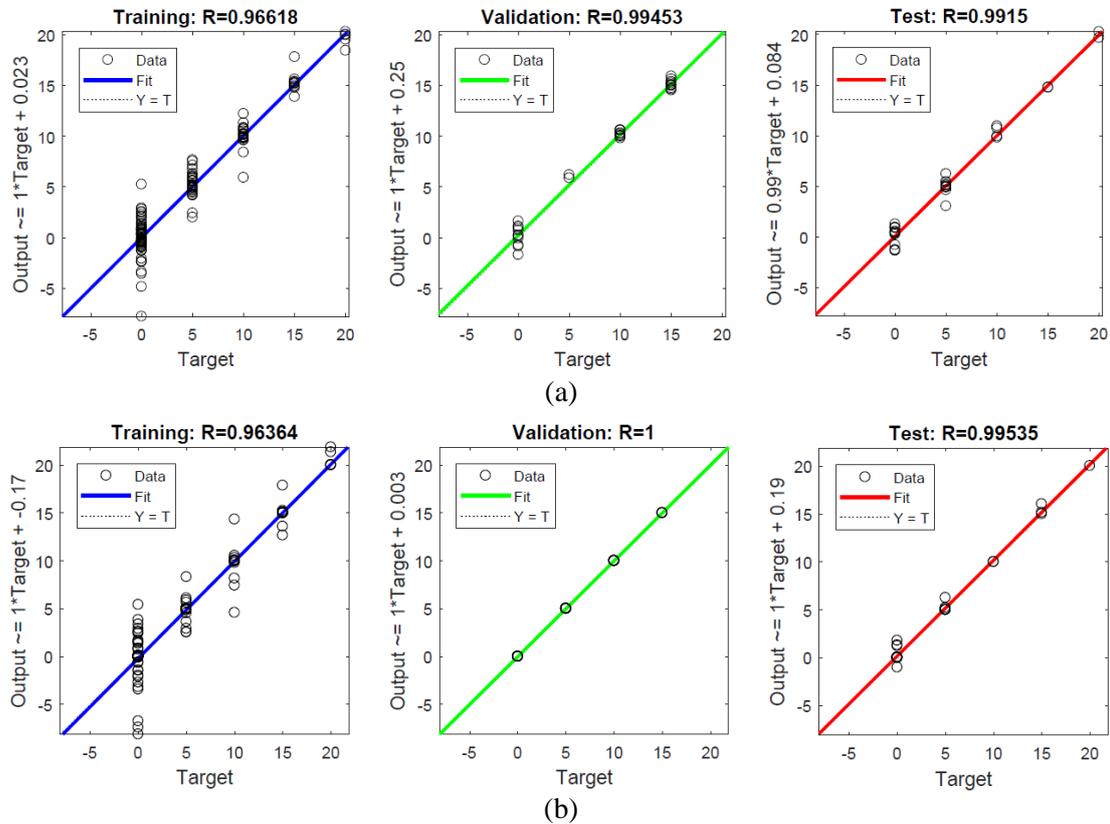


Figura 6.35 – Exemplo de status de treinamento e validação da rede.

As Figura 6.36(a) e (b) mostram dois exemplos do status da rede, onde foram utilizados vetores com as intensidades das componentes entre 0 e 15 para validação e 0 e 20 para teste. As Figura 6.36(c) e (d) mostram exemplos opostos, onde foram utilizados vetores que representam danos entre 0 e 20% para validação e 0 e 15% para teste.



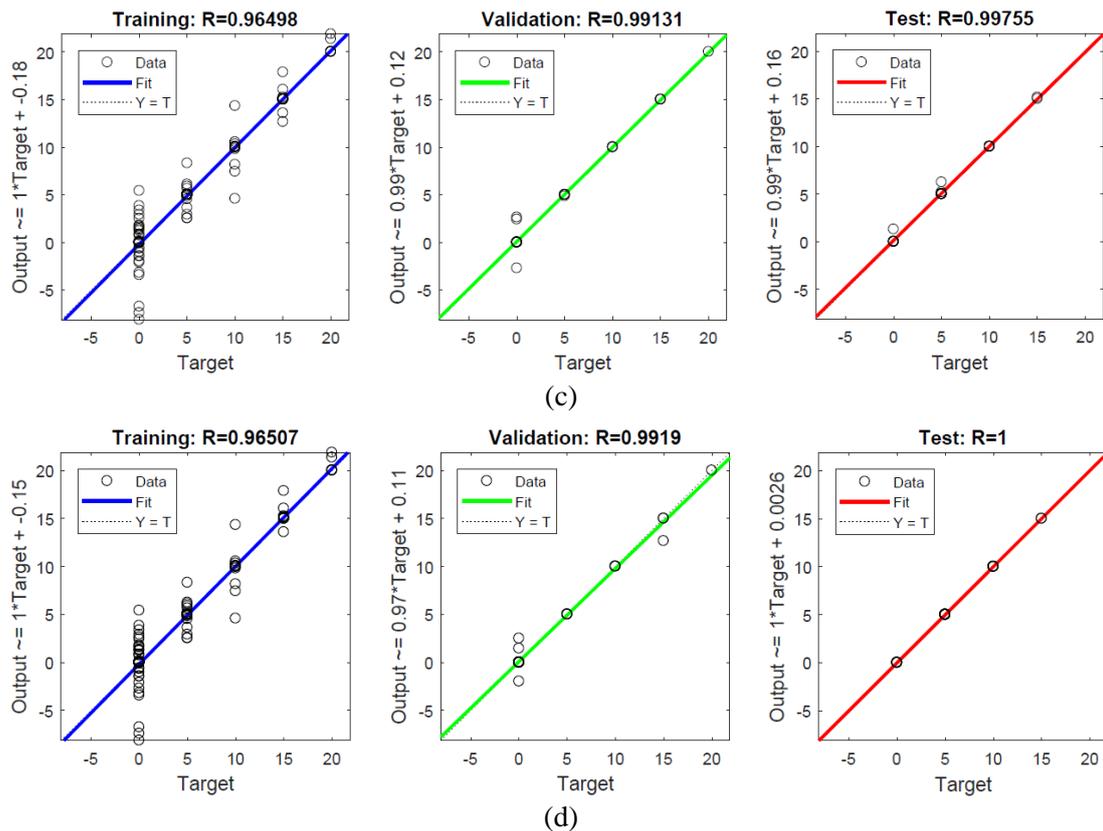


Figura 6.36 – Exemplos de status da rede – (a) danos entre 0 e 15 % para validação e danos entre 0 e 20 % para teste; (b) danos entre 0 e 20% para validação e danos entre 0 e 15% para teste.

Os testes mostrados nas Figura 6.36(a) e (b) apresentaram acertos de 99,2 % e 99,5%. Neste caso, foram utilizados cenários com danos entre 0 e 20% distribuídos entre os trechos escolhidos da estrutura. Os testes mostrados nas Figura 6.36(c) e (d) apresentaram acertos de 99,8% e 100%, sendo utilizados, neste caso, cenários de danos entre 0 e 15% distribuídos entre os trechos escolhidos da estrutura. A Figura 6.37 ilustra as características do treinamento e validação até sua interrupção, para os casos da Figura 6.36(a), (b), (c) e (d), respectivamente.

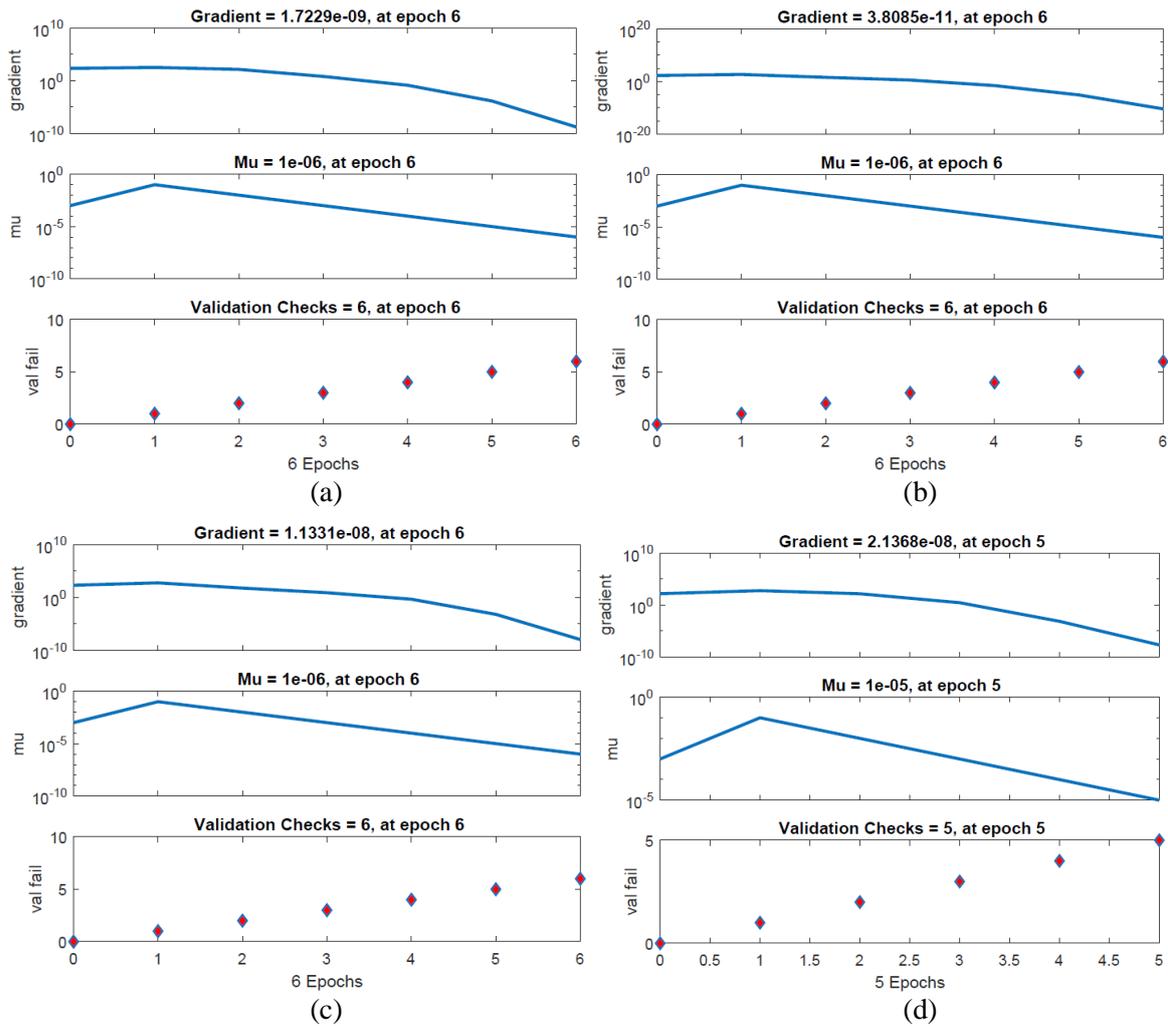


Figura 6.37 – Exemplo de status de treinamento e validação da rede.

### 6.7.5 Simulações de ensaios – cenários de dano diferentes dos dados de treinamento

Na seção anterior, vários testes foram apresentados para verificar a RNA proposta. Os testes, que seguiram o padrão de vetores com componentes múltiplas de 5, representando danos nas regiões D1, D2, D3 e D4, apresentaram excelentes resultados quanto à identificação, localização e ordem de severidade de possíveis danos múltiplos e/ou progressivos. Além dos padrões utilizados anteriormente, foram realizadas simulações com padrões de dano diferentes do grupo utilizado para treinamento da rede. A análise utilizou padrões com: *i*) intensidades aleatórias de dano, inseridas nas mesmas regiões do grupo de dados de treinamento (posições D1, D2, D3 e D4); *ii*) danos em diferentes regiões (D5, D6 e D7) daquelas utilizados no grupo de dados de treinamento; *iii*) danos nulos, mas com variações de temperatura aplicadas à estrutura, simulando diferentes condições ambientais. Todas estas simulações são importantes para avaliar a capacidade da rede e ensinar ao

usuário a interpretar as saídas para situações aleatórias antes da sua utilização no caso real da passarela.

#### 6.7.5.1 Cenários com intensidades aleatórias de dano

A Tabela 6.13 mostra os resultados (vetores de saída) da RNA para diferentes cenários de danos. Estes foram compostos por diferentes reduções das rigidezes dos elementos estruturais nas regiões selecionadas (D1, D2, D3 e D4), anteriormente ilustradas na Figura 6.26.

Cenário de dano	Vetor de entrada	Vetor de saída esperado	Vetor de saída
D1 (3%)	1,6172	3,00	3,55
D2 (0%)	3,2319	0,00	-0,87
D3 (0%)	5,4590	0,00	-0,73
D4 (0%)	8,3894	0,00	-0,59
D1 (0%)	1,6161	0,00	0,45
D2 (7%)	3,2324	7,00	6,67
D3 (0%)	5,4587	0,00	0,03
D4 (0%)	8,3876	0,00	-0,70
D1 (0%)	1,6128	0,00	-1,51
D2 (0%)	3,2186	0,00	-0,55
D3 (13%)	5,4390	13,00	15,76
D4 (0%)	8,3830	0,00	0,31
D1 (8%)	1,6166	8,00	9,04
D2 (2%)	3,2278	2,00	1,22
D3 (0%)	5,4566	0,00	-0,81
D4 (0%)	8,3854	0,00	-0,66
D1 (0%)	1,6148	0,00	-0,24
D2 (9%)	3,2286	9,00	7,07
D3 (3%)	5,4537	3,00	3,32
D4 (0%)	8,3848	0,00	-0,27
D1 (0%)	1,6140	0,00	-0,27
D2 (11%)	3,2248	11,00	8,84
D3 (4%)	5,4514	4,00	2,08
D4 (4%)	8,3716	4,00	2,79
D1 (5%)	1,6099	5,00	4,59
D2 (18%)	3,2104	18,00	16,89
D3 (11%)	5,4362	11,00	9,83
D4 (5%)	8,3571	5,00	4,85
D1 (0%)	1,6135	0,00	-2,74
D2 (0%)	3,2201	0,00	-3,49
D3 (11%)	5,4424	11,00	13,50
D4 (4%)	8,3787	4,00	1,10

Tabela 6.13 – Saída da rede para vetor de entrada formado pelas frequências da estrutura com dano.

Os vetores de saída obtidos demonstram a capacidade da RNA proposta em identificar, localizar e fornecer a ordem de severidade dos danos, no caso de múltiplos danos, mesmo com reduções aleatórias das regiões selecionadas. Além disso, mostram que componentes com valores negativos podem ser interpretadas como danos nulos.

#### 6.7.5.2 Cenários com regiões danificadas diferentes

Nesta seção, foram simulados ensaios apresentando danos em regiões diferentes da passarela, que não fizeram parte do grupo inicial de setores danificados. A Figura 6.38 ilustra as regiões (D5, D6, D7 e D8) onde foram inseridos os danos, todos com redução de 10% das propriedades da seção transversal dos elementos estruturais.

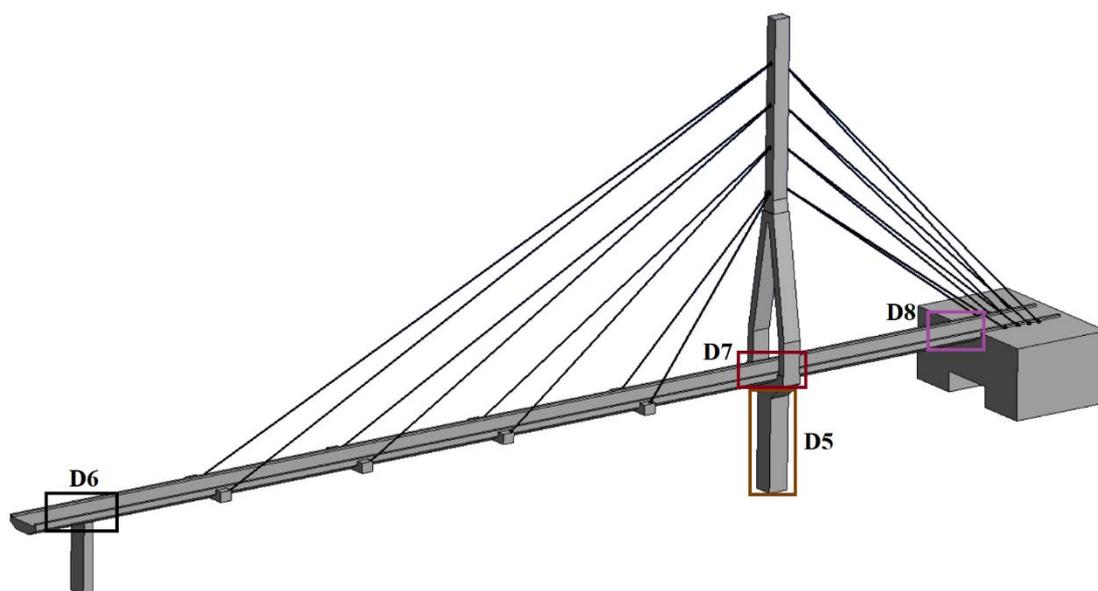


Figura 6.38 – Novas posições de dano (D5, D6, D7 e D8).

A Tabela 6.14 mostra os resultados esperado e obtido com a RNA por um dano inserido na parte inferior do mastro (região D5). O perfil de dano foi composto por uma redução de 10% das propriedades da seção transversal desta região, a qual não fez parte do conjunto de dados utilizados no treinamento da rede.

Dano de 10% na parte inferior do mastro	Vetor de entrada	Vetor de saída	Elemento
D1 (0%)	1,6168	<b>2,13</b>	<b>Mastro</b>
D2 (0%)	3,2325	<b>5,70</b>	<b>Mastro</b>
D3 (0%)	5,4577	-2,29	Tabuleiro
D4 (0%)	8,3859	0,08	Tabuleiro
<b>D5 (10%)</b>	-	-	<b>Mastro</b>

Tabela 6.14 – Vetor de saída da rede para um dano de 10% na região D5.

A saída da RNA indicou a existência de danos. A redução de 10% das propriedades da seção do mastro foi inserida no tramo inferior, abaixo do tabuleiro. Como o vetor de saída não possui componente para indicar esta região, a rede gerou um vetor de saída com intensidades não nulas apenas nas componentes relacionados ao mastro e com um valor maior (5,70%) na posição D2, que é a região mais próxima ao dano. Observou-se, assim, que a rede tentou indicar a região através da combinação das possíveis componentes do vetor de saída.

A Tabela 6.15 mostra os resultados da RNA para um dano no tabuleiro, na região de apoio deste no pilar. Este perfil de dano foi formado por uma redução de 10% das propriedades da seção transversal do tabuleiro na região D6.

Dano de 10% no tabuleiro, na região do pilar	Vetor de entrada	Vetor de saída	Elemento
D1 (0%)	1,6173	0,93	Mastro
D2 (0%)	3,2338	1,25	Mastro
D3 (0%)	5,4592	-2,33	Tabuleiro
D4 (0%)	8,3880	0,14	Tabuleiro
D5 (0%)	-	-	Mastro
<b>D6 (10%)</b>	-	-	<b>Tabuleiro</b>

Tabela 6.15 – Vetor de saída da rede para um dano de 10% na região D6.

Para este caso, a RNA não foi capaz de fornecer um cenário convincente de dano, gerando valores pouco significativos para as componentes. Esse resultado provocou algumas reflexões. Por um lado, pode ser considerado um resultado coerente para estruturas estaiadas, visto que as regiões afastadas ou não conectadas aos estais (adicionado, neste caso, o fator da região ser suportada diretamente pelo pilar) possuem menor influência nas propriedades dinâmicas da estrutura. Por outro lado, indica a necessidade de extensão dos cenários de dano no treinamento para regiões fora da influência direta dos estais, principalmente se algum elemento, quando feita a análise dos esforços solicitantes, demandar atenção.

A Tabela 6.16 mostra o resultado da RNA para um dano no tabuleiro na região de ligação com o mastro. Este perfil de dano foi composto por 10% de redução das propriedades da seção transversal do tabuleiro na região D7.

Dano de 10% no tabuleiro, na região de ligação com o mastro	Vetor de entrada	Vetor de saída	Elemento
D1 (0%)	1,6170	-5,03	Mastro
D2 (0%)	3,2316	<b>5,16</b>	<b>Mastro</b>
D3 (0%)	5,4497	<b>2,15</b>	<b>Tabuleiro</b>
D4 (0%)	8,3700	<b>4,10</b>	<b>Tabuleiro</b>
D5 (0%)	-	-	Mastro
D6 (0%)	-	-	Tabuleiro
<b>D7 (10%)</b>	-	-	<b>Tabuleiro</b>

Tabela 6.16 – Vetor de saída da rede para um dano de 10% na região D7.

Este caso foi testado para avaliar o dano em uma região de interseção de elementos estruturais. Assim como para o caso D5, a RNA foi capaz de indicar a existência de danos. A redução de 10% das propriedades da seção do tabuleiro foi inserida na região de ligação com o mastro e a RNA gerou um vetor de saída com intensidades para os componentes relacionados ao tabuleiro (2,15% e 4,10%) e um valor de 5,16% de dano na região D2 (componente 2), que é o tramo do mastro que intercepta a região de dano. Como o vetor de saída não possui componente para localizar esta região, foi observado que a rede tentou cercar a posição através da combinação das possíveis componentes.

A Tabela 6.17 mostra o resultado da RNA para um dano no tabuleiro na região de ligação com o bloco de fundação. Este perfil de dano foi composto por 10% de redução das propriedades da seção transversal do tabuleiro na região D8.

Dano de 10% no tabuleiro, na região de ligação com bloco	Vetor de entrada	Vetor de saída	Elemento
D1 (0%)	1,6173	0,92	Mastro
D2 (0%)	3,2339	1,31	Mastro
D3 (0%)	5,4597	-2,19	Tabuleiro
D4 (0%)	8,3885	-0,08	Tabuleiro
D5 (0%)	-	-	Mastro
D6 (0%)	-	-	Tabuleiro
D7 (0%)	-	-	Tabuleiro
<b>D8 (10%)</b>	-	-	<b>Tabuleiro</b>

Tabela 6.17 – Vetor de saída da rede para um dano de 10% na região D8.

Assim como para a posição D6, a RNA não foi capaz de fornecer um cenário de dano. O resultado gerou as mesmas reflexões apresentadas para o dano na posição D6, visto que ambas (D6 e D8) encontram-se fora da região de treinamento da rede, afastadas ou não conectadas ao estaiamento e suportadas diretamente por outros elementos estruturais, neste caso (D8), pelo bloco de fundação.

### 6.7.5.3 Cenários intactos, aplicadas variações de temperatura ao modelo

Nesta seção, foram feitos testes para simulação de situações intactas, visto que as condições ambientais podem diferir entre os ensaios dinâmicos, afetando o comportamento da estrutura. Para isso, foram criadas duas situações com variações de temperatura. A primeira, simulando uma variação de temperatura de 6°C de temperatura. A segunda, uma variação de 10°C.

A Tabela 6.18 mostra o vetor de saída obtido com a RNA considerando uma variação de 6°C de temperatura, aplicada como um caso de carregamento ao modelo (caso inserido na combinação de carregamento permanente).

Varição de 6°C	Vetor de entrada	Vetor de saída esperado	Vetor de saída
D1 (0%)	1,6171	0,00	0,22
D2 (0%)	3,2337	0,00	1,23
D3 (0%)	5,4600	0,00	0,13
D4 (0%)	8,3909	0,00	-0,90

Tabela 6.18 – Vetor de saída da rede para situação de estrutura intacta, com variação de 6°C de temperatura.

A Tabela 6.19 mostra o resultado da RNA considerando uma variação de 10°C de temperatura.

Varição de 10°C	Vetor de entrada	Vetor de saída esperado	Vetor de saída
D1 (0%)	1,6169	0,00	-0,23
D2 (0%)	3,2335	0,00	1,89
D3 (0%)	5,4599	0,00	0,84
D4 (0%)	8,3908	0,00	-0,90

Tabela 6.19 – Vetor de saída da rede para situação de estrutura intacta, com variação de 10°C de temperatura.

Para ambos os casos, a rede não gerou um cenário convincente de danos, com valor máximo de componente de 1,89% para o caso de maior variação de temperatura, o que seria interpretado, na prática, como uma indicação de estrutura intacta.

#### **6.7.6 Novo ensaio para avaliação da integridade estrutural da passarela**

Para avaliar a condição real da estrutura, como dito anteriormente, é necessária uma rotina de ensaios. O primeiro ensaio dinâmico realizado nesta pesquisa data de maio/2018. As séries temporais obtidas foram utilizadas no processo de identificação do sistema estrutural, o qual forneceu as propriedades dinâmicas (frequência natural e formas modais) necessárias para atualização do modelo numérico. Este modelo serve como ponto de partida da análise de danos e foi utilizado para criar os dados de entrada e de saída da RNA proposta. Nas seções anteriores esta rede foi testada para várias situações de dano simulados, através de testes automáticos e manuais, e apresentou resultados promissores.

Com o objetivo de avaliar a integridade estrutural da passarela, um novo ensaio foi realizado um ano após o ensaio citado acima, datando de junho/2019. Este ensaio foi similar ao primeiro no que diz respeito ao sistema de aquisição de dados utilizado e às excitações atuantes. No que diz respeito ao ensaio da estrutura completa, este foi reduzido aos dois *setups* que apresentaram maior conteúdo energético no primeiro ensaio dinâmico, visto que, para dar entrada na RNA, é apenas necessário um vetor com as frequências naturais identificadas. Os modos de vibração natural foram utilizados apenas para ratificação do processo de atualização do modelo numérico, realizado com base nas frequências naturais, não sendo mais necessários. A ideia foi, então, identificar as frequências naturais dos estais para determinação das suas forças axiais e frequências naturais da estrutura, para inserir na RNA como vetor de entrada, obtendo uma resposta que indicasse ou não a existência de dano, bem como a ordem de severidade para o caso de múltiplos danos.

A Figura 6.39 mostra as novas séries temporais de aceleração obtidas dos estais E5-D, E6-D, E7-D e E8-D. As séries completas de aceleração de todos os estais encontram-se no Anexo B.

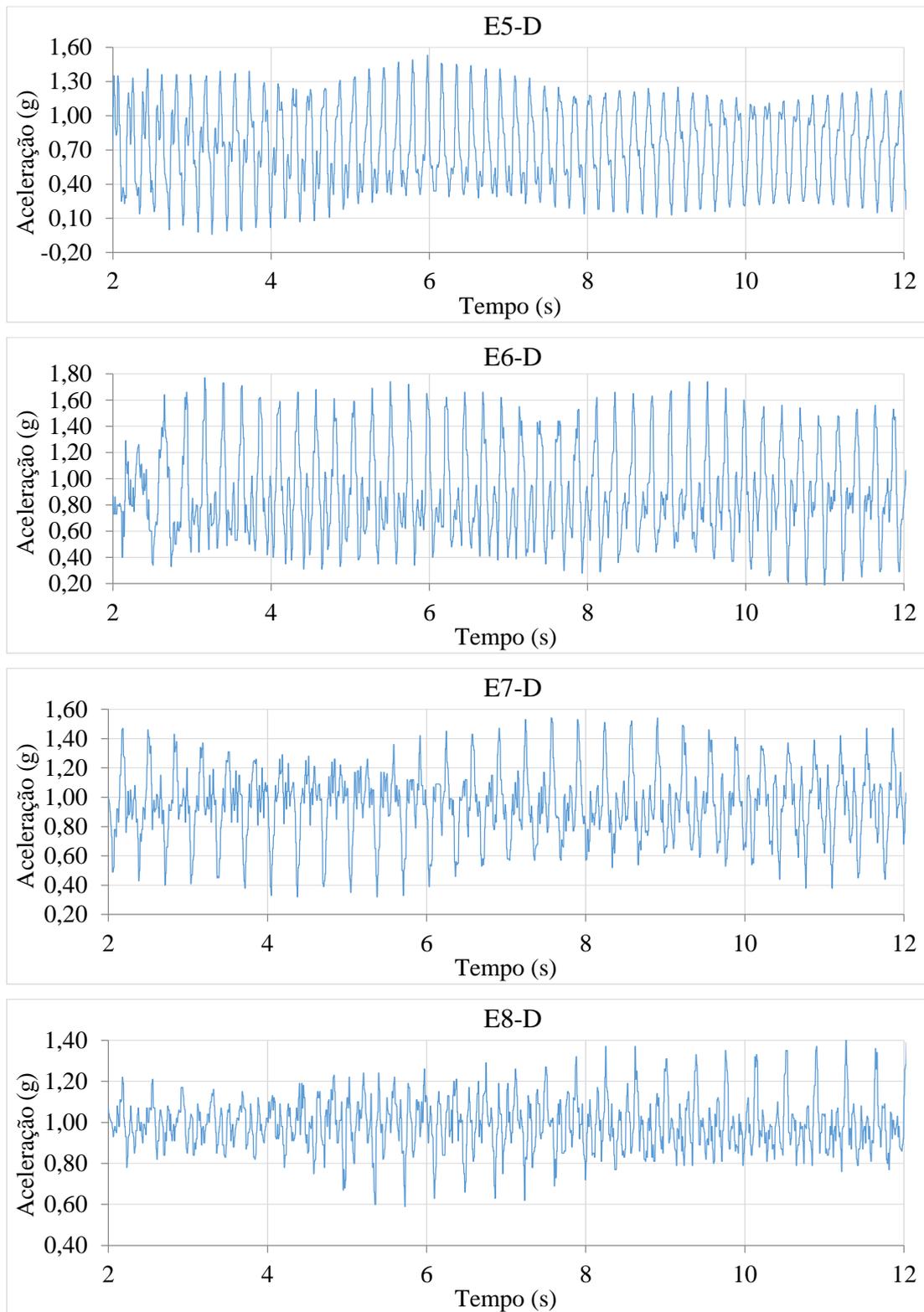


Figura 6.39 – Novas séries temporais de aceleração do estais E5-D, E6-D, E7-D e E8-D.

A Figura 6.40 mostra os espectros dos sinais da Figura 6.39. Os espectros de potência completos de todos os estais encontram-se no Anexo B.

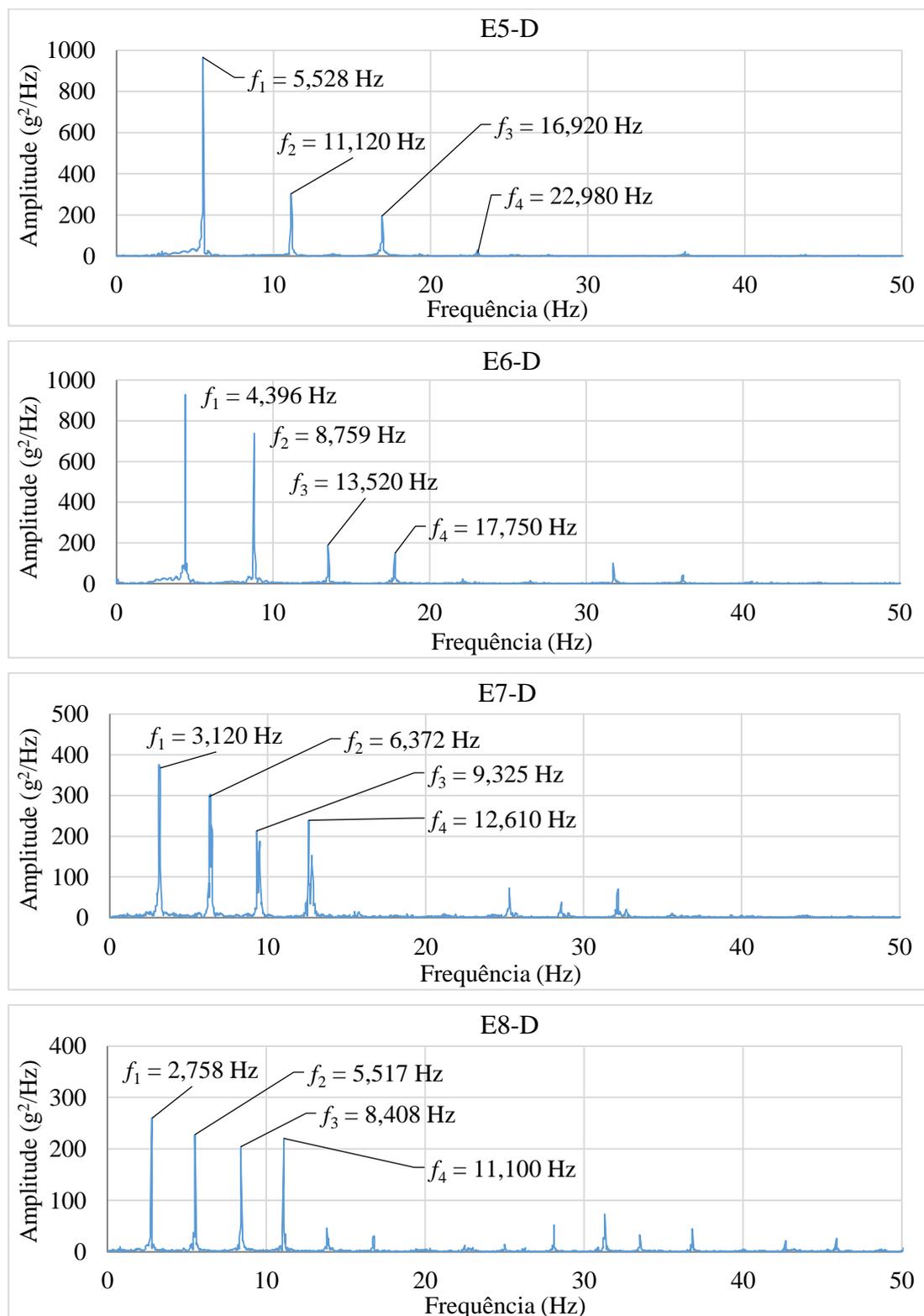


Figura 6.40 – Densidades espectrais de potência dos novos sinais de aceleração dos estais E5-D, E6-D, E7-D e E8-D.

A Tabela 6.20 mostra as novas forças axiais de todos os estais relacionadas às primeiras quatro frequências naturais identificadas pelo método PP, o valor médio dessa tração e o desvio padrão.

Estai	T[f <sub>1</sub> ] (kN)	T[f <sub>2</sub> ] (kN)	T[f <sub>3</sub> ] (kN)	T[f <sub>4</sub> ] (kN)	Média T (kN)	Desvio padrão
E1-D	270,160	286,126	271,210	286,937	278,608	9,165
E1-E	251,503	258,229	253,634	273,053	259,105	9,713
E2-D	206,149	214,345	208,835	227,552	214,220	9,520
E2-E	215,541	222,526	217,341	234,415	222,456	8,505
E3-D	181,591	182,729	183,204	182,729	182,563	0,686
E3-E	185,446	179,537	185,350	193,938	186,068	5,930
E4-D	162,913	176,147	173,038	177,242	172,335	6,529
E4-E	113,284	119,170	124,590	120,509	119,388	4,677
E5-D	98,976	100,126	103,028	106,900	102,257	3,533
E5-E	107,197	109,144	112,237	116,309	111,222	3,976
E6-D	171,331	170,048	180,066	174,581	174,007	4,468
E6-E	179,374	178,021	187,330	181,334	181,515	4,108
E7-D	174,394	181,851	173,092	178,046	176,846	3,941
E7-E	174,506	178,216	170,798	176,356	174,969	3,166
E8-D	231,106	231,190	238,653	233,964	233,728	3,541
E8-E	237,688	237,603	247,128	240,330	240,688	4,476

Tabela 6.20 – Novas forças axiais dos estais relacionadas às primeiras quatro frequências naturais identificadas e o valor T final.

Nesta nova etapa de ensaio, a identificação das propriedades dinâmicas (frequências naturais e modos de vibração) a partir de dados de vibração ambiente foi realizada utilizando apenas o método CFDD. Foram obtidas apenas as acelerações dos *setups* 03 e 06, visto que o objetivo era apenas obter as quatro primeiras frequências naturais da passarela. Estes foram selecionados por apresentarem um bom conteúdo energético para identificação das quatro primeiras frequências relacionadas aos modos de vibração verticais no primeiro ensaio realizado em maio/2018. A Figura 6.41 mostra as novas séries temporais obtidas pelo sistema de aquisição proposto, no *setup* de ensaio 06, sendo o canal 1 (destacado com contorno verde) alimentado pelo sensor de referência, enquanto que os demais canais (2 e 3), alimentados pelos sensores móveis.

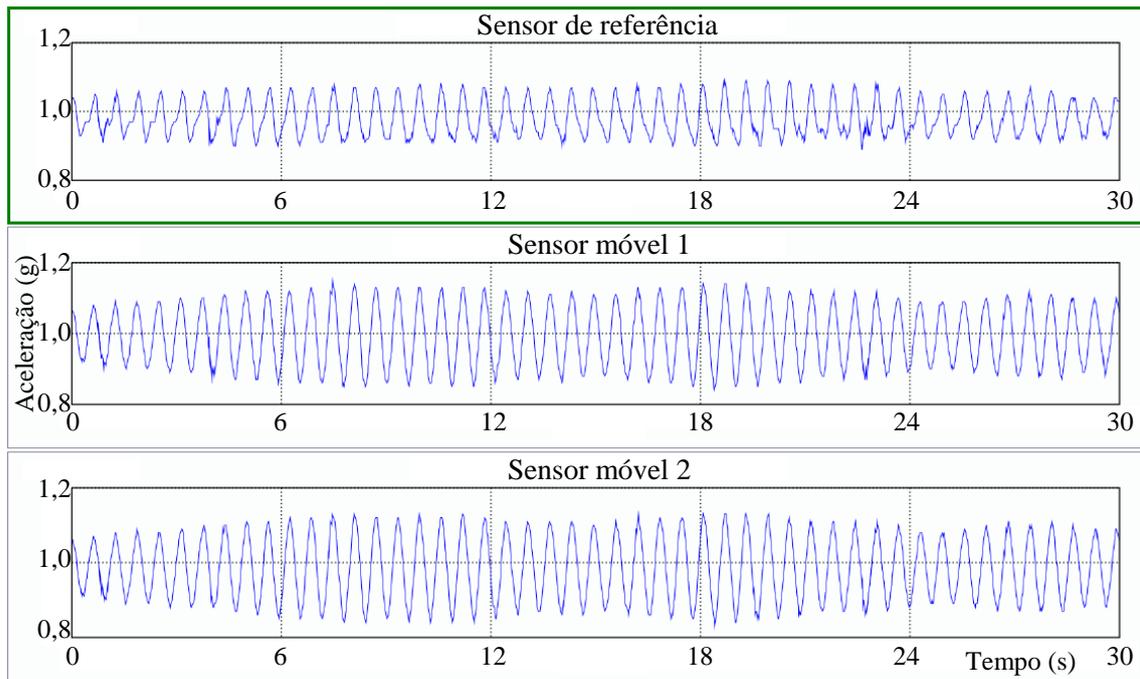


Figura 6.41 – Séries temporais de aceleração no *Setup 06*.

A Figura 6.42 mostra a função de densidade espectral do sinal obtido no *setup 06*, decomposta em três valores singulares e aplicado o algoritmo *curve-fitting* (ajuste de curva) ao terceiro pico de frequência, resultante da aplicação do método CFDD.

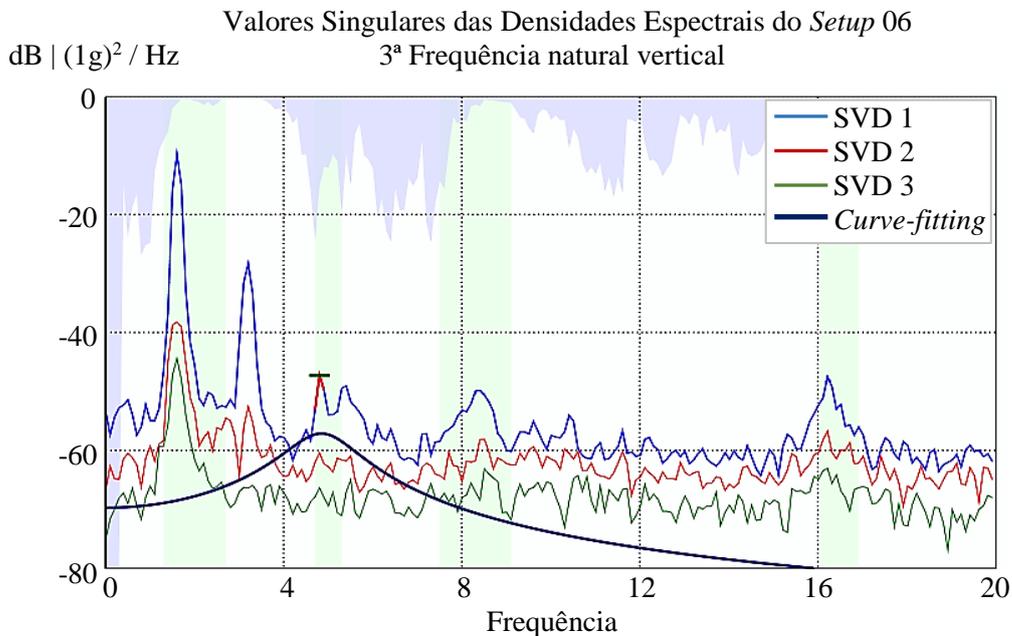


Figura 6.42 – Algoritmo *curve-fitting* aplicado ao terceiro pico do espectro relacionado ao primeiro valor singular (*setup 06*).

O espectro do *setup* 06 apresentou uma inconsistência na identificação do terceiro modo de vibração, por isso o destaque acima, pois gerou dois picos de frequência muito próximos e que foram fornecidos, em diferentes identificações, como a terceira frequência natural da passarela. Optou-se então por recorrer ao espectro gerado pelo *setup* 03, visto que este foi o registro com segundo maior conteúdo energético. As demais frequências foram identificadas normalmente pelo CFDD, utilizando o *setup* 06. A Figura 6.43 mostra as séries temporais obtidas no *setup* de ensaio 03, sendo o canal 1 (destacado com contorno verde) alimentado pelo sensor de referência, enquanto que os demais canais (2 e 3), alimentados pelos sensores móveis.

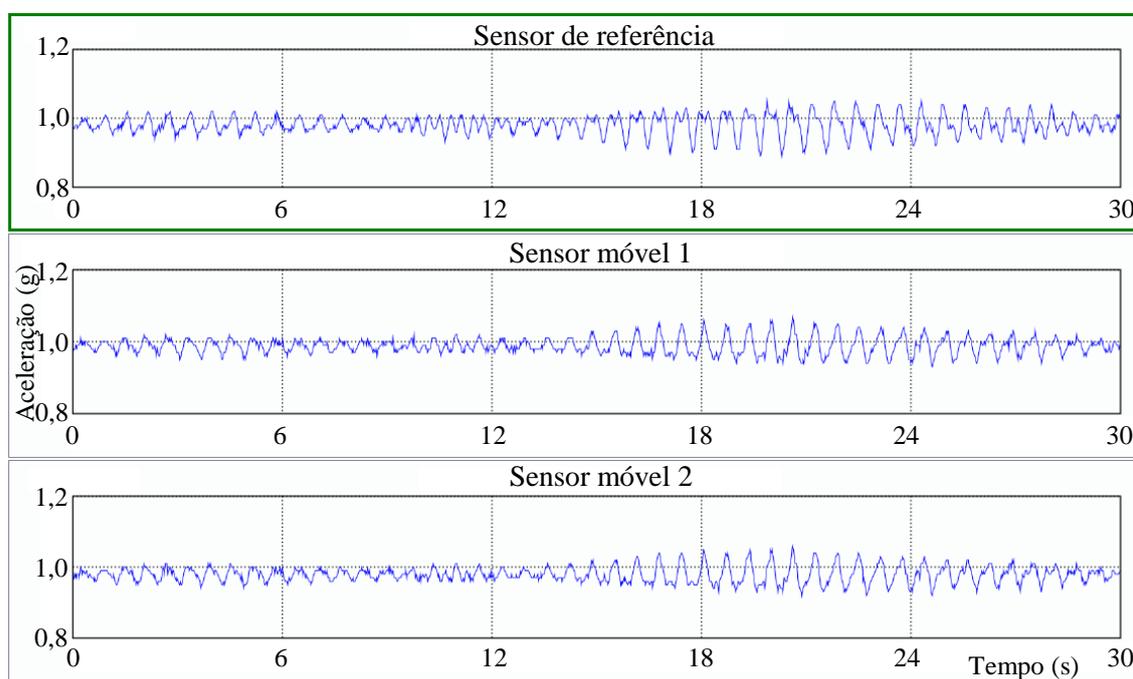


Figura 6.43 – Séries temporais de aceleração no *Setup* 03.

A Figura 6.44 mostra a função de densidade espectral do sinal obtido no *setup* 03, decomposta em três valores singulares e aplicado o algoritmo *curve-fitting* ao terceiro pico de frequência, resultante da aplicação do método CFDD. Neste caso, o terceiro pico de frequência apresentou valor bem definido e igual ao segundo valor fornecido pelo *setup* 06 para a terceira frequência natural da passarela.

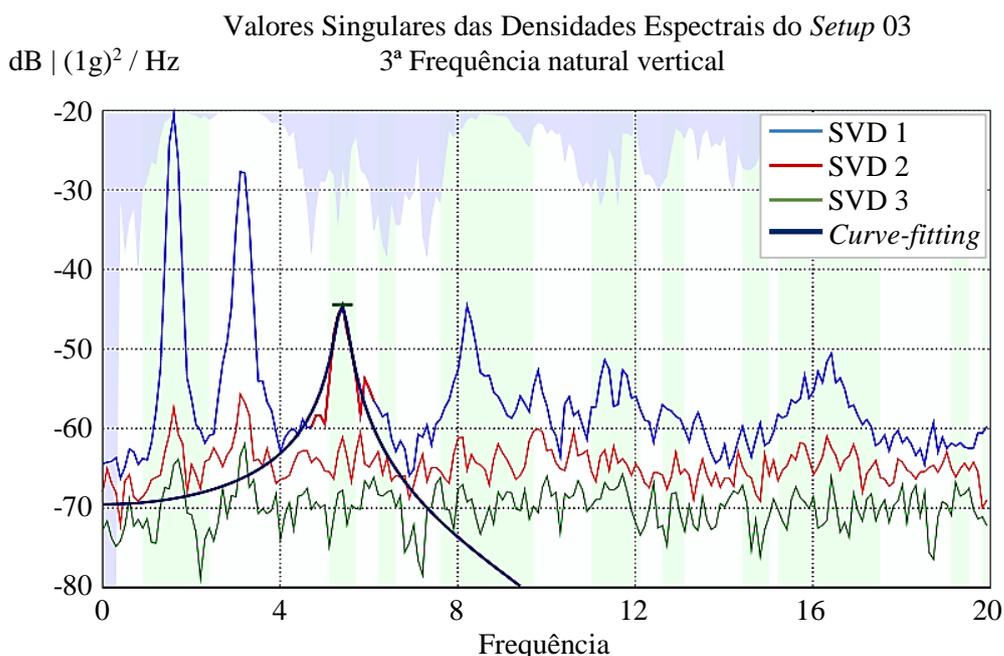


Figura 6.44 – Algoritmo *curve-fitting* aplicado ao terceiro pico do espectro relacionado ao primeiro valor singular (*setup 03*).

A Tabela 6.21 mostra as quatro primeiras frequências naturais relacionadas aos quatro primeiros modos de vibração identificados pelo método CFDD nos dois ensaios. O primeiro, em maio/2018 ( $f_{\text{ensaio 01}}$ ) e o segundo, em junho/2019 ( $f_{\text{ensaio 02}}$ ).

Modo de vibração vertical experimental	$f_{\text{ensaio 01}}$ (Hz)	$f_{\text{ensaio 02}}$ (Hz)	Diferença (Hz)
1.º	1,6166	1,6157	0,0009 ↓
2.º	3,2876	3,2836	0,0040 ↓
3.º	5,5054	5,4053	0,1001 ↓
4.º	8,6083	8,4082	0,2001 ↓

Tabela 6.21 – Comparação entre as frequências naturais obtidas nos dois ensaios.

Foi observada uma relação entre a redistribuição das forças dos estais e as coordenadas dos modos de vibração que mais sofreram reduções em suas frequências naturais. A Tabela 6.22 mostra as variações de força dos estais e a Figura 6.45 destaca os pares de estais que perderam protensão e os pontos no tabuleiro (única parte da passarela onde foram instalados os sensores no segundo ensaio) diretamente afetados por essa redistribuição.

Estai	Variações das forças (%)		Média por par (%)
	E-E	E-D	
1	0,32 ↓	1,07 ↑	0,37 ↑
2	0,16 ↑	1,93 ↑	1,04 ↑
3	1,34 ↑	1,61 ↑	1,47 ↑
4	21,89 ↓	4,23 ↑	8,83 ↓
5	2,32 ↑	3,14 ↑	2,73 ↑
6	0,38 ↓	0,97 ↓	0,67 ↓
7	0,34 ↓	0,67 ↓	0,51 ↓
8	0,47 ↑	1,31 ↑	0,89 ↑

Tabela 6.22 – Variações das forças dos estais.

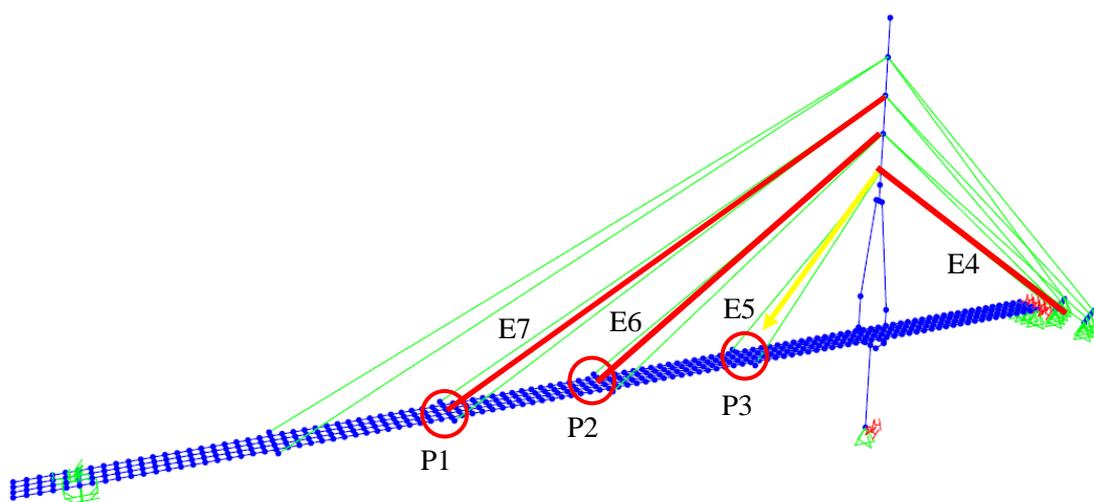


Figura 6.45 – Esquema da variação das forças dos pares de estais E4, E5, E6 e E7.

A Tabela 6.23 mostra as coordenadas modais verticais do modelo numérico, dos pontos selecionados acima.

Modo de vibração vertical	Coordenadas modais verticais (unidade: m)		
	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3
1.º	<b>0,156</b>	0,091	0,026
2.º	0,008	<b>0,156</b>	0,091
3.º	<b>0,130</b>	-0,011	<b>-0,145</b>
4.º	0,098	<b>-0,137</b>	<b>0,135</b>

Tabela 6.23 – Coordenadas modais dos pontos do tabuleiro relacionados aos pares de estais com redução (E4, E6 e E7) e com maior aumento (E5) de força.

Foi observado que os pontos com maiores variações das coordenadas modais foram aqueles localizados nas regiões ou em regiões indiretamente afetadas pela perda de protensão dos estais (P3 por exemplo, afetado pela força do par de estais E5, que por sua vez sofre

influência do par E4). É importante salientar que o par de estais E5, com linha de ação de força que intercepta o par de estais E4, sofreu o maior aumento da força axial.

Os resultados também mostraram uma relação interessante entre o processo de identificação realizado com o *setup* 06 e a amplitude do movimento nos pontos onde foram instalados os sensores deste *setup*. A grande variação de deslocamentos pode ter resultado em um espectro mal definido no seu terceiro pico de frequência, provavelmente em função da presença de algum dano estrutural (descartando-se alguma instabilidade do sistema de aquisição de dados que possa ter ocorrido). Esse problema foi contornado utilizando o *setup* 3, que possui os sensores móveis fora desta região.

Por fim, unindo o aumento da flexibilidade, resultante da redução das forças dos estais, com as maiores amplitudes de coordenadas modais, foi observada a maior probabilidade de ocorrência de danos nos elementos estruturais dessas regiões.

A Tabela 6.24 mostra o vetor de danos fornecido pela rede neural proposta, relacionado ao vetor de entrada formado pelas frequências naturais experimentais obtidas um ano após o primeiro ensaio.

Posição do dano	Vetor de entrada	Vetor de saída	Elemento
D1	1,6157	-30,35	Mastro
D2	3,2836	<b>26,37</b>	<b>Mastro</b>
D3	5,4053	-1,77	Tabuleiro
D4	8,4082	<b>2,94</b>	<b>Tabuleiro</b>

Tabela 6.24 – Vetor de danos fornecido pela RNA proposta.

A rede indica que a passarela apresenta problemas estruturais. O vetor de danos fornecido além de indicar a existência de danos, também indica as prováveis regiões, bem como a ordem de severidade destes danos. Para fim de confirmação, tanto estes danos, representados aqui por reduções das propriedades geométricas das seções transversais dos elementos estruturais (admitidos de 26% na posição D2 e de 3% na posição D4), quanto as variações das forças de protensão do estais, foram inseridos no modelo numérico atualizado de 2018. Este procedimento forneceu a atual situação da passarela e as quatro primeiras frequências naturais verticais. A Tabela 6.25 faz um comparativo entre estas e as frequências provenientes do novo ensaio.

Modo de vibração vertical experimental	$f_{\text{ensaio 02}}$ (Hz)	$f_{\text{MN}}$ danificado (Hz)	Diferença (%)
1.º	1,616	1,612	0,248 ↓
2.º	3,284	3,225	1,797 ↓
3.º	5,405	5,453	0,888 ↑
4.º	8,408	8,367	0,488 ↓

Tabela 6.25 – Comparativo entre as frequências naturais experimentais e as fornecidas pelo modelo numérico danificado.

Este comparativo demonstra a coerência dos resultados fornecidos pela rede, visto que com a inserção do vetor de danos proposto, junto com as novas forças de protensão dos estais, as frequências dos modelos numérico e experimental apresentaram diferença máxima de 1,80%, tendo em vista também a diferença inerente entre o modelo numérico e experimental, observada no próprio processo de atualização realizado um ano antes.

## 7 CONCLUSÕES

O trabalho teve como objetivo o desenvolvimento de um procedimento padrão, capaz de avaliar a integridade de estruturas estaiadas, a partir das ferramentas numéricas mais recentes e de dispositivos de medição acessíveis, com base nas propriedades dinâmicas do sistema. O procedimento se iniciou pela identificação estrutural do sistema, utilizando séries temporais de aceleração obtidas experimentalmente através do sistema de aquisição de dados proposto na pesquisa, passando pela concepção e atualização do modelo numérico, ambas através de abordagens simplificadas, sendo finalizado com a detecção, localização e indicação da ordem de severidade dos possíveis danos na estrutura utilizando uma Rede Neural Artificial (RNA) *Feedforward Backpropagation*, concebida e treinada de forma específica nesta pesquisa.

Em geral, concluiu-se que com um modelo numérico atualizado e uma rotina periódica e bem definida de ensaios, tem-se uma ferramenta poderosa para detecção de danos através da possível existência de variações nas propriedades dinâmicas da estrutura, o que configuraria algum tipo de alteração no equilíbrio do sistema.

Este capítulo apresenta, por tópicos, todas as conclusões e características observadas em todas as etapas necessárias ao procedimento utilizado na passarela estaiada, bem como algumas sugestões para trabalhos futuros.

### 7.1 ENSAIOS DINÂMICOS E IDENTIFICAÇÃO DO SISTEMA

As séries temporais de aceleração foram obtidas com um sistema de aquisição de dados de baixo custo baseado na Plataforma Arduino, proposto neste trabalho. Estes dados foram processados por três métodos de identificação modal que utilizam apenas a resposta da estrutura, o *Peak Picking* (PP) para os estais, o *Curve-fit Frequency Domain Decomposition* (CFDD) e o *Stochastic Subspace Identification – Unweighted Principal Components* (SSI-UPC), para a estrutura completa. A etapa de identificação dinâmica, composta pelo sistema de aquisição de dados e métodos, apresentou as seguintes características:

(i) O sistema de aquisição de dados proposto foi capaz de registrar as séries temporais necessárias à OMA (*Operational Modal Analysis*), apresentando resultados estáveis na aquisição das acelerações dos estais e nos testes de estrutura completa. Embora o sinal tenha

apresentado um pouco de ruído, foi possível identificar pelo menos quatro modos de vibração natural em todos os ensaios;

(ii) Nos ensaios dos estais, o sistema de aquisição e o método PP foram capazes de gerar, para todos os testes, pelo menos quatro picos com alto conteúdo energético na faixa de frequência de 0 – 24 Hz, os quais foram utilizados para determinar as forças axiais dos estais *in loco*. Este procedimento foi eficaz pois o greide do tabuleiro do modelo numérico se assemelhou ao observado visualmente no local, o que depende diretamente do conjunto das forças de protensão dos estais;

(iii) No ensaio dinâmico da estrutura completa, composto por 17 *setups*, o sistema de aquisição, mesmo apresentando certo nível de ruído, e os métodos CFDD e SSI-UPC foram ferramentas poderosas e obtiveram quatro modos verticais de vibração estáveis, na faixa de frequência de 0 – 9 Hz. Os valores das frequências naturais obtidos pelos métodos foram muito próximos, com diferença máxima de 0,133 Hz, sendo a escolha pela utilização do CFDD, na atualização do modelo numérico, baseada em uma análise qualitativa das formas modais;

(iv) Modos de vibração transversais e de torção não foram identificados. Além da rigidez da estrutura, a dificuldade em gerar conteúdo energético suficiente nas direções correspondentes, e de maneira eficiente, foram aspectos observados nos ensaios e justificam a ausência destas formas modais no processo de identificação do sistema.

## **7.2 CONCEPÇÃO E ATUALIZAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO**

Algumas conclusões importantes podem ser feitas no que diz respeito à modelagem das estruturas estaiadas, bem como à atualização desses modelos numéricos com base nas propriedades dinâmicas, tais como:

(i) Um modelo em elementos finitos simples, composto por elementos de barra tridimensionais equivalentes, foi adequado para representar o comportamento dinâmico da passarela. O modelo inicial já foi capaz de produzir uma boa correlação com as frequências naturais e modos de vibração experimentais. Além disso, a análise estática não linear aplicada foi importante para fornecer a correta geometria e rigidez do modelo. Assim, a análise modal levou em consideração a deformabilidade da estrutura, que é uma característica importante das estruturas estaiadas;

(ii) Duas excelentes ferramentas implementadas no SAP2000 foram utilizadas. A primeira, para consideração dos estais como elementos de cabo (elementos “catenários”), que permitiu manipular e definir a catenária e, conseqüentemente, a rigidez do estai em função da sua força axial. A segunda, chamada “*Target Force*”, que foi utilizada para impor as forças axiais dos estais obtidas *in loco* e se mostrou importante para acelerar o processo de atualização do modelo numérico;

(iii) Para este caso, foi observado que as molas fizeram alguma diferença apenas para a primeira forma modal vertical e um ajuste único das condições de contorno, representado por molas translacionais e rotacionais, foi suficiente para gerar um bom modelo numérico (Modelo 2), o qual foi usado na atualização manual. Por este motivo, as condições de contorno não foram utilizadas na análise de sensibilidade;

(iv) A análise de sensibilidade baseada no incremento de 5% das propriedades estruturais selecionadas, para direcionar o processo de ajuste manual do modelo numérico, foi uma técnica eficaz e dentro da realidade, visto que a possível faixa de variação do módulo de elasticidade do material dos estais é de  $\pm 5\%$ ;

(v) O processo de atualização manual, mesmo sendo uma abordagem mais simples, foi eficiente para fornecer um modelo numérico com excelente aproximação do comportamento dinâmico obtido *in loco* da passarela estaiada. Tanto os índices FER (*Percent of Frequency Change*) quanto os valores do MAC (*Modal Assurance Criterion*), foram considerados muito bons, com maior FER de 2,52% na quarta frequência natural e menor MAC de 0,9373 no terceiro modo de vibração, mostrando a segurança do modelo para sua utilização nas fases do SHM (*Structural Health Monitoring*).

### **7.3 DETECÇÃO DE DANOS**

O procedimento proposto para detecção de danos das estruturas estaiadas passa por algumas etapas. Inicialmente, tem-se o ajuste do modelo numérico para lidar com a inserção dos danos, sendo este modelo utilizado para determinação dos prováveis cenários de dano, bem como do conjunto de dados de treinamento da RNA. Estas etapas iniciais foram consideradas importantes e apresentaram as seguintes características:

(i) A técnica de ajuste do modelo, especificamente da modelagem dos estais com base na catenária, foi importante e necessária para simular a redistribuição de esforços da

estrutura resultante da inserção de danos no modelo atualizado da estrutura. A ferramenta “*Target Force*” foi importante para facilitar o processo de modelagem e atualização, mas impende a redistribuição citada. Além disso, as forças axiais levantadas *in loco* representam o esforço axial para o comprimento do estai no modelo sólido. Então, não seria correto utilizar estas forças para modelar a catenária dos estais do modelo simplificado utilizado. Essa abordagem não geraria os esforços reais obtidos nos ensaios;

(ii) As quatro regiões foram selecionadas como “críticas” a partir da combinação das solicitações máximas da estrutura submetida às cargas permanentes, das regiões que sofreram aumento da solicitação à tração visto a distribuição das armações em projeto, na curvatura aparentemente acentuada dos elementos (principalmente, para este caso, do mastro) e aumento das solicitações nos dois primeiros modos de vibração (modos com maior pico energético obtidos nos ensaios, ou seja, de mais fácil mobilização no uso convencional). Essa abordagem, mesmo feita de forma qualitativa, se mostrou consistente por conta das características das estruturas estaiadas, nas quais modificações nas solicitações e na deformada da estrutura podem ocorrer de forma significativa por conta de alterações nas forças de protensão do estais, impostas ou por perda de protensão (no caso da passarela sabe-se que houve aplicação de forças após a construção para contornar um problema de rotação do mastro);

(iii) Definidas as regiões “críticas”, o trabalho propõe a análise e definição de possíveis ordens para ocorrência desses danos. Foram inseridas reduções de 10% das propriedades geométricas das seções transversais dos elementos estruturais nas regiões D1, D2 e D3, e analisadas a influência de cada dano nos esforços das demais regiões. Assim, foram definidos possíveis cenários de dano progressivo da estrutura em função de três diferentes posições de início de dano. Essa demonstrou ser uma abordagem eficaz e realista, visto que a redistribuição de forças provocada pelo dano tende a ser maior em estruturas estaiadas.

Em relação à concepção e treinamento da rede neural proposta, especificamente, a *Feedforward Backpropagation*, algumas conclusões e observações podem ser feitas:

(i) A rede com melhor desempenho foi aquela com número de camadas igual ao número de componentes dos vetores de entrada, no caso, ao número de frequências naturais relacionadas aos modos de vibração identificados;

(ii) O número ótimo de neurônios variou proporcionalmente entre as camadas. Valores múltiplos geraram melhores resultados, sendo a última camada (4.<sup>a</sup>) composta por um número de neurônios igual ao número de componentes dos vetores de saída. Para este caso, as camadas 3, 2 e 1, nessa ordem, contiveram o dobro de neurônios da anterior, partindo da penúltima camada (3.<sup>a</sup>) que foi seis vezes maior que a última camada (4.<sup>a</sup>);

(iii) Sobre as funções de ativação, a utilização de funções não lineares e lineares apresentou os melhores resultados. A melhor combinação destas foi através da sequência de funções do tipo tangente hiperbólica nas duas camadas com maior número de neurônios (duas primeiras) e funções do tipo identidade nas camadas com menor número de neurônios (duas últimas);

(iv) O treinamento da rede foi realizado com vetores de entrada compostos pelas quatro primeiras frequências naturais verticais identificadas experimentalmente e seus respectivos vetores de saída, compostos pelas magnitudes das reduções das propriedades geométricas das seções dos elementos estruturais nas regiões danificadas. Os resultados dos testes automáticos demonstraram a capacidade da rede em identificar, localizar e fornecer uma possível ordem de gravidade dos danos da estrutura, visto que apresentaram sempre valores superiores a 99% de acerto.

Com a rede concebida e treinada, o processo de detecção de danos com base na RNA proposta foi avaliado, em testes prévios ao ensaio real, através de danos teóricos com padrões fora dos cenários de dano de treinamento da rede e em situações de estrutura intacta apenas com variações de temperatura, simulando diferentes condições ambientais entre os ensaios dinâmicos. Estas simulações foram consideradas importantes tanto para verificar o desempenho da RNA quanto para entender as saídas geradas em situações aleatórias, antes da sua utilização na situação real da passarela. Os processos apresentaram as seguintes características:

(i) Mesmo com reduções aleatórias das propriedades geométricas dos elementos estruturais nas regiões selecionadas (D1, D2, D3 e D4), a RNA foi capaz de gerar vetores de saída que indicaram a existência de danos, bem como suas localizações, e fornecer a ordem de severidade no caso de mais de uma região danificada;

(ii) Para diferentes posições, a RNA foi capaz de indicar a existência de possíveis danos, contanto que a região, neste caso D5 e D7, estivesse próxima ou dentro da faixa das posições utilizadas no treinamento e, analisando sob outra perspectiva, em setores mais

influenciados pelo estaiamento. Caso contrário, como foram os casos das posições D6 e D8, a RNA forneceu um vetor de danos não convincente. Este último resultado indica a necessidade de expansão dos cenários de dano para treinamento, principalmente se for observada alguma possibilidade de problemas estruturais em regiões afastadas dos estais, as quais, visto o comportamento das estruturas estaiadas, teriam menor influência nas propriedades dinâmicas do sistema, especificamente, nas frequências naturais que formam os vetores de entrada da RNA;

(iii) Para os casos sem danos, apenas com simulações de variação de temperatura, a RNA gerou um vetor de danos com valor máximo de componente de 1,89% em apenas uma posição no caso de maior amplitude térmica (10°C), o que seria interpretado, na prática, como uma indicação de estrutura intacta.

Para finalizar a pesquisa, um novo ensaio dinâmico, um ano após o primeiro ensaio utilizado para atualização do modelo numérico, foi realizado. O objetivo foi avaliar a integridade estrutural da passarela, verificando para isso, a existência de danos. O procedimento apresentou as seguintes características:

(i) Visto que os vetores de entrada da RNA são formados apenas pelas frequências naturais, foram realizados, para a estrutura completa, apenas dois *setups* de ensaio (*setups* 03 e 06), ambos com pontos de medição ao longo do tabuleiro. Eles foram escolhidos por terem apresentado, no ensaio realizado em maio/2018, conteúdo energético suficiente para identificação das primeiras quatro frequências naturais relacionadas aos modos de vibração verticais;

(ii) As primeiras quatro frequências naturais verticais identificadas no novo ensaio foram inseridas, na forma de vetor de entrada, na RNA proposta, que forneceu um vetor de saída contendo o possível cenário de dano atual da passarela. Este cenário foi inserido, através da redução em 26% das propriedades geométricas da seção transversal do mastro na posição D2 e em 3% do tabuleiro, na posição D4, ao modelo numérico atualizado, junto com as novas forças de protensão dos estais, com o objetivo de verificar o vetor de danos fornecido pela rede. As diferenças encontradas foram muito pequenas, com valor máximo de 1,80% na segunda frequência natural vertical, demonstrando a capacidade da rede em detectar a existência e fornecer um possível cenário com indicativo das regiões e ordem de severidade dos danos estruturais;

(iii) Sobre o objeto utilizado como estudo de caso na pesquisa, concluiu-se que a estrutura apresenta problemas. Além da indicação fornecida pela RNA, outras informações foram utilizadas na avaliação. O condicionamento do greide da estrutura através do ajuste das forças dos estais (fato relatado após a construção), foi constatado pelos momentos fletores negativos, que aparentemente não estão considerados no projeto, e pela curvatura do mastro. Observou-se também a dificuldade na identificação, no novo ensaio através do *setup* 06, da frequência natural relacionada ao terceiro modo de vibração vertical, o qual apresenta coordenadas modais significativas nas regiões afetadas (diretamente ou indiretamente) pelas perdas de protensão e nas regiões indicadas pela rede. Todos estes aspectos embasam o parecer desta pesquisa, que sinaliza a necessidade de inspeção da passarela estaiada.

#### **7.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

(i) Desenvolvimento de um sistema de aquisição de dados sem fio, utilizando a plataforma Arduino, para registro remoto das acelerações, principalmente de estruturas maiores;

(ii) Avaliação das forças dos estais levantadas *in loco*, para posterior inserção no modelo numérico, com vistas à consideração das condições de contorno reais do elemento;

(iii) Abordagem de atualização de modelos numéricos utilizando RNAs supervisionadas, através de dados de entrada formados pelas propriedades dinâmicas e dados de saída formados pelas propriedades dos materiais da estrutura;

(iv) Detecção de danos em estruturas estaiadas com base nas forças dos estais, utilizando análise matricial e/ou RNAs;

(v) Ampliação do conjunto de dados de treinamento da RNA para regiões afastadas dos estaiamento, para verificação da capacidade da rede para danos em elementos com menor influência dos estais.

(vi) Estudo de técnicas de aprendizado não supervisionado.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABDELJABER, O.; AVCI, O.; KIRANYAZ, S.; GABBOUJ, M.; INMAN, D. J. *Real-time vibration-based structural damage detection using one-dimensional convolutional neural networks*. Journal of Sound and Vibration, v. 388, p. 154-170, 2017.

ABDELJABER, O.; AVCI, O. *Nonparametric Structural Damage Detection Algorithm for Ambient Vibration Response: Utilizing Artificial Neural Networks and Self-Organizing Maps*. Journal of Architectural Engineering, v. 22, n. 2, p. 1-14, 2016.

ABOZEID, H. M.; FAYED, M. N.; MOURAD, S. M.; KHALIL, A. H. *Cable-Stayed Bridge Model Update using Dynamic Measurements*. International Conference on Bridge Management Systems - Monitoring, Assessment and Rehabilitation, Cairo, Egypt, 2006.

ABOZEID, H. M.; FAYED, M. N.; MOURAD, S. M.; KHALIL, A. H. *Damage detection of cable-stayed bridge using curvature changes in modal shapes*. International Conference on Bridge Management Systems - Monitoring, Assessment and Rehabilitation, Cairo, Egypt, 2006.

ALLEMANG, R. J. *The Modal Assurance Criterion (MAC) – Twenty Years of Use and Abuse*. Sound and Vibration, p. 14-21, 2003.

ALMEIDA, S. *Pontes Estaiadas de Madeira*. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo. Escola Politécnica, 1989.

AMARDEEP, R.; SWAMY, K. T. *Training Feed forward Neural Network with Backpropogation Algorithm*. International Journal of Engineering and Computer Science, v. 6, n. 1, p. 19860-19866, 2017.

ANDERSEN, P. *Identification of Civil Engineering Structures Using Vector ARMA Models*. PhD thesis – Aalborg University. Department of Building Technology and Structural Engineering, Denmark, 1997.

ANDERSEN, P.; BRINCKER, R.; VENTURA, C.; CANTIENI, R. *Estimating Modal Parameters of Civil Engineering Structures subject to Ambient and Harmonic Excitation*. Proceedings of the International Conference of Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures, Porto, Portugal, 2007.

ARDUINO. *What is Arduino?*. Disponível em: <https://www.arduino.cc/en/Guide/Introduction>. Acesso em: 03-2017.

ARDUINO 101. *Getting Started with the Arduino/Genuino 101*. Disponível em: <https://www.arduino.cc/en/Guide/Arduino101>. Acesso em: 03-2018.

Arduino software (2017). Arduino 1.8.5; Ivrea, Italy. [www.arduino.cc](http://www.arduino.cc).

ARIOLI, G.; GAZZOLA, F. *A new mathematical explanation of what triggered the catastrophic torsional mode of the Tacoma Narrows Bridge*. Applied Mathematical Modelling, v. 39, n. 2, p. 901-912, 2015.

ARTEMIS Modal (2004). *Ambient Response Testing and Modal Identification Software ARTEMIS Extractor Pro 4.0*. Structural Vibration Solution A/S Aalborg East, Denmark, [www.svibs.com](http://www.svibs.com).

ASADOLLAHI P, HUANG Y, LI J. *Bayesian finite element model updating and assessment of cable-stayed bridges using wireless sensor data*. Sensors, v. 18, n. 9, p. 1-22, 2018.

BAKHARY, N.; HAO, H.; DEEKS, A. J. *Structure Damage Detection Using Neural Network with Multi-Stage Substructuring*. Advances in Structural Engineering, v. 13, n. 1, p. 95-110, 2010.

BAKHARY, N.; HAO, H.; DEEKS, A. J. *Substructuring Technique for Damage Detection Using Statistical Multi-Stage Artificial Neural Network*. Advances in Structural Engineering, v. 13, n. 4, p. 619-639, 2010.

BANDARA, R. P.; CHAN, T. H. T.; THAMBIRATNAM D. P. *Structural damage detection method using frequency response functions*. Structural Health Monitoring, v. 13, n. 4, p. 418-429, 2014.

BANDARA, R. P.; CHAN, T. H. T.; THAMBIRATNAM D. P. *Frequency response function based damage identification using principal component analysis and pattern recognition technique*. Engineering Structures, v. 66, p. 116-128, 2014.

BEDON C, DILENA M, MORASSI A. *Ambient vibration testing and structural identification of a cable-stayed bridge*. Meccanica, v. 51, n. 11, p. 2777-2796, 2016.

BENDAT, J. S.; PIERSOL, A. G. *Engineering applications of correlation and spectral analysis*. John Wiley & Sons, USA, 1980.

BENEDETTINI, F.; GENTILE, C. *Operational modal testing and FE model tuning of a cable-stayed bridge*. Engineering Structures, Oxford, v. 33, p. 2063-2073, 2011.

BERNAL, D. *Load vectors for damage localization*. Journal of Engineering Mechanics, v. 128, n. 1, p. 7-14, 2002.

BITELLA, G.; ROSSI, R.; BOCHICCHIO, R.; PERNIOLA, M.; AMATO, M. *A novel low-cost open-hardware platform for monitoring soil water content and multiple soil-air-vegetation parameters*. Sensors, v. 14, n. 10, 19639-19659, 2014.

BLACK, C.; TSAI, P. -C.; VENTURA, C. E. *Ambient Vibration Measurements of the University Drive / Crowchild Trail Bridge in Calgary, Alberta*. Project EQ 97-005, EQ LAB, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1997.

BOSCH BMI160 (2018). Available online: [https://www.bosch-sensortec.com/bst/products/all\\_products/bmi160](https://www.bosch-sensortec.com/bst/products/all_products/bmi160) (acessado em 2018).

BRINCKER, R.; KRENK, S.; KIRKEGAARD, P. H.; RYTTER, A. *Identification of the Dynamical Properties from Correlation Function Estimates*. Bygningsstatistiske Meddelelser, Danish Society for Structural Science and Engineering, v. 63, n. 1, p. 1-38, 1992.

BRINCKER, R.; VENTURA, C.; ANDERSEN, P. *Damping Estimation by Frequency Domain Decomposition*. IMAC XIX, Kissimmee, USA, 2001.

BRINCKER, R.; ZHANG, L.; ANDERSEN, P. *Modal Identification from Ambient Responses Using Frequency Domain Decomposition*. IMAC XVIII, San Antonio, USA, 2000.

BRINCKER, R.; ZHANG, L.; ANDERSEN, P. *Output-Only Modal Analysis by Frequency Domain Decomposition*. Proceedings of International Conference on Noise & Vibration Engineering 25 (ISMA25), p. 717-723, 2000.

BROWNJOHN, J. M. W.; BOCIAN, M.; HESTER, D.; QUATTRONE, A.; HUDSON, W.; MOORE, D.; GOH, S.; LIM, M. S. *Footbridge system identification using wireless inertial measurements units for force and response measurements*. Journal of Sound and Vibration, v. 384, p. 339-355, 2016.

BROWNJOHN, J. M. W.; XIA, P. -Q. *Dynamic Assessment of curved cable-stayed bridge by model updating*. Journal of Structural Engineering, v. 126, n. 2, p. 252-260, 2000.

CANTIENIR. *Cable-Stayed Footbridge: Investigation into superstructure and cable dynamics*. Topics in Dynamics of Bridges, v. 3, p. 11-25, 2013.

CARDOSO, R. de A.; CURY, A.; BARBOSA, F. *An enhanced approach for automatic modal identification of structures*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings, v. 170, n. 5, p. 376-387, 2017.

CARMONA, J. E. C. *Proposta de um Amortecedor para Atenuação de Vibrações em Pisos de Concreto: Análise Numérica e Experimental*. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia, 2016.

CARRASCO, C.; OSEGUEDA, R.; FERREGUT, C.; GRYGIER, M. *Localization and Quantification of Damage in a Space Truss Model Using Modal Strain Energy*. Smart Systems for Bridges, Structures, and Highways, Proceedings of SPIE, v. 3043, p. 181-192, 1997.

CASAS, J. R.; MOUGHTY, J. J. *Bridge Damage Detection Based on Vibration Data: Past and New Developments*. Frontiers in Built Environment, v. 3, n. 4, p. 1-12, 2017.

CASTELLO, D. A.; STUTZ, L. T.; ROCHINHA, F. A. *A structural defect identification approach based on a continuum damage model*. Computers and Structures, v. 80, p. 417-436, 2002.

CATBAS, F. N.; BROWN, D. L.; AKTAN, A. E. *Use of Modal Flexibility for Damage Detection and Condition Assessment: Case Studies and Demonstrations on Large Structures*. Journal of Structural Engineering, v. 132, n. 11, p. 1699-1712, 2006.

CHANG, P. C.; FLATAU, A.; LIU, S. C. *Review Paper: Health Monitoring of Civil Infrastructure*. Structural Health Monitoring, v. 2, n. 3, p. 257-267, 2003.

CHE, Z. –G.; CHIANG, T. –A.; CHE, Z. –H. *Feed-forward neural networks training: a comparison between genetic algorithm and back-propagation learning algorithm*. International Journal of Innovative Computing, Information and Control, v. 7, n. 10, p. 5839-5850, 2011.

CHISARI, C.; BEDON, C.; AMADIO, C. *Dynamic and static identification of base-isolated bridges using genetic algorithms*. Engineering Structures, v. 102, p. 80-92, 2015.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. *Dynamics of Structures*. Computers & Structures, Third Edition, 2003.

COCHRAN, E.; LAWRENCE, J.; CHRISTENSEN, C.; CHUNG, A. *A novel strong-motion seismic network for community participation in earthquake monitoring*. IEEE Instrumentation & Measurement Magazine, v. 12, n. 6, p. 8-15, 2009.

COOLEY, J. W.; TUKEY, J. W. *An Algorithm for the Machine Calculation of Complex Fourier Series*. Mathematics of Computation, v. 19, p. 297-301, 1965.

CUNHA, A.; CAETANO, E. *Dynamic Measurements on Stay Cables of Cable-Stayed Bridges using an Interferometry Laser System*. Experimental Techniques, v. 23, n. 3, p. 38-43, 1999.

DACKERMANN, U.; LI, J.; SAMALI, B. *Identification of member connectivity and mass changes on a two-storey framed structure using frequency response functions and artificial neural networks*. Journal of Sound and Vibration, v. 332, p. 3636-3653, 2013.

DACKERMANN, U.; SMITH, W. A.; RANDALL, R. B. *Damage identification based on response-only measurements using cepstrum analysis and artificial neural networks*. Structural Health Monitoring, v. 13, n. 4, p. 430-444, 2014.

DACKERMANN, U.; SMITH, W. A.; ALAMDARI, M. M.; LI, J.; RANDALL, R. B. *Cepstrum-based damage identification in structures with progressive damage*. Structural Health Monitoring, v. 18, n. 1, p. 87-102, 2018.

DEMUTH, H.; BEALE, M. *Neural Network Toolbox – For Use with MATLAB*. User's guide, version 4, 2000.

DOEBLING, S. W.; FARRAR C. R.; PRIME, M. B. *A Summary review of vibration-based damage identification methods*. The Shock and Vibration Digest, v. 30, n. 2, p. 91-105, 1998.

DUMONT, M.; WOLF, D. *Usage of MEMS capacitive acceleration sensors for structural monitoring*. Proceedings of the 36th IMAC – A Conference and Exposition on Structural Dynamics, Orlando, USA, 2018.

DUTTA, A. K. *Updating of Finite Element Model of Cable-stayed Bridges for Improved Dynamic Characterization and Active Seismic Response Control Implementation*. Doctor of Philosophy – Indian Institute of Technology. Civil Engineering Department, 2007.

DYCK, C.; VENTURA, C. E. *Ambient Vibration Measurements of Heritage Court Tower*. Project EQ 98-007, EQ LAB, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1998.

FACCHINI, L.; BETTI, M.; BIAGINI, P. *Neural network based modal identification of structural systems through output-only measurement*. Computers and Structures, v. 138, p. 183-194, 2014.

FARRAR, C. R.; BAKER, W. E.; BELL, T. M.; CONE, K. M.; DARLING, T. W.; DUFFEY, T. A.; EKLUND, A.; MIGLIORI, A. *Dynamic characterization and damage detection in the I-40 Bridge over the Rio Grande*. Los Alamos National Laboratory report LA-12767-MS, 1994.

FARRAR, C. R.; DOEBLING, S. W. *An Overview of Modal-Based Damage Identification Methods*. EUROMECH 365 International Workshop (DAMAS 97) - Structural Damage Assessment Using Advanced Signal Processing Procedures, 1997.

FARRAR, C. R.; JAUREGUI, D. A. *Comparative study of damage identification algorithms applied to a bridge: I. Experiment*. Smart Materials and Structures, v. 7, n. 5, p. 704-719, 1998.

FELBER, A. J.; CANTIENI, R. *Advances in Ambient Vibration Testing: Ganter Bridge, Switzerland*. Structural Engineering International, v. 6, n. 3, p. 187-190, 1996.

FELBER, A. J.; CANTIENI, R. *Ambient Vibration Testing of Mauvoisin Dam*. Preliminary Report. Phase 1: Water level 1849m, EMPA Report No. 158'992/1, Dübendorf, Switzerland, 1995.

FELBER, A. J.; CANTIENI, R. *Ambient Vibration Testing of Mauvoisin Dam*. Preliminary Report. Phase 2: Water level 1924m, EMPA Report No. 158'992/2, Dübendorf, Switzerland, 1995.

FELBER, A. J.; CANTIENI, R. *Introduction of a New Ambient Vibration Testing System – Description of the System and Seven Bridge Tests*. EMPA Report No. 156521, Dübendorf, Switzerland, 1996.

FELBER, A. J. *Development of a Hybrid Bridge Evaluation System*. PhD Thesis, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1993.

GADE, S.; SCHLOMBS, R.; HUNDECK, C.; FENSELAU, C. *Operational Modal Analysis on a Wind Turbine Gearbox*. Proceedings of the 27th Conference and Exposition on Structural Dynamics (IMAC XXVII), v. 1, p. 192-202, 2009.

GAO, Y.; SPENCER JR., B. F. *Flexibility-based approach for continuous monitoring of civil infrastructure*. Proceedings of the 9th International Conference on Structural Safety and Reliability, Rome, Italy, 2005.

GENUINO 101. Disponível em: <https://store.arduino.cc/genuino-101>. Acesso em: 03-2018.

GENUINO 101 CURIEIMU. *Arduino/Genuino 101 CurieIMU Accelerometer*. Disponível em: <https://www.arduino.cc/en/Tutorial/Genuino101CurieIMUAccelerometer>. Acesso em: 03-2018.

GIROLAMI, A.; BRUNELLI, D.; BENINI, L. *Low-cost and distributed health monitoring system for critical buildings*. IEEE Workshop on Environmental, Energy, and Structural Monitoring Systems (EESMS), Milan, Italy, 2017.

GIROLAMI, A.; ZONZINI, F.; DE MARCHI, L.; BRUNELLI, D.; BENINI, L. *Modal analysis of structures with low-cost embedded systems*. IEEE International Symposium on Circuits and Systems (ISCAS), Florence, Italy, 2018.

GIMSING, N. J. *Cable supported bridges*. Chichester: John Wiley e Sons Ltd., Second Edition, 1998.

GOH, L. D.; BAKHARY, N.; RAHMAN, A. A.; AHMAD, B. H. *Application of Neural Network for Prediction of Unmeasured Mode Shape in Damage Detection*. Advances in Structural Engineering, v. 16, n. 1, p. 99-103, 2013.

GOLDSCHMIDT, R. R. *Uma Introdução à Inteligência Computacional: fundamentos, ferramentas e aplicações*. Instituto Superior de Tecnologia do Rio de Janeiro (IST Rio) – Série Livros Didáticos Digitais Gratuitos, 2010.

GOMES, L. M. L. C. *Excitação paramétrica em tirantes de pontes*. Master's thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2006.

GONZÁLEZ, A.; OLAZAGOITIA, J. L.; VINOLAS, J. *A low-cost data acquisition system for automobile dynamics applications*. Sensors, v. 18, n. 2, p. 366-386, 2018

GONZÁLEZ-PÉREZ, C.; VALDÉS-GONZÁLEZ, J. *Identification of Structural Damage in a Vehicular Bridge using Artificial Neural Networks*. Structural Health Monitoring, v. 10, n. 1, p. 33-48, 2010.

GU, J.; GUL, M.; WU, X. *Damage detection under varying temperature using artificial neural networks*. Structural Control & Health Monitoring, v. 24, n. 11, p. 1-18, 2017.

GULGEC, N. S.; TAKÁČ, M.; PAKZAD; S. N. *Convolutional Neural Network Approach for Robust Structural Damage Detection and Localization*. Journal of Computing in Civil Engineering, v. 33, n. 3, p. 1-11, 2019.

HAKIM, S. J. S.; RAZAK, H. A. *Frequency Response Function-based Structural Damage Identification using Artificial Neural Networks – A Review*. Research Journal of Applied Sciences, Engineering and Technology, v. 7, n. 9, p. 1750-1764, 2014.

HAKIM, S. J. S.; RAZAK, H. A. *Structural damage detection of steel bridge girder using artificial neural networks and finite element models*. Steel and Composite Structures, v. 14, n. 4, p. 367-377, 2013.

HAYKIN, S. *Neural networks and learning machines*. New Jersey: Prentice Hall, Third Edition, 2009.

HAYKIN, S. *Redes Neurais - Princípios e prática*. (T. P. Engel, Ed.) Porto Alegre: Bookman, 2ª edição, 2001.

HECHT-NIELSEN, R. *Neurocomputing*. Addison-Wesley Publishing Company, 1990.

HEMEZ, F. M.; DOEBLING, S. W. *Review and Assessment of Model Updating for Nonlinear Transient Dynamics*. Mechanical Systems and Signal Processing, v. 15, n. 1, p. 45-74, 2001.

HOSSAIN, M. S.; CHAO, O. Z.; ISMAIL; Z.; NOROOZI, S.; KHOO, S. Y. *Artificial neural networks for vibration based inverse parametric identifications: A review*. Applied Soft Computing, v. 52, p. 203-219, 2017.

IRVINE, H. M. *Cable Structures*. The MIT Press Series in Structural Mechanics, 1981.

JACOBSEN, N. – J., ANDERSEN P., BRINCKER R. *Applications of Frequency Domain Curve-fitting in the EFDD Technique*. Proceedings of the 26th Conference and Exposition on Structural Dynamics (IMAC XXVI), v. 1, p. 518-530, 2008.

JACOBSEN, N. –J.; ANDERSEN, P; BRINCKER, R. *Eliminating the Influence of Harmonic Components in Operational Modal Analysis*. Proceedings of the 25th Conference and Exposition on Structural Dynamics (IMAC XXV), v. 1, p. 152-162, 2007.

JACOBSEN, N. –J.; ANDERSEN, P; BRINCKER, R. *Using Enhanced Frequency Domain Decomposition as a Robust Technique to Harmonic Excitation in Operational Modal Analysis*. Proceedings of the 22rd International Conference on Noise & Vibration Engineering (ISMA 2006), v. 1, p. 3129-3140, 2006.

JACOBSEN, N. –J.; ANDERSEN, P. *Curve-fitted Enhanced Frequency Domain Decomposition – A Robust Technique to Harmonic Excitation in Operational Modal Analysis*. 15th International Congress on Sound and Vibration (ICSV 15), v.1, p. 2542-2549, 2008.

JACOBSEN, N. –J. *Separating Structural Modes and Harmonic Components in Operational Modal Analysis*. Proceedings of the 24th Conference and Exposition on Structural Dynamics (IMAC XXIV), v. 5, p. 2335-2342, 2006.

JACOBSEN, N. –J.; ANDERSEN, P. *Operational Modal Analysis on Structures with Rotating Parts*. Proceedings of the 23rd International Conference on Noise and Vibration Engineering (ISMA 2008), v. 4, p. 2491-2505, 2008.

JAISHI, B.; REN, W. -X. *Damage detection by finite element model updating using modal flexibility residual*. Journal of Sound and Vibration, v. 290, p. 369-387, 2006.

JIN, C.; JANG, S.; SUN, X.; LI, J.; CHRISTENSON, R. *Damage detection of a highway bridge under severe temperature changes using extended Kalman filter trained neural network*. Journal of Civil Structural Health Monitoring, v. 6, n. 3, p. 545-560, 2016.

JUANG, J. –N.; PHAN, M. Q. *Identification and Control of Mechanical Systems*. Cambridge University Press, 2001.

KAROUMI, R. *Response of Cable-Stayed and Suspension Bridge to Moving Vehicles – Analysis methods and practical modeling techniques*. Doctoral Thesis - Department of Structural Engineering. Royal Institute of Technology, Estocolmo, Suécia, 1999.

KHOSHNOUD, F., DE SILVA, C. W. *Recent advances in MEMS sensor technology – Mechanical applications*. IEEE Instrumentation & Measurement Magazine, v. 15, n. 2, p. 14-24, 2012.

KIM, H.; KIM, W.; KIM, B.-Y.; HWANG, J.-S. *System identification of a building structure using wireless mems and PZT sensors*. Structural Engineering and Mechanics, v. 30, n. 2, 191-209, 2008.

KO, J. M.; SUN, Z. G.; NI, Y. Q. *Multi-stage identification scheme for detecting damage in cable-stayed Kap Shui Mun Bridge*. Engineering Structures, v. 24, p. 857-868, 2002.

KOUREHLI, S. S. *Damage Assessment in Structures Using Incomplete Modal Data and Artificial Neural Network*. International Journal of Structural Stability and Dynamics, v. 15, n. 6, p. 1-17, 2015.

LEE, U.; SHIN, J. *A frequency response function based structural damage identification method*. Computers & Structures, v. 80, p. 117-132, 2002.

LEE, J. J.; YUN, C. B. *Damage diagnosis of steel girder bridges using ambient vibration data*. Engineering Structures, v. 28, p. 912-925, 2006.

LI, H. -N.; YI, T. -H.; REN, L.; LI, D. -S.; HUO, L. -S. *Reviews on innovations and applications in structural health monitoring for infrastructures*. Structural Monitoring and Maintenance, v. 1, n. 1, p. 1-45, 2014.

LI, H. -N.; REN, L.; JIA, Z. -G.; YI, T. -H.; LI, D. -S. *State-of-the-art in structural health monitoring of large and complex civil infrastructures*. Journal of Civil Structural Health Monitoring, v. 6, n. 1, p. 3-16, 2016.

LI, H.; OU, J. *The state of the art in structural health monitoring of cable-stayed bridges*. Journal of Civil Structural Health Monitoring, v. 6, n. 1, p. 43-67, 2015.

LIU, Y.; NAYAK, S. *Structural Health Monitoring: State of the Art and Perspectives*. The Journal of The Minerals, Metals & Materials Society, v. 64, n. 7, p. 789-792, 2012.

LIEVEN, N. A. J.; EWINS, D. J. *Spatial Correlation of Mode Shapes, the Coordinate Modal Assurance Criterion*. Proceedings of 6th International Modal Analysis Conference (IMAC VI), p. 690-695, 1988.

LJUNG, L. *System Identification: Theory for the User*. Prentice-Hall PTR, Upper Saddle River, NJ 07458, Second Edition, 1999.

LOCKRIDGE, G.; DZWONKOWSKI, B.; NELSON, R.; POWERS, S. *Development of a low-cost arduino-based sonde for coastal applications*. Sensors, v. 16, n. 4, p. 528-544, 2016.

MACDONALD JHG, DANIELL WE. *Variation of modal parameters of a cable-stayed bridge identified from ambient vibration measurements and FE modelling*. Engineering Structures, v. 27, p. 1916–1930, 2005.

MAES, K.; NIMMEN, K. V.; LOURENS, E.; REZAYAT, A.; GUILLAUME, P.; DE ROECK, G.; LOMBAERT, G. *Verification of joint input-state estimation for force identification by means of in situ measurements on a footbridge*. Mechanical Systems and Signal Processing, v. 75, p. 245-260, 2016.

MAGALHÃES, F. M. R. L. de. *Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos*. Master's thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.

MAGALHÃES, F. M. R. L. de. *Operational Modal Analysis for testing and monitoring of bridges and special structures*. Ph.D. thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2010.

MAIA, N. M. M.; SILVA, J. M. M.; ALMAS, E. A. M. *Damage detection in structures: from mode shape to frequency response function methods*. Mechanical Systems and Signal Processing, v. 17, n. 3, p. 489-498, 2003.

MALEKJAFARIAN A.; OBRIEN E. J. *Identification of bridge mode shapes using short time frequency domain decomposition of the responses measured in a passing vehicle*. Engineering Structures, v. 81, p. 386-397, 2014.

MARCY, M. C. A. *Desenvolvimento de uma metodologia baseada em redes neurais artificiais para a detecção de danos estruturais*. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia, 2017.

MARUTHI, G. S.; HEDGE, V. *Application of MEMS accelerometer for detection and diagnosis of multiple faults in the roller element bearings of three phase induction motor*. IEEE Sensors Journal, v. 16, n. 1, p. 145-152, 2016.

MASJEDIAN, M. H.; KESHMIRI, M. *Modifications in the Curve-Fitted Enhanced Frequency Domain Decomposition Method for OMA in the Presence of Harmonic*

*Excitation*. International Operational Modal Analysis (IOMAC'13) – 5<sup>th</sup> International Operational Modal Analysis Conference, 2013.

MATLAB. Version R2017a. The MathWorks, Inc – MATLAB and Simulink for Technical Computing, 2017.

MAYES, R. L. *Experimental algorithm for detecting damage applied to the I-40 bridge over the Rio Grande*. Proceedings of the SPIE Conference, v. 2446, p. 204–214, 1995.

MEHRJOO, M.; KHAJI, N.; MOHARRAMI, H.; BAHREININEJAD, A. *Damage detection of truss bridge joints using Artificial Neural Networks*. Expert Systems with Applications, v. 35, p. 1122-1131, 2008.

MENACHE, M. S. M.; ESTRADA, R. S.; CASTRO, S. A. Z.; LAGUNES, E. G. L. *Deteccion de daño em puentes mediante um modelo experimental*. XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, 2012.

MENDES, P.; OLIVEIRA, S. *Análise dinâmica de estruturas: Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2008.

MERCE, R. N. *Metodologia para atualização de modelos numéricos de pontes com base em dados experimentais*. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia, 2007.

MIGUEL, L. F. F. da S. de. *Identificação de sistemas e avaliação da integridade de estruturas treliçadas*. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia, 2007.

MONTALVÃO, D.; MAIA, N. M. M.; RIBEIRO, A. M. R. *A Review of Vibration-based Structural Health Monitoring with Special Emphasis on Composite Materials*. The Shock and Vibration Digest, v. 38, n. 4, p. 295-324, 2006.

MORADI, M.; SIVOTHTHAMAN, S. *MEMS multisensor intelligent damage detection for wind turbines*. IEEE Sensors Journal, v. 15, n. 3, p. 1437-1444, 2015.

MORATTI, M.; COMPAGNONI, D.; CALVI, G. M. *A cable-stayed footbridge in Bormio (Italy)*. Footbridge 2008 – Third International Conference, Portugal, 2008.

MOUGHTY, J. J.; CASAS, J. R. *A State of the Art Review of Modal-Based Damage Detection in Bridges: Development, Challenges and Solutions*. Applied Sciences, v. 7, n. 5, p. 1-24, 2017.

NAZMY, A. S.; ABDEL-GHAFFAR, A. M. *Three-Dimensional Nonlinear Static Analysis of Cable-stayed Bridges*. Computers & Structures, Oxford, v.34, n. 2, p. 257-271, 1990.

NEGULESCU, C.; LUZI, G.; CROSETTO, M.; RAUCOULES, D.; ROULLÈ, A.; MONFORT, D.; PUJADES, L.; COLAS, B.; DEWEZ, T. *Comparison of seismometer and radar measurements for the modal identification of civil engineering structures*. Engineering Structures, v. 51, p. 10-22, 2013.

NEVES, A. C.; GONZÁLEZ, I.; LEANDER, J.; KAROUMI, R. *Structural health monitoring of bridges: a model-free ANN-based approach to damage detection*. Journal of Civil Structural Health Monitoring, v. 7, n. 5, p. 689-702, 2017.

NOZARI A, BEHMANESH I, YOUSEFIANMOGHADAM S, MOAVENI B, STAVRIDIS A. *Effects of variability in ambient vibration data on model updating and damage identification of a 10-story building*. Engineering Structures, v. 151, p. 540-53, 2017.

NOZARIAN, M. M.; ESFANDIARI, A. *Structural Damage Identification using Frequency Response Function*. Materials Forum, Institute of Materials Engineering Australasia Ltd, v. 33, p. 443-449, 2009.

NUNO, K. *Damage detection of a steel truss bridge using frequency response function curvature method*. KTH Royal Institute of Technology, TRITA-BKN Rapport, Estocolmo, p. 1-6, 2013.

OLIVEIRA, I. F. D. de. *Identificação das propriedades dinâmicas de um piso de ginásio*. Dissertação de Mestrado – Universidade Nova de Lisboa. Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2014.

OSEGUEDA, R. A.; CARRASCO, C. J.; MEZA, R. *A Modal Strain Energy Distribution Method to Localize and Quantify Damage*. 15th International Modal Analysis Conference (IMAC XV), Society of Experimental Mechanics, Orlando, Florida, p. 1298-1304, 1997.

PANDEY, A. K.; BISWAS, M. *Damage Detection In Structures Using Changes In Flexibility*. Journal of Sound and Vibration, v. 169, n. 1, p. 3-17, 1994.

PANDEY, A. K.; BISWAS, M. *Damage Diagnosis of Truss Structures by Estimation of Flexibility Change*. Modal Analysis – The International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis, v. 10, n. 2, p. 104-117, 1995.

PANDEY, A. K.; BISWAS, M.; SAMMAN, M. M. *Damage detection from changes in curvature mode shapes*. Journal of Sound and Vibration, v. 145, n. 2, p. 321–332, 1991.

PANG, Y.; DANG, X.; YUAN, W. *An Artificial Neural Network Based Method for Seismic Fragility Analysis of Highway Bridges*. Advances in Structural Engineering, v. 17, n. 3, p. 413-428, 2014.

PARK, N. -G.; PARK, Y. -S. *Damage detection using spatially incomplete frequency response functions*. Mechanical Systems and Signal Processing, v. 17, n. 3, p. 519–532, 2003.

PARK W.; PARK J. Y.; KIM H.–K. *Candidate model construction of a cable-stayed bridge using parameterised sensitivity-based finite element model updating*. Structure and Infrastructure Engineering, v. 11, n. 9, p. 1163-77, 2015.

PARK W, KIM H–K, JONGCHIL P. *Finite element model updating for a cable-stayed bridge using manual tuning and sensitivity-based optimization*. Structural Engineering International, v. 22, n. 1, p. 14-19, 2012

PAULRAJ, M. P.; YAACOB, S.; MAJID, M. S. A.; KAZIM, M. N. F. M.; KRISHNAN, P. *Structural Steel Plate Damage Detection using Non Destructive Testing, Frame Energy based Statistical Features and Artificial Neural Networks*. Procedia Engineering, v. 53, p. 376-386, 2013.

PEDOTTI, L. A. DOS S.; ZAGO, R. M.; FRUETT, F. *Fault diagnostics in rotary machines through spectral vibration analysis using low-cost MEMS devices*. IEEE Instrumentation & Measurement Magazine, v. 20, n. 6, p. 39-44, 2017.

PEETERS, B. *System Identification and Damage Detection in Civil Engineering*. PhD Thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Bélgica, 2000.

PEETERS, B.; DE ROECK, G. *Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis*. Mechanical Systems and Signal Processing, v. 13, n. 6, p. 855-878, 1999.

PEETERS, B.; DE ROECK, G. *Reference-based stochastic subspace identification in civil engineering*. Proceedings of the 2nd International Conference on Identification in Engineering Systems, Swansea, UK, p. 639-648, 1999.

PEETERS, B.; DE ROECK, G. *Stochastic System Identification for Operational Modal Analysis: A Review*. Journal of Dynamic Systems, Measurement and Control, v. 123, p. 659-667, 2001.

PENTARIS, F. P.; STONHAM, J.; MAKRIS, J. P. *A review of the state-of-the-art of wireless SHM systems and an experimental set-up towards an improved design*. Eurocon 2013, p. 275-282, 2013.

PINHEIRO, E.; RÜTHER, R.; LOVATO, A. *Estudo de aplicabilidade do algoritmo levenbergmarquardt de rna para avaliação de geração de energia de um sistema fv instalado no centro oeste brasileiro*. Revista Brasileira de Energia Solar, v. 8, n. 2, p. 140-149, 2017.

PIOMBO, B.; CIORCELLI, E.; GARIBALDI, L.; FASANA A. *Structures identification using ARMAV models*. Proceedings of IMAC 11, the International Modal Analysis Conference, p. 588-592, Orlando, FL, USA, 1993.

PISANO, A. A. *Structural System Identification: Advanced Approaches and Applications*. Tesi di Dottorato – Università di Pavia. Facoltà di Ingegneria, 1999.

PODOLNY, W.; SCALZI, J. B. *Construction and design of cable-stayed bridges*. N. Y.: John Wiley, 1976.

QUNFENG, D.; CHUNRONG, Z.; YING, T.; SANFENG, Z. *Damage Detection in road and bridge based on modal strain energy method*. Proceedings of the Fourth International Conference on Transportation Engineering (ICTE 2013), ASCE 2013, p. 1753-1758, 2013.

RAMOS, J. L. F. da S. de. *Identificação de Dano em Estruturas de Alvenaria Baseada na Medição de Vibrações*. Tese de Doutorado – Universidade do Minho. Escola de Engenharia, 2007.

Realterm: Serial Terminal. Disponível em: <https://realterm.sourceforge.io/>. Acesso em: 03- 2018.

Realterm *software* (2017). Realterm: Serial and TCP terminal for engineering and debugging 3.0.1.44. Disponível em: [realterm.sourceforge.io](https://realterm.sourceforge.io/).

REN, W. -X.; PENG, X. -L. *Baseline finite element modeling of a large span cable-stayed bridge through field ambient vibration tests*. Computers and Structures, v. 83, p. 536-50, 2005.

RODRIGUES, J. *Identificação modal estocástica – Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Ph.D. thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2004.

ROHAC, J.; SIPOS, M.; SIMANEK, J. *Calibration of low-cost triaxial inertial sensors*. IEEE Instrumentation & Measurement Magazine, v. 18, n. 6, p. 32-38, 2015.

RYTTER, A. *Vibrational Based Inspections of Civil Engineering Structures*. Ph.D. Thesis – University of Aalborg. Department of Building Technology and Structural Engineering, Denmark, 1993.

SABATO, A.; FENG, M. Q.; FUKUDA, Y.; CARNÍ, D. L.; FORTINO, G. *A novel wireless accelerometer board for measuring low-frequency and low-amplitude structural vibration*. IEEE Sensors Journal, v. 16, n. 9, p. 2942-2949, 2016.

SABATO, A.; NIEZRECKI, C.; FORTINO, G. *Wireless MEMS-based accelerometer sensor boards for structural vibration monitoring: A review*. IEEE Sensors Journal, v. 17, n. 2, p. 226-235, 2017.

SHU, J.; ZHANG, Z.; GONZALEZ, I.; KAROUMI, R. *The application of a damage detection method using Artificial Neural Network and train-induced vibrations on a simplified railway bridge model*. Engineering Structures, v. 52, p. 408-421, 2013.

SALAWU, O. S. *Detection of Structural Damage through Changes in Frequency: a Review*. Engineering Structures, v. 19, n. 9, p. 718-723, 1997.

SALAWU, O. S.; WILLIAMS, C. *Damage location using vibration mode shapes*. Proceedings of the 12th International Modal Analysis Conference, p. 933–939, 1994.

SAMPAIO, R. P. C.; MAIA, N. M. M.; SILVA, J. M. M. *Damage detection using the frequency-response-function curvature method*. Journal of Sound and Vibration, v. 226, n. 5, p. 1029-1042, 1999.

SANAYEI, M.; KHALOO, A.; GUL, M.; CATBAS, F. N. *Automated finite element model updating of a scale bridge model using measured static and modal test data*. Engineering Structures, v. 102, p. 66-79, 2015.

SANTOS, I. C. *Atualização do modelo numérico em elementos finitos de uma passarela de pedestres com base em dados experimentais*. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia, 2009.

SCHLUNE, H.; PLOS, M.; GYLLTOFT, K. *Improved bridge evaluation through finite element model updating using static and dynamic measurements*. Engineering Structures, v. 31, p. 1477-1488, 2009.

SHARIFI, Y.; MOGHBELI, A.; HOSSEINPOUR, M.; SHARIFI, H. *Neural networks for lateral torsional buckling strength assessment of cellular steel I-beams*. Advances in Structural Engineering, v. 22, n. 9, p. 2192-2202, 2019.

SIDARTA, D. E.; O’SULLIVAN, J.; LIM, H. –J. *Damage detection of offshore platform mooring line using artificial neural network*. Proceedings of the ASME 2018 37th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering (OMAE2018), v. 1, p. 1-11, 2018.

SILVA, B. A. *Identificação de Sistemas e Atualização de Modelos Numéricos com Vistas à Avaliação da Integridade Estrutural*. Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia, 2005.

SILVA, I. N. da; SPATTI, D. H.; FLAUZINO, R. A. *Redes Neurais Artificiais: para engenharia e ciências aplicadas – curso prático*. Editora Artliber, ed. 2, 2016.

SINGH, D. S.; CHOWDARY, G. B. L.; MAHAPATRA, D. R. *Structural Damage Identification Using Artificial Neural Network and Synthetic data*, 2017.

SIRINGORINGO, D. M.; FUJINO, Y. *System identification of suspension bridge from ambient vibration response*. Engineering Structures, v. 30, p. 462-77, 2008.

SISTEMAS DYWIDAG. *Catálogo Sistemas de Protensão com Barras DYWIDAG - Aplicações Estruturais*, 2017.

SOHN, H.; FARRAR, C. R.; HEMEZ, F. M.; SHUNK, D. D.; STINEMATES, D. W.; NADLER, B. R. *A review of structural health monitoring literature: 1996-2001*. Los Alamos National Laboratory Report LA-13976-MS, Los Alamos, New Mexico, EUA, 2003.

SONG, W. -K.; KIM, S. -E. *Analysis of overall collapse mechanism of cable-stayed bridges with different cable layouts*. Engineering Structures, v. 29, p. 2133-2142, 2007.

SUNG, S. H.; KOO, K. Y.; JUNG, H. Y. *Modal flexibility-based damage detection of cantilever beam-type structures using baseline modification*. Journal of Sound and Vibration, v. 333, p. 4123-4138, 2014.

STRACZKIEWICZ, M.; BARSZCZ, T. *Application of Artificial Neural Network for Damage Detection in Planetary Gearbox of Wind Turbine*. Shock and Vibration, v. 2016, p. 1-12, 2016.

SVIBS. *Operational Modal Analysis*. Disponível em: <http://www.svibs.com/OMA>. Acesso em: 08-2018.

TAVARES, M. A. O. *Identificação modal e monitorização dinâmica de uma ponte em arco*. Master's thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2013.

TEUGHEL, A.; DE ROECK, G. *Structural damage identification of the highway bridge Z24 by FE model updating*. Journal of Sound and Vibration, v. 278, p. 589-610, 2004.

THYAGARAJAN, S. K.; SCHULZ, M. J.; PAI, P. F.; CHUNG, J. *Detecting Structural Damage using Frequency Response Functions*. Journal of Sound and Vibration, v. 210, n. 1, p. 167-170, 1998.

TITURUS, B.; FRISWELL, M. I.; STAREK, L. *Damage detection using generic elements: Part I. Model updating*. Computers & Structures, v. 81, p. 2273-2286, 2003.

TITURUS, B.; FRISWELL, M. I.; STAREK, L. *Damage detection using generic elements: Part II. Damage Detection*. Computers & Structures, v. 81, p. 2286-2299, 2003.

TOKSOY, T.; AKTAN, A. E. *Bridge-Condition Assessment by Modal Flexibility*. Experimental Mechanics, v. 34, p. 271-278, 1994.

UBERTINI, F.; GENTILE, C.; MATERAZZI, A. L. *Automated modal identification in operational conditions and its application to bridges*. Engineering Structures, v. 46, p. 264-278, 2013.

VAGNOLI, M.; REMENYTE-PRESCOTT, R.; ANDREWS, J. *Railway bridge structural health monitoring and fault detection: State-of-the-art methods and future challenges*. Structural Health Monitoring, v. 17, n. 4, p. 971-1007, 2018.

VARGAS, L. A. V. *Comportamento estrutural de pontes estaiadas: efeitos de segunda ordem*. Dissertação de Mestrado – Universidade de São Paulo. Escola Politécnica, 2007.

VENTURA, C. E.; FELBER, A. J.; STIEMER, S. F. *Determination of the Dynamic Characteristics of the Colquitz River Bridge by Full-Scale Testing*. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 23, p. 536-548, 1996.

VENTURA, C. E.; FINN, W. D. L.; WAGNER, P. R.; FELBER, A. J. *Ambient Vibration Studies of Three Short-Span Reinforced Concrete Bridges*. 11th WCEE, Acapulco, Mexico, n. 921, 1996.

VIDAL-PARDO, A.; PINDADO, S. *Design and development of a 5-channel arduino-based data acquisition system (ABDAS) for experimental aerodynamics research*. Sensors, v. 18, n. 7, p. 2382-2402, 2018.

VIERO, P. F. *Verificação da Influência dos Danos nos Parâmetros Modais de Estruturas Offshore Fixas*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991.

WAHAB, M. M. A.; DE ROECK, G. *Damage detection in bridges using modal curvatures: application to a real damage scenario*. Journal of Sound and Vibration, v. 226, n. 2, p. 217-237, 1999.

WALTHER, R.; HOURIET, B.; ISLER, W.; MOIA, P. *Cable stayed bridges*. London: Thomas Telford Ltd., 1988.

WANG, P. -H.; TANG, T. -Y.; ZHENG, H. -N. *Analysis of cable-stayed bridges during construction by cantilever methods*. Computers & Structures, Oxford, v. 82, p. 329-346, 2004.

WELCH, P. D. *The use of Fast Fourier Transform for the Estimation of Power Spectra: a Method based on Time Averaging over short Modified Periodograms*. IEEE Transaction on Audio and Electro-Acoustics, v. AU-15, n. 2, 1967.

XU, B.; SONG, G.; MASRI, S. F. *Damage detection for a frame structure model using vibration displacement measurement*. Structural Health Monitoring, v. 11, n. 3, p. 281-292, 2012.

YEUNG, W. T.; SMITH, J. W. *Damage detection in bridges using neural networks for pattern recognition of vibration signatures*. Engineering Structures, v. 27, p. 685-698, 2005.

Yue, L.; Li, S. *The finite element model updating of long span cable-stayed bridge ased on static and dynamic loading test*. Applied Mechanics and Materials, v. 644-650, p. 5014–5018, 2014.

YUEN, K. -V. *Updating large models for mechanical systems using incomplete modal measurement*. Mechanical Systems and Signal Processing, v. 28, p. 297–308, 2012.

ZÁRATE, B. A. *Modeling and Updating of Cable-Stayed Bridges*. Thesis (Master of Science) – University of South Carolina. South Carolina, 2005.

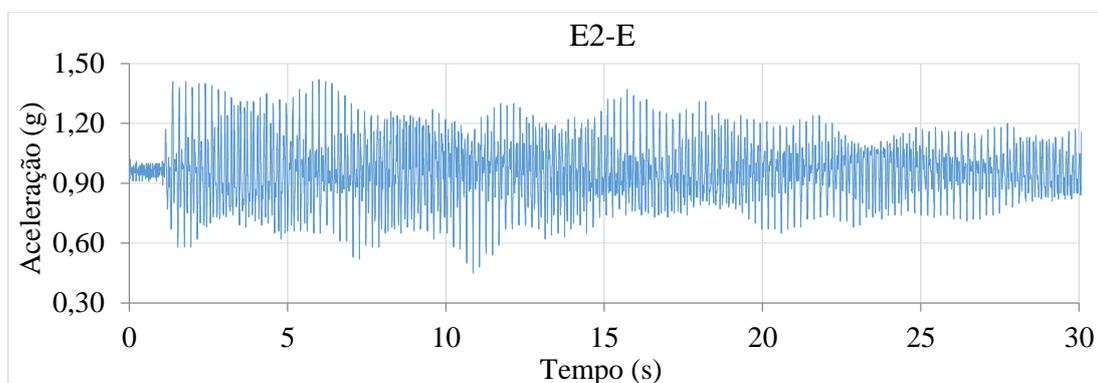
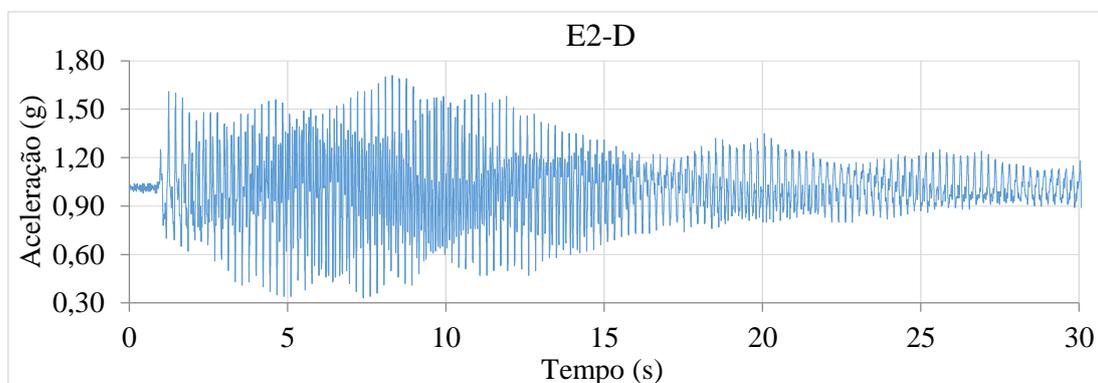
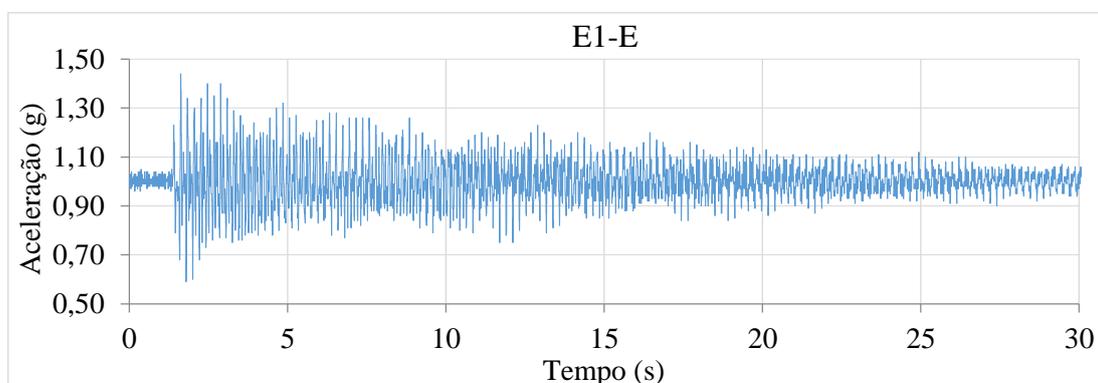
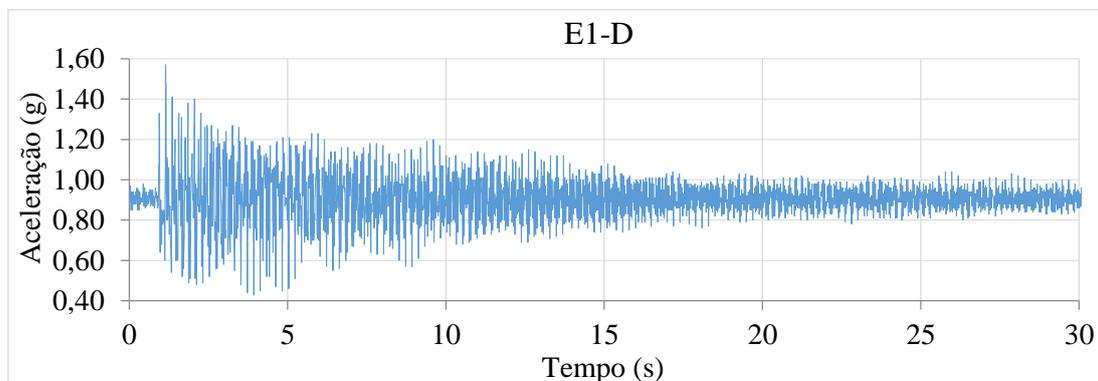
ZHANG, Q. W.; CHANG, T. Y. P.; CHANG, C. C. *Finite-Element Model Updating for the Kap Shui Mun Cable-Stayed Bridge*. Journal of Bridge Engineering, v. 6, n. 4, p. 285-293, 2001.

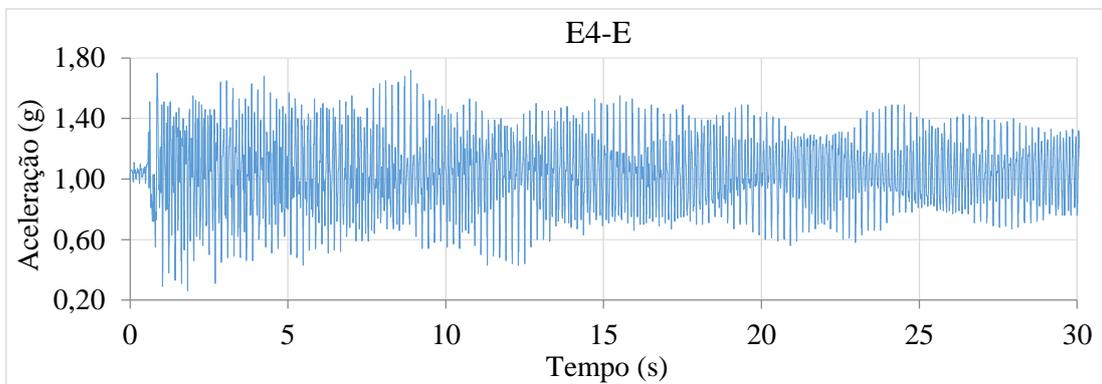
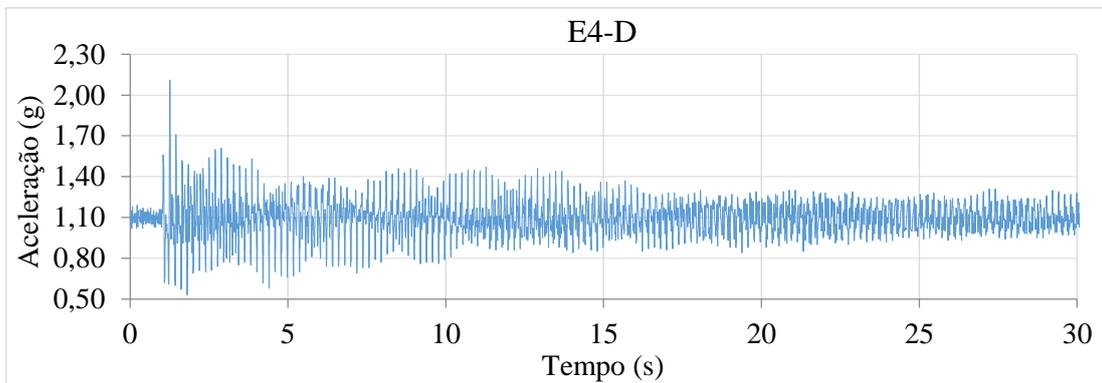
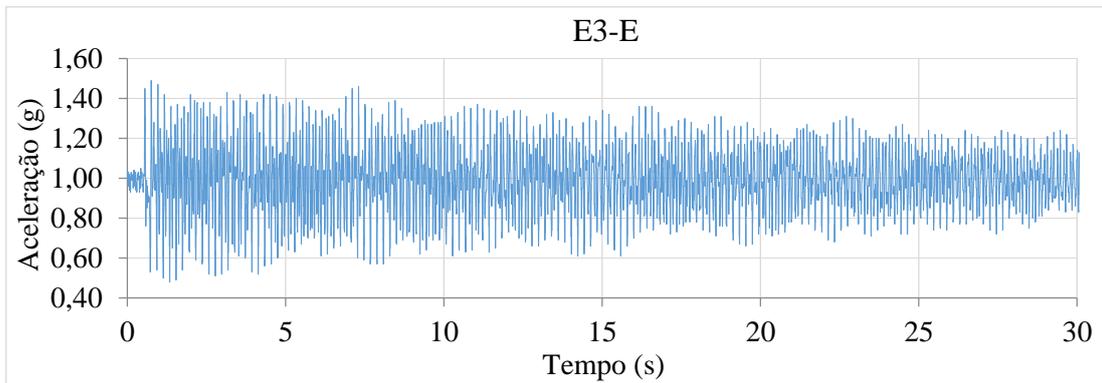
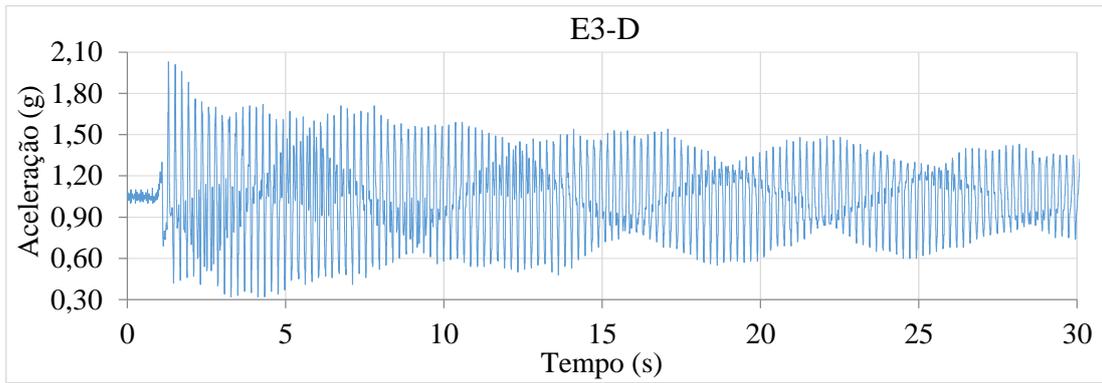
ZHU, Q.; XU, Y. L.; XIAO, X. *Multiscale modeling and model updating of a cable-stayed bridge. I: Modeling and influence line analysis*. Journal of Bridge Engineering, v. 20, n. 10, p. 1-10, 2015.

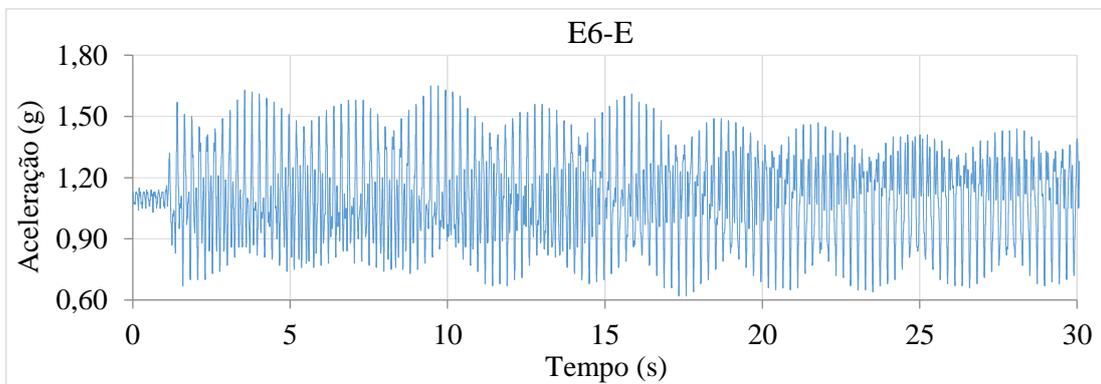
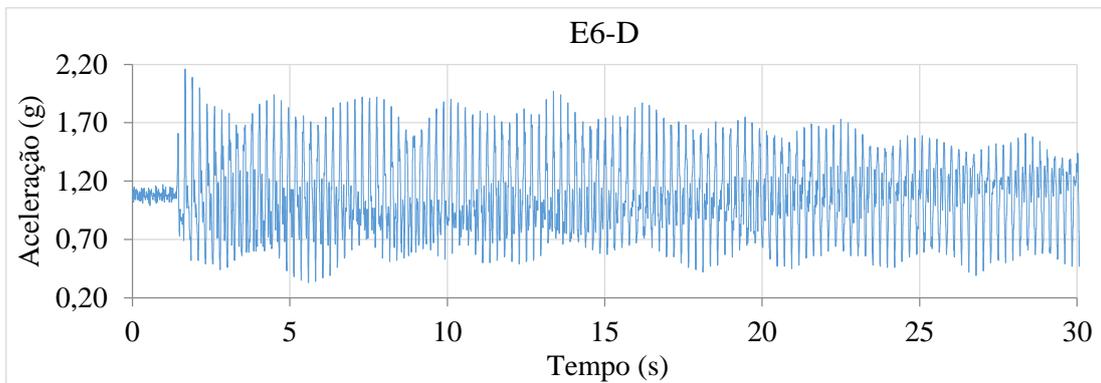
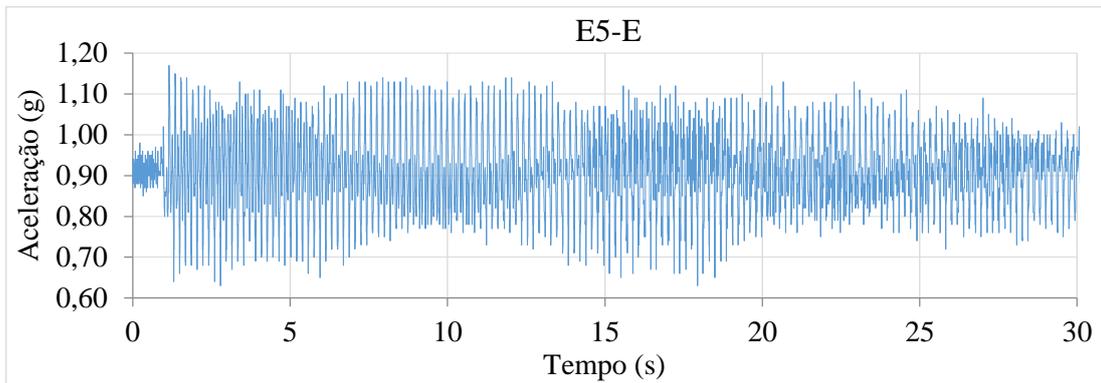
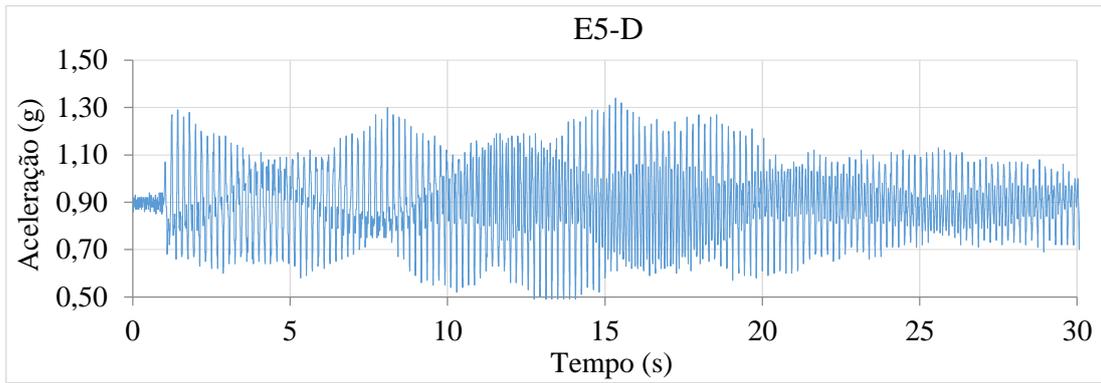
## **APÊNDICES**

# APÊNDICE A – SÉRIES TEMPORAIS DE ACELERAÇÃO E ESPECTROS DE POTÊNCIA DO PRIMEIRO ENSAIO (MAIO/2018)

## A.1 Séries temporais de aceleração dos estais







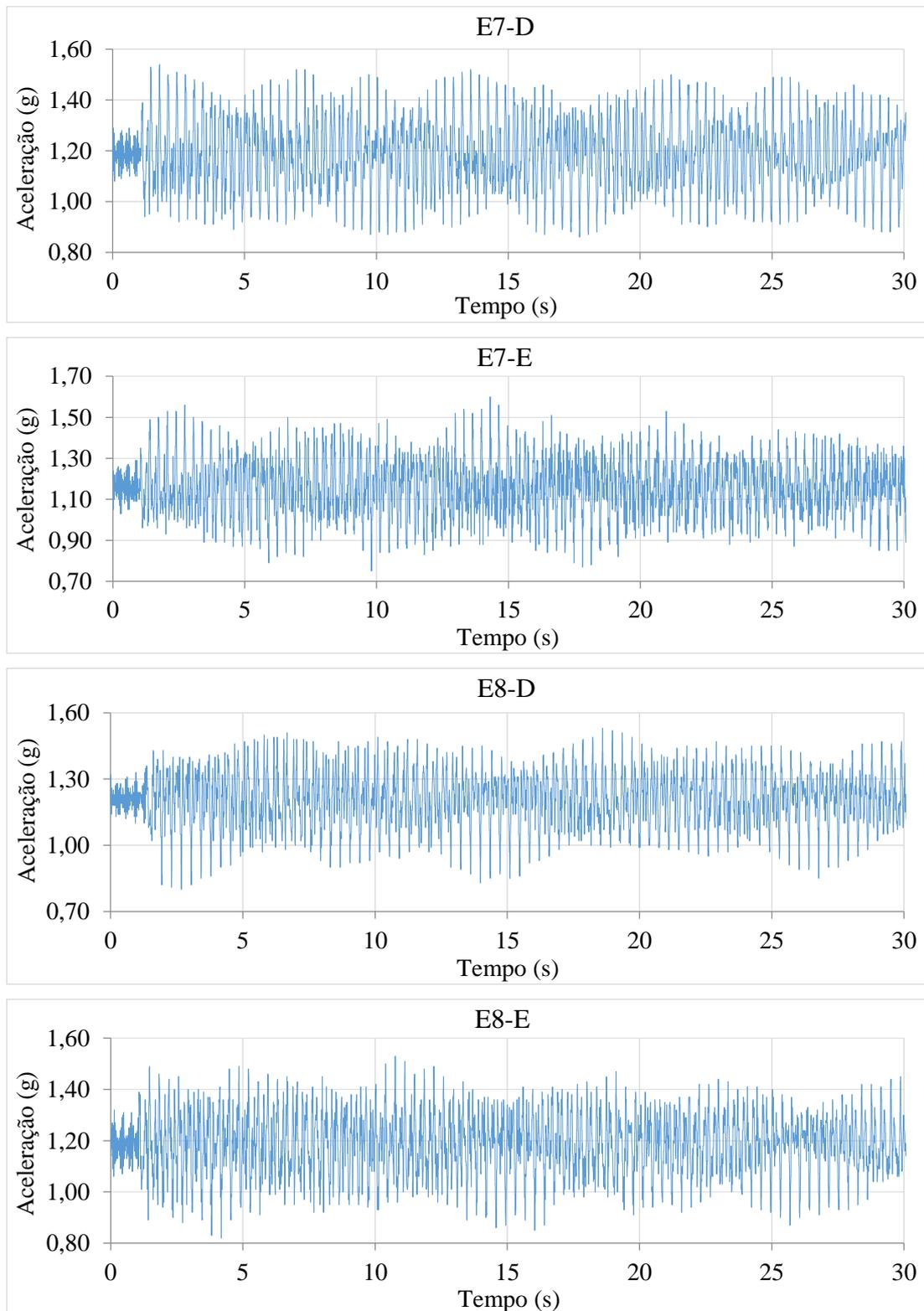
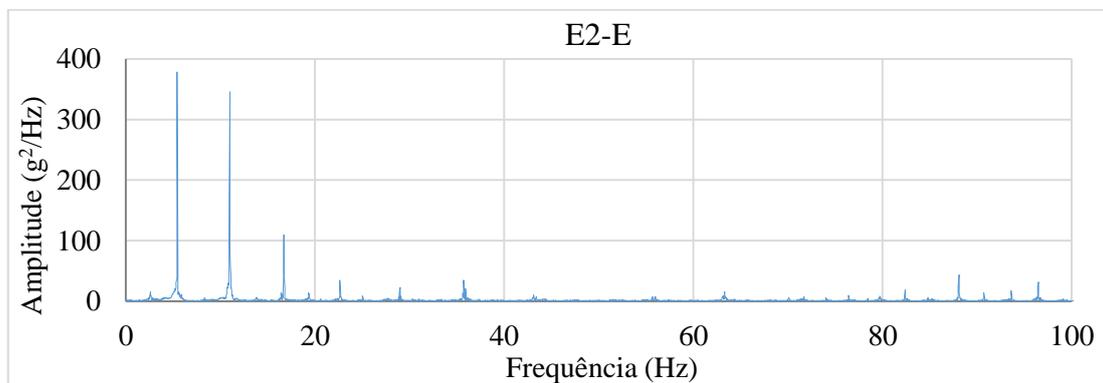
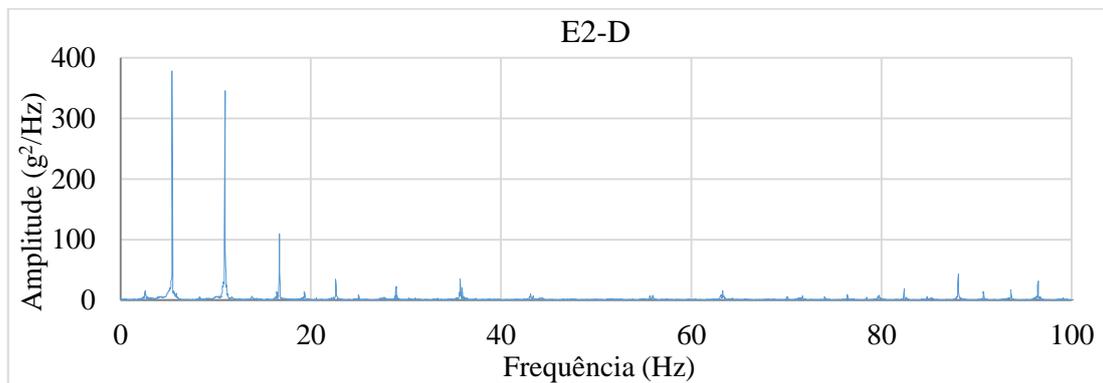
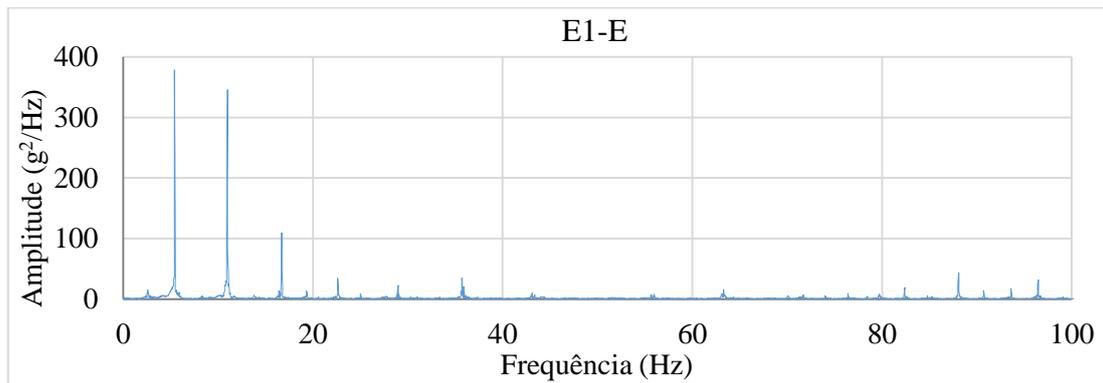
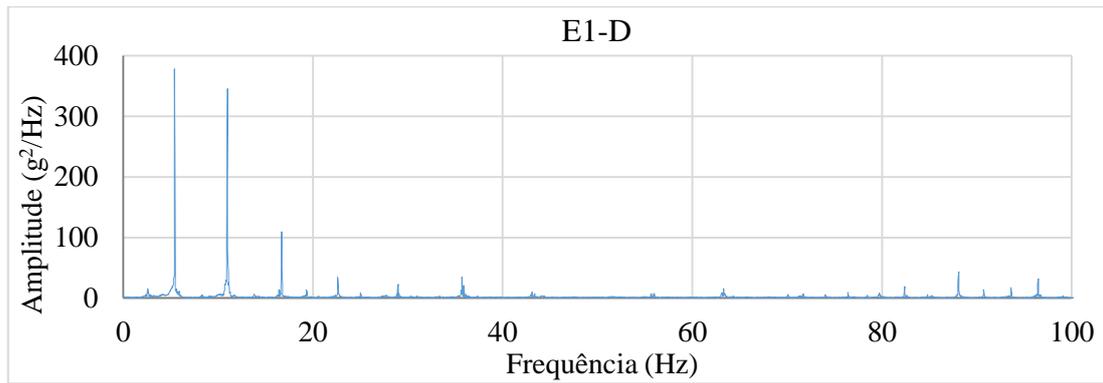
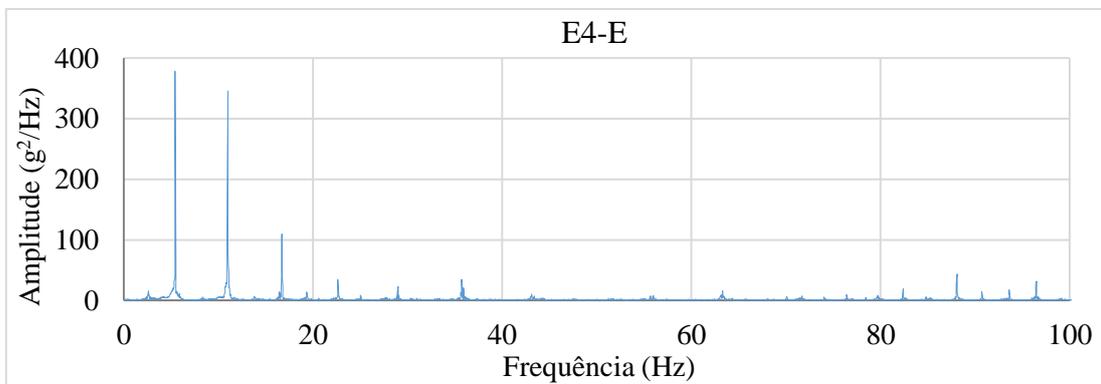
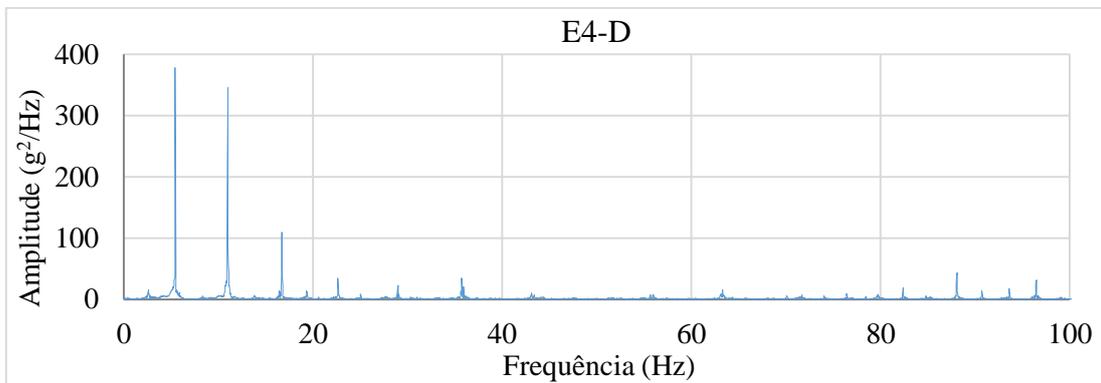
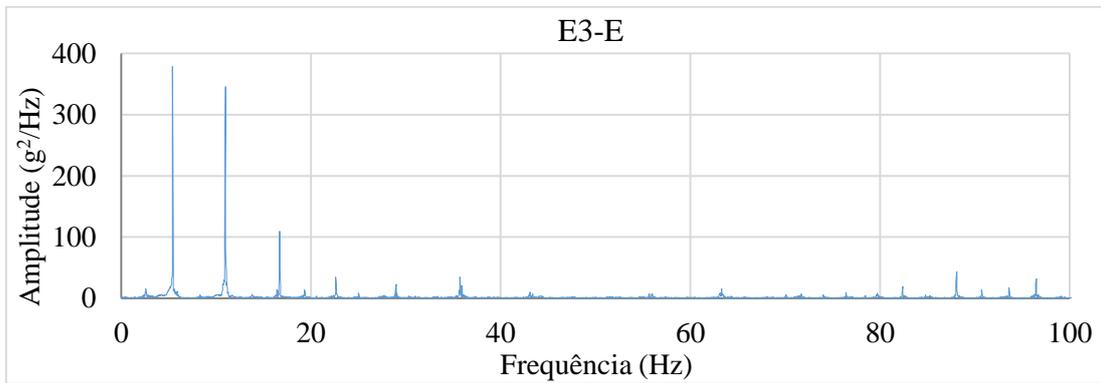
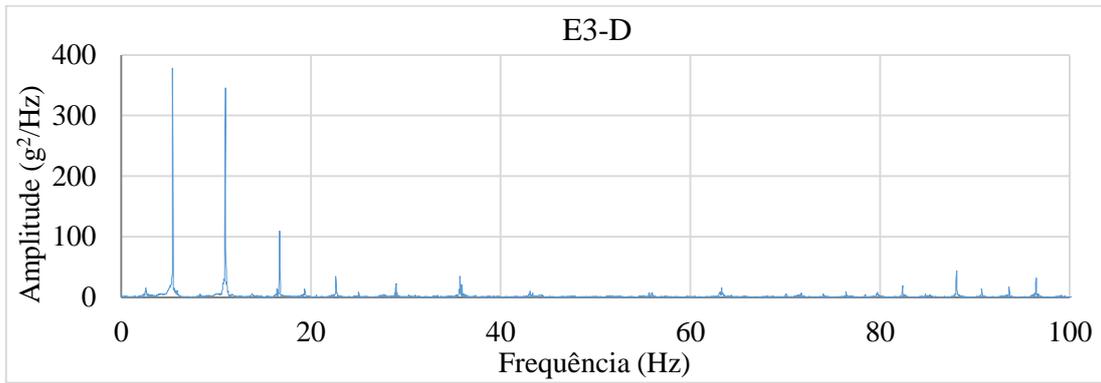
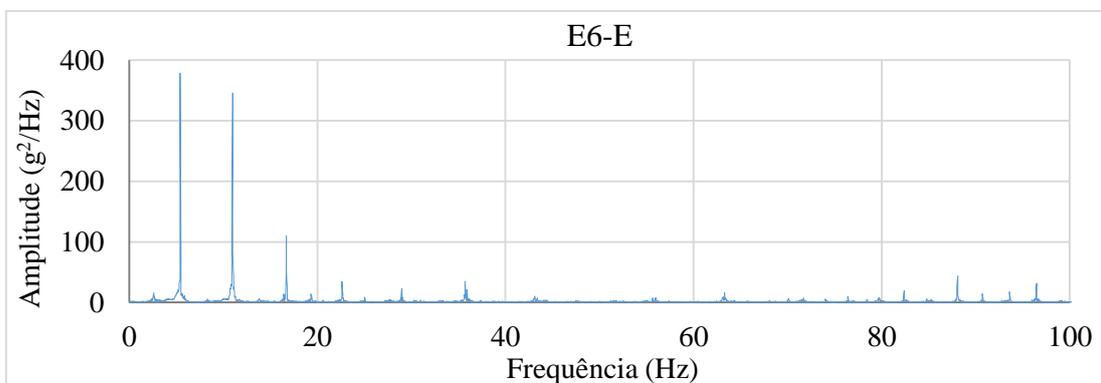
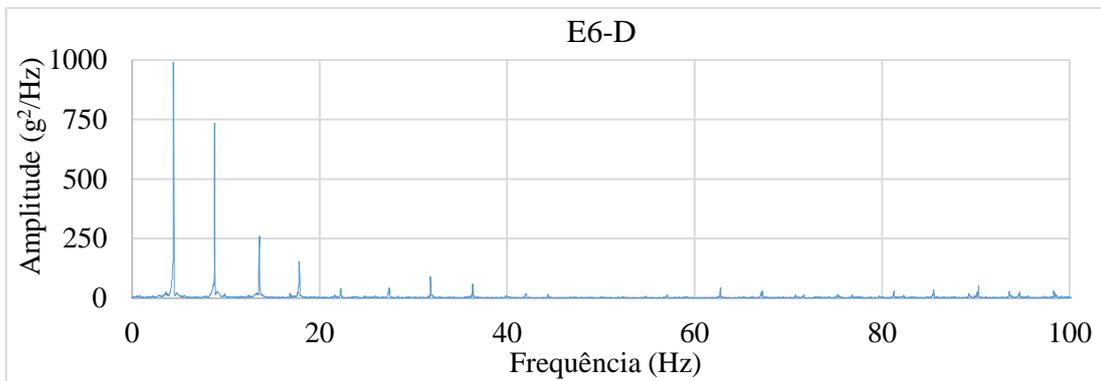
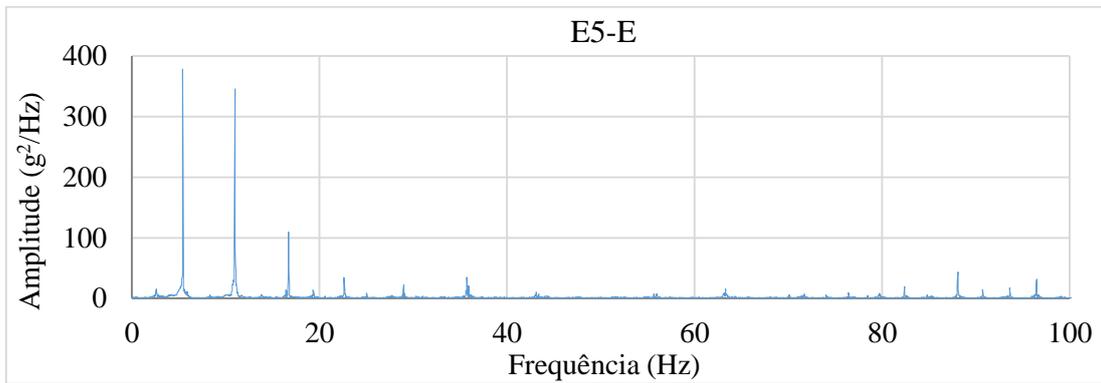
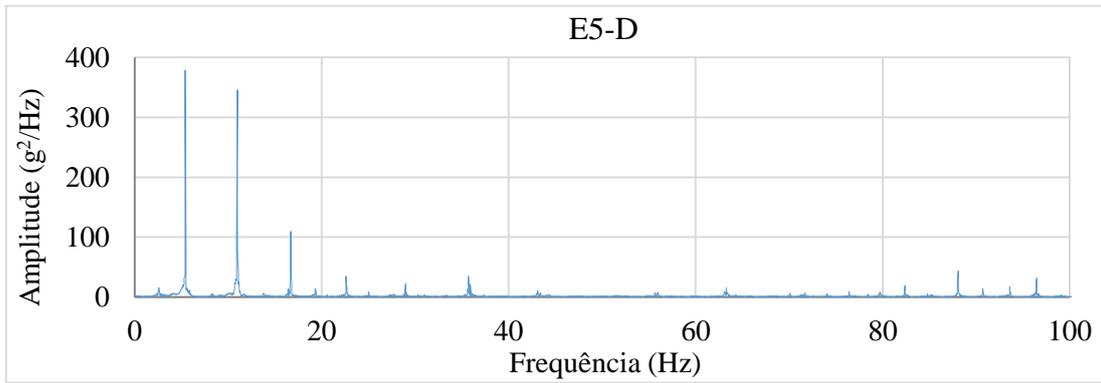


Figura A.1 – Séries temporais de aceleração dos estais obtidas no primeiro ensaio.

## A.2 Espectros de potência dos sinais obtidos nos estais







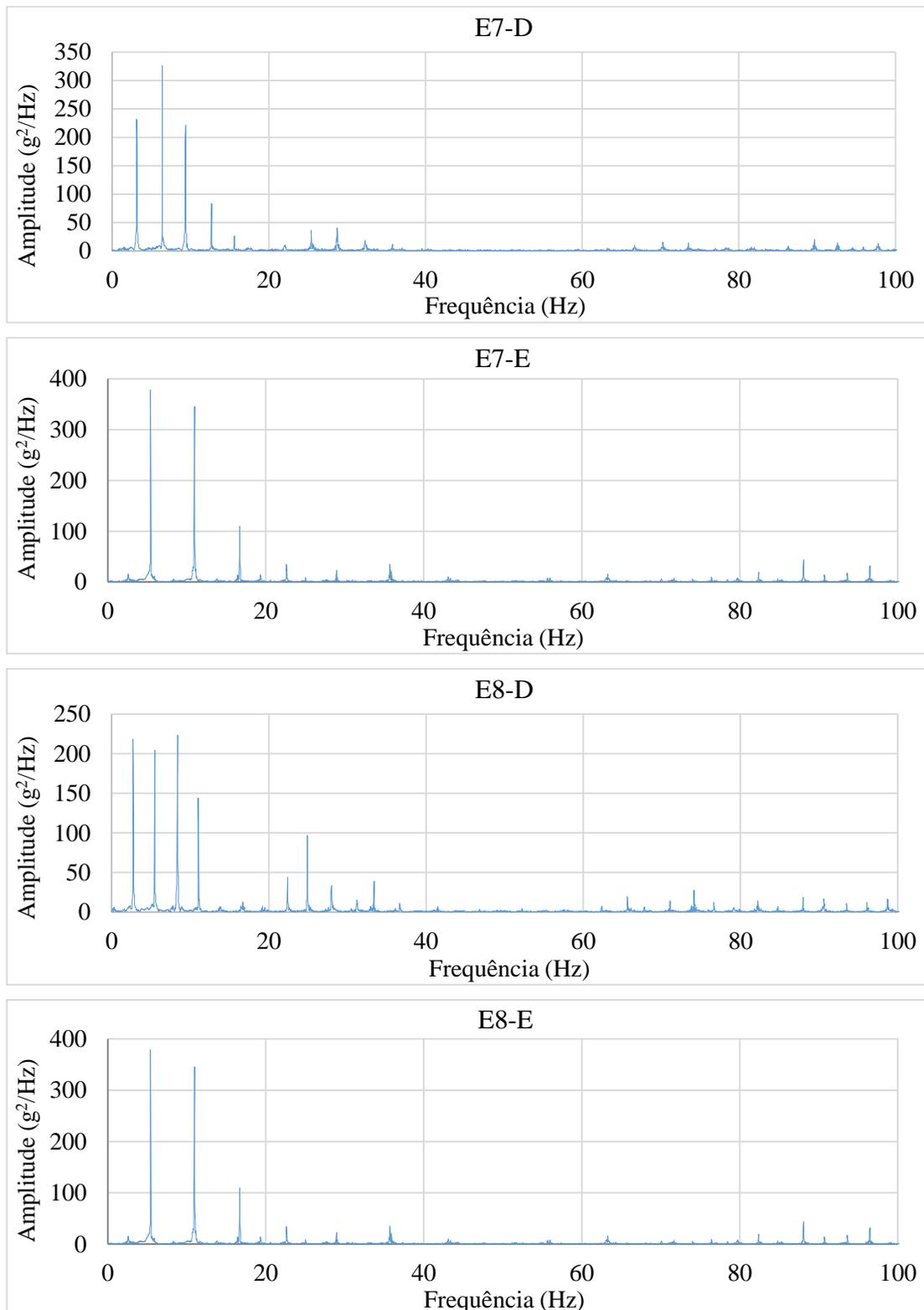
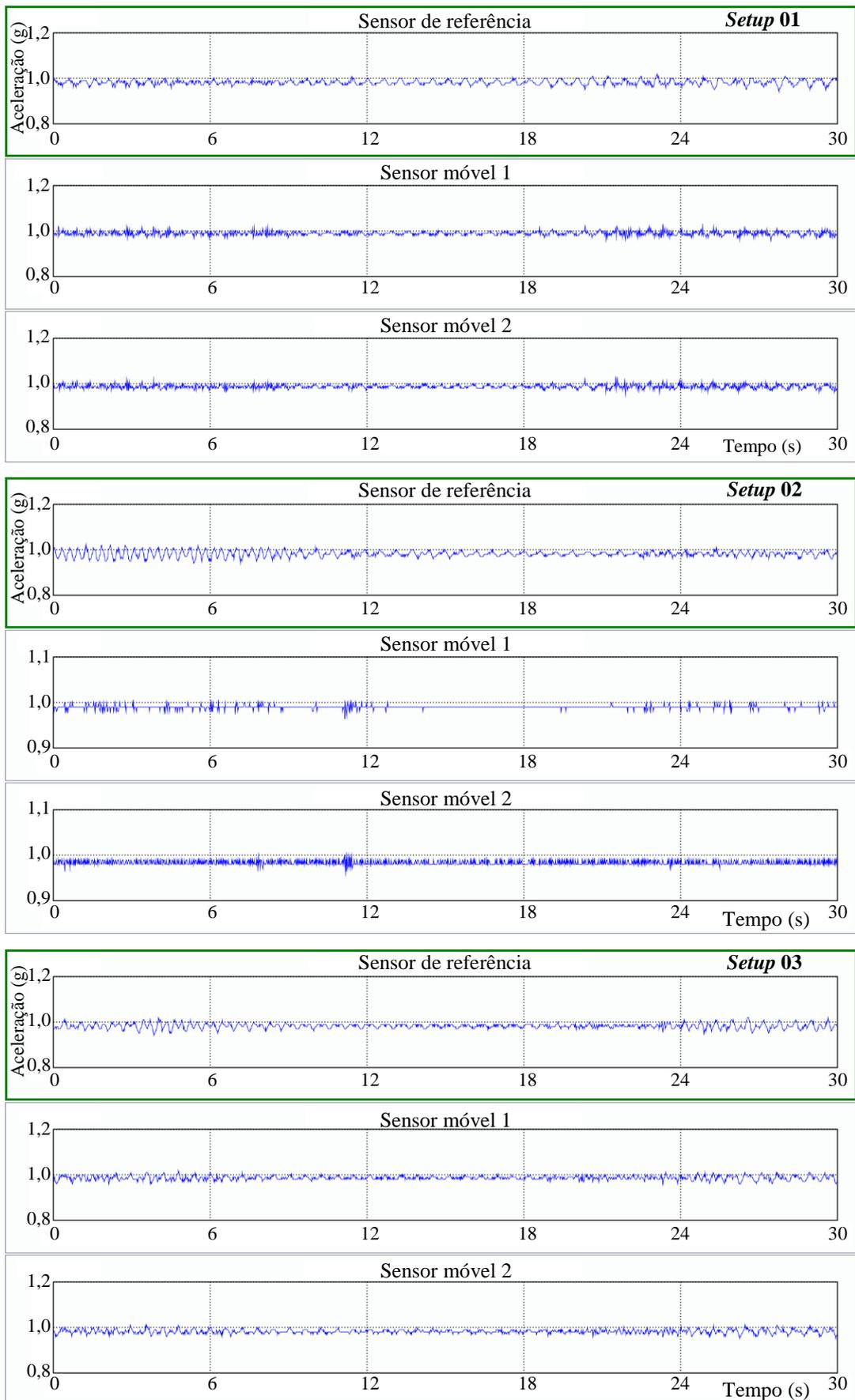
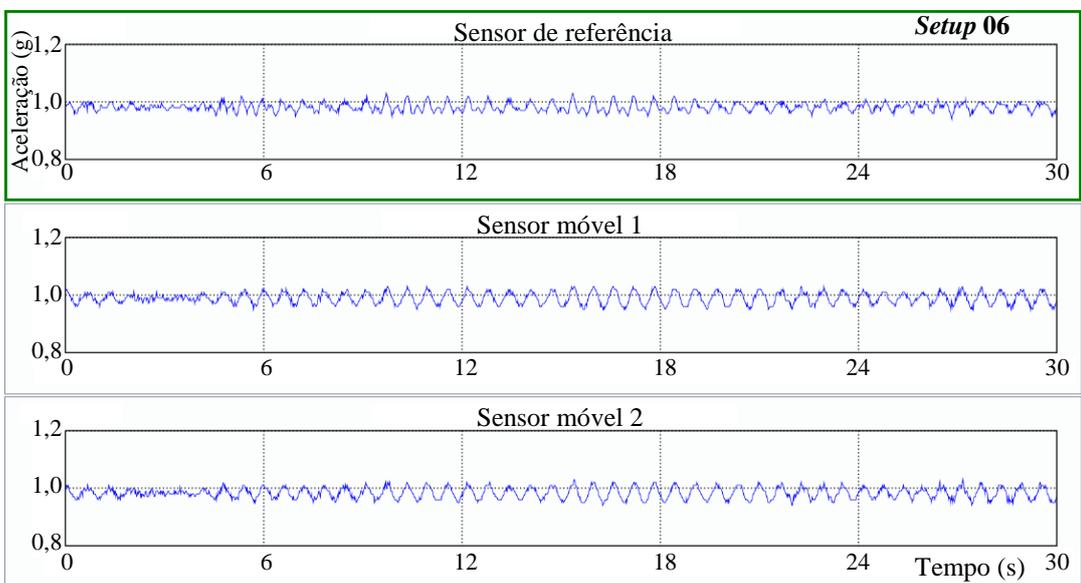
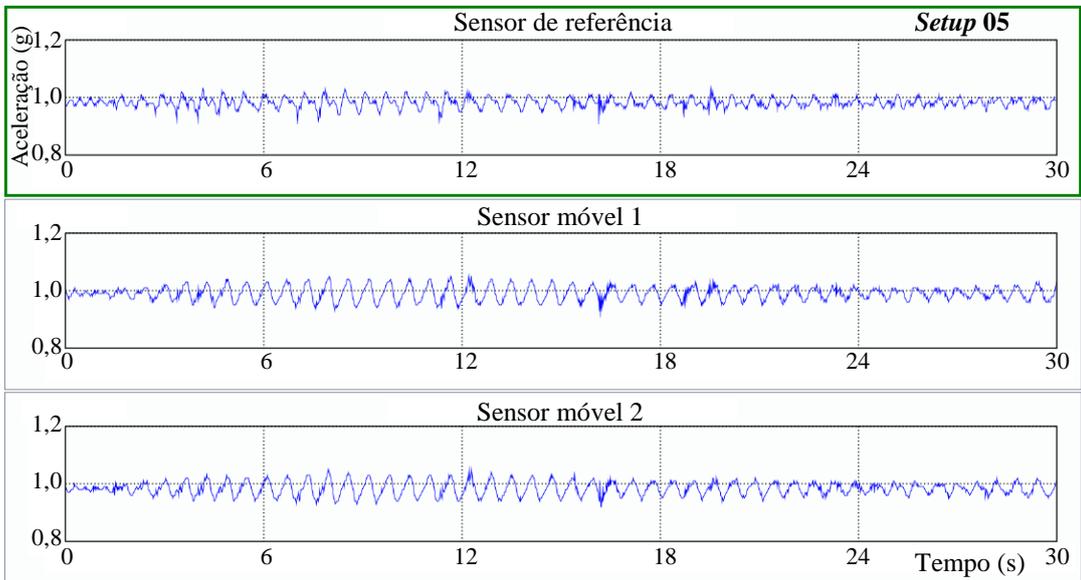
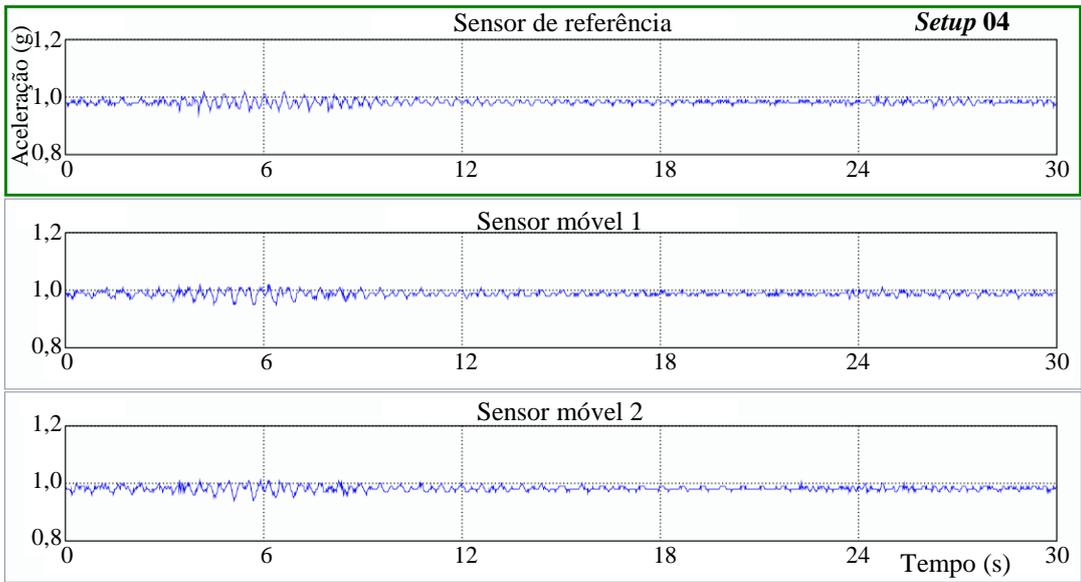
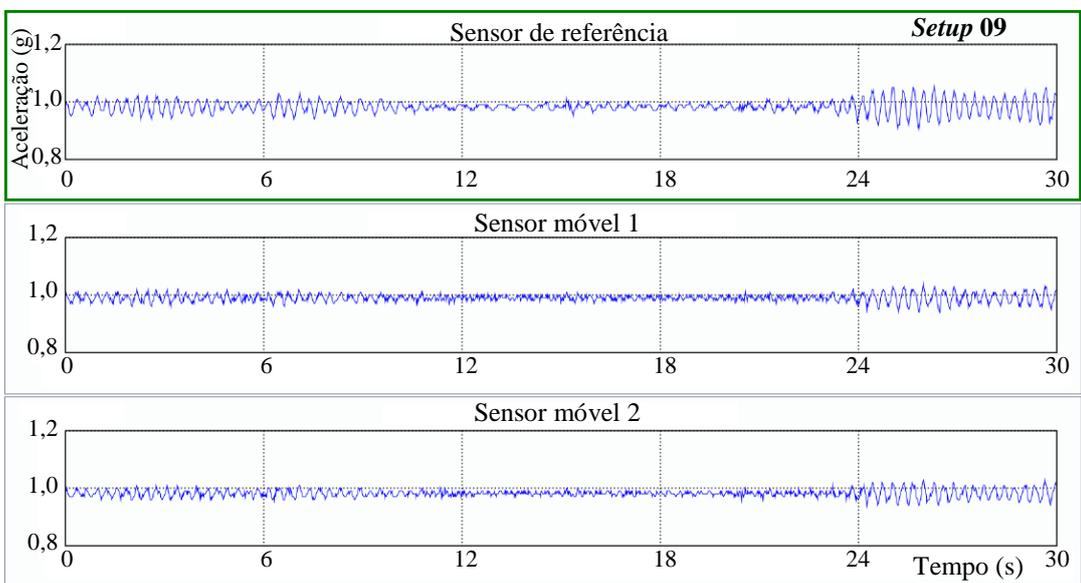
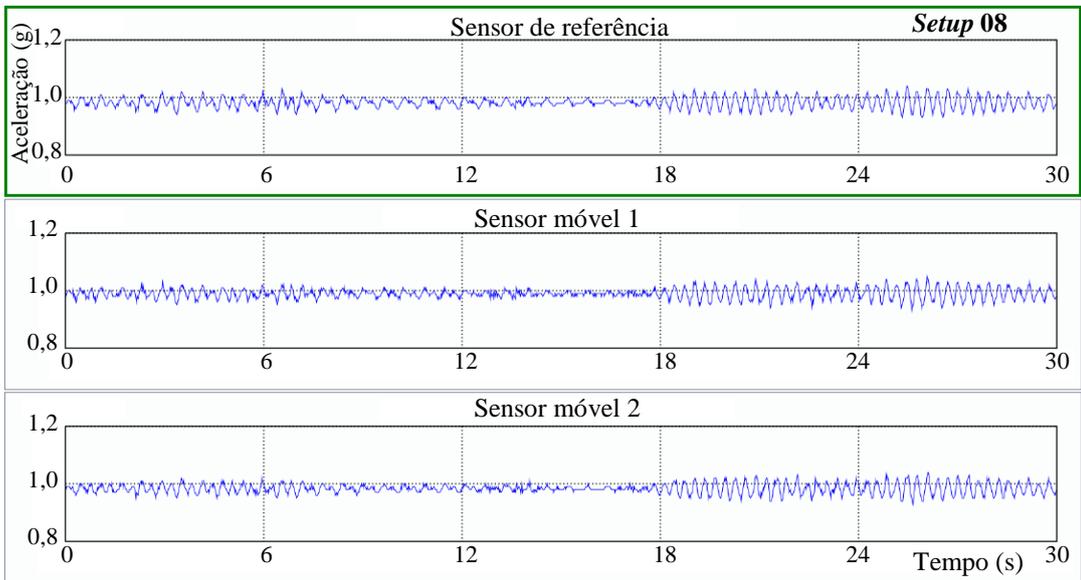
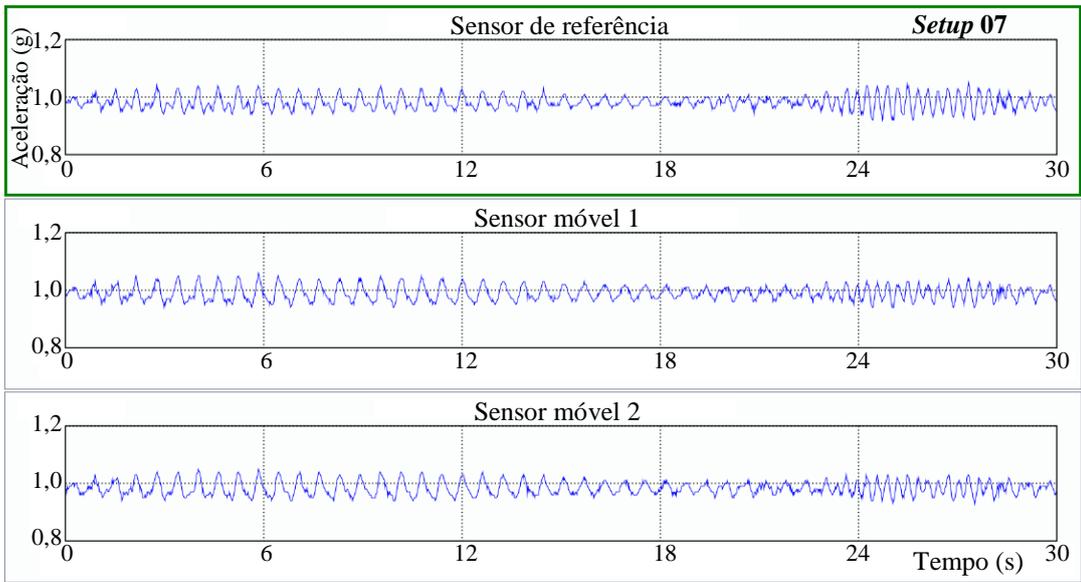


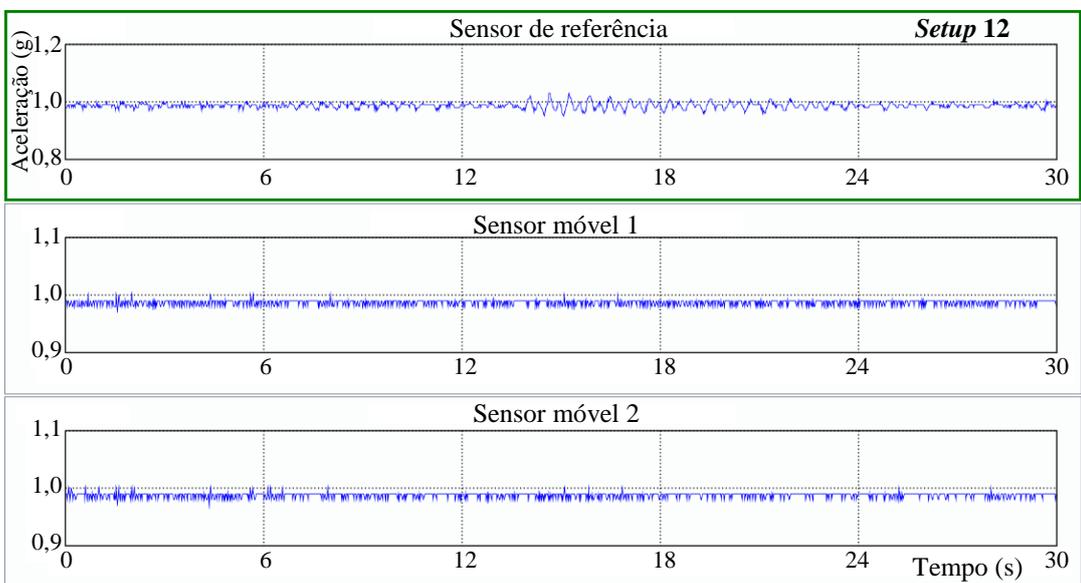
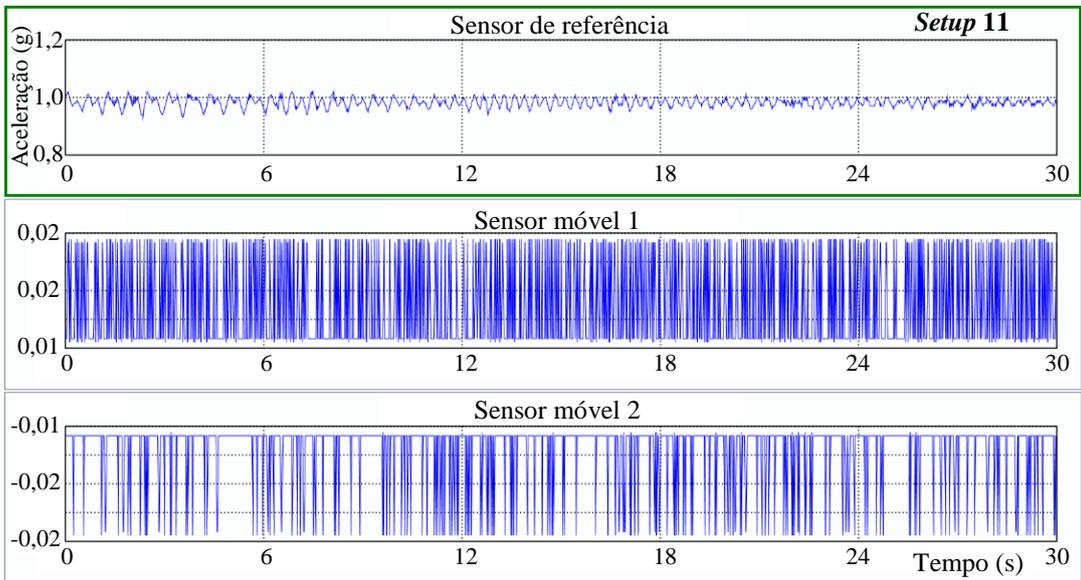
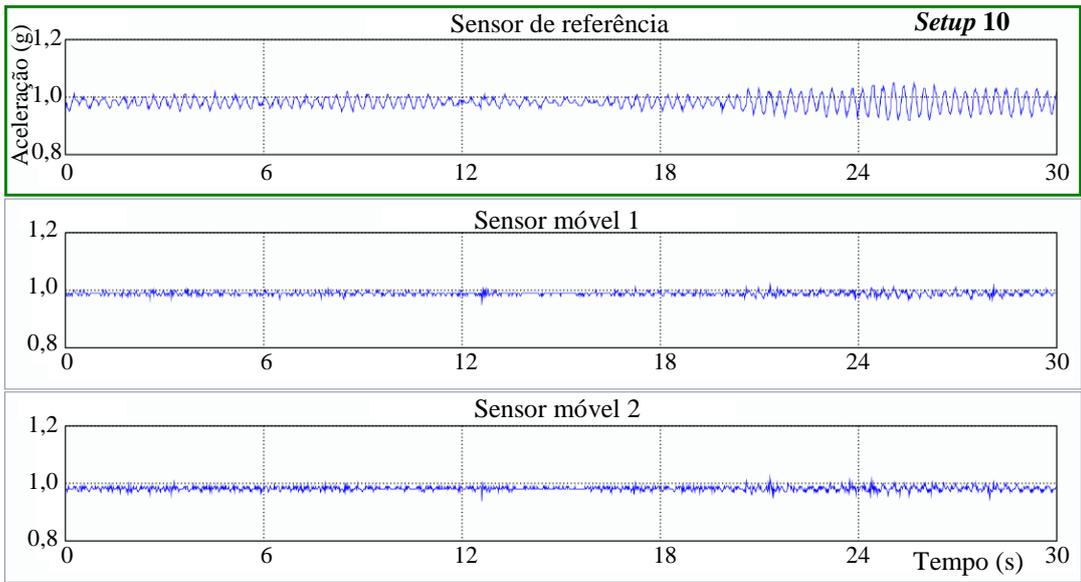
Figura A.2 – DEPs dos sinais obtidos dos estais no primeiro ensaio.

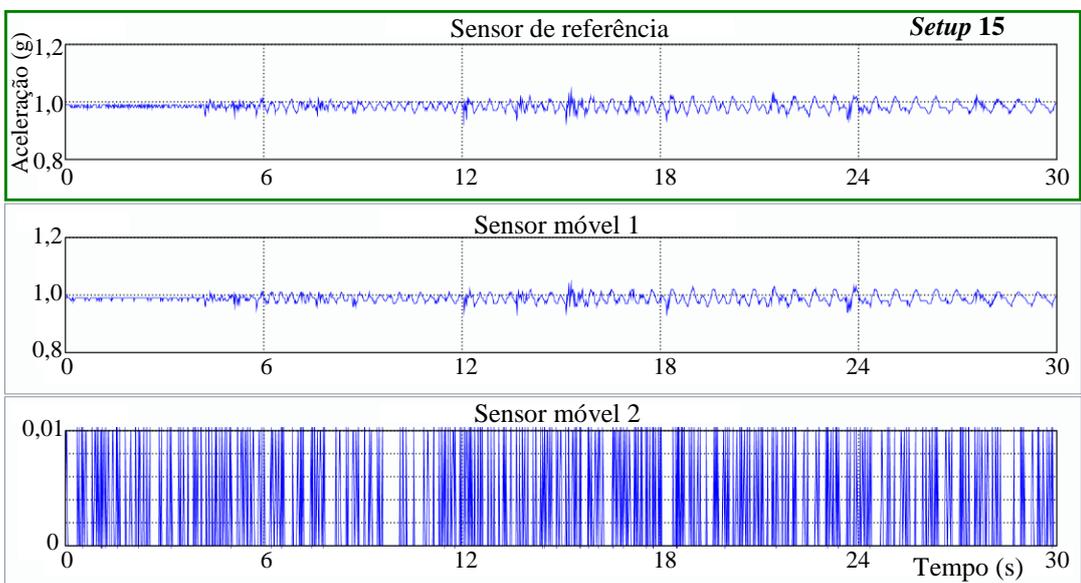
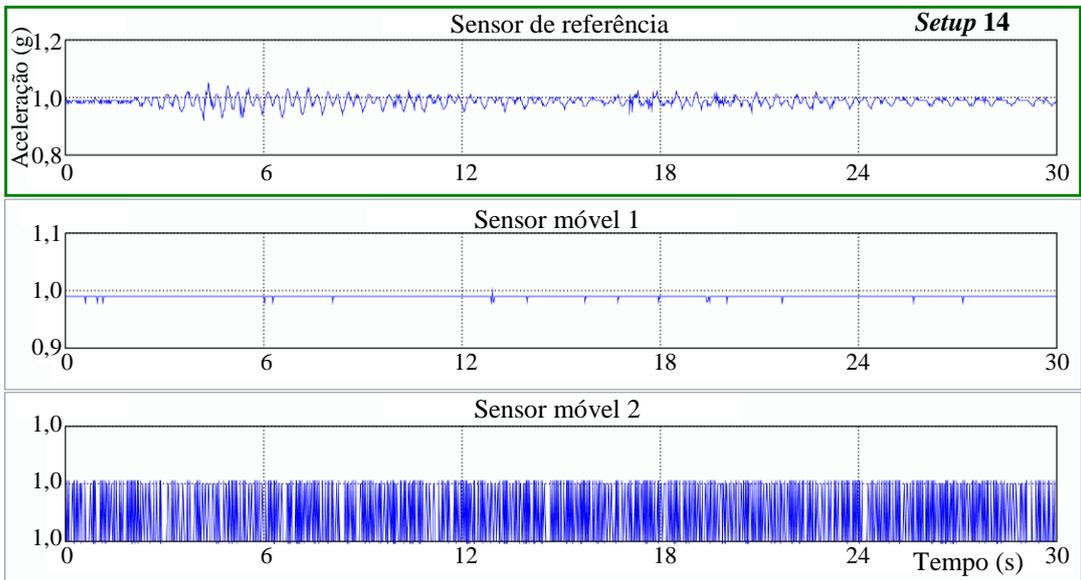
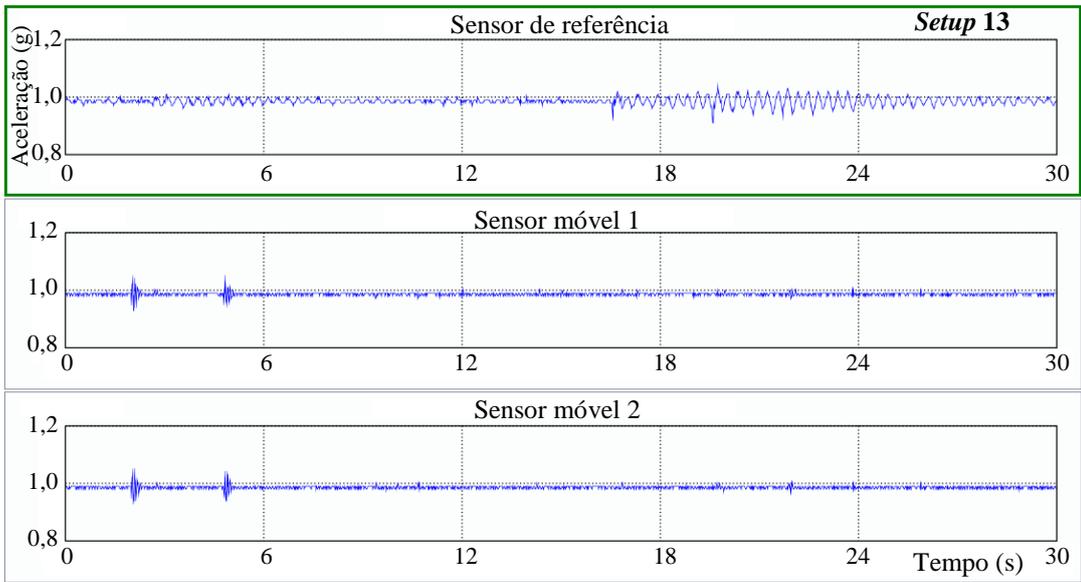
### A.3 Séries temporais de aceleração da estrutura completa (*setups 01 ao 17*)











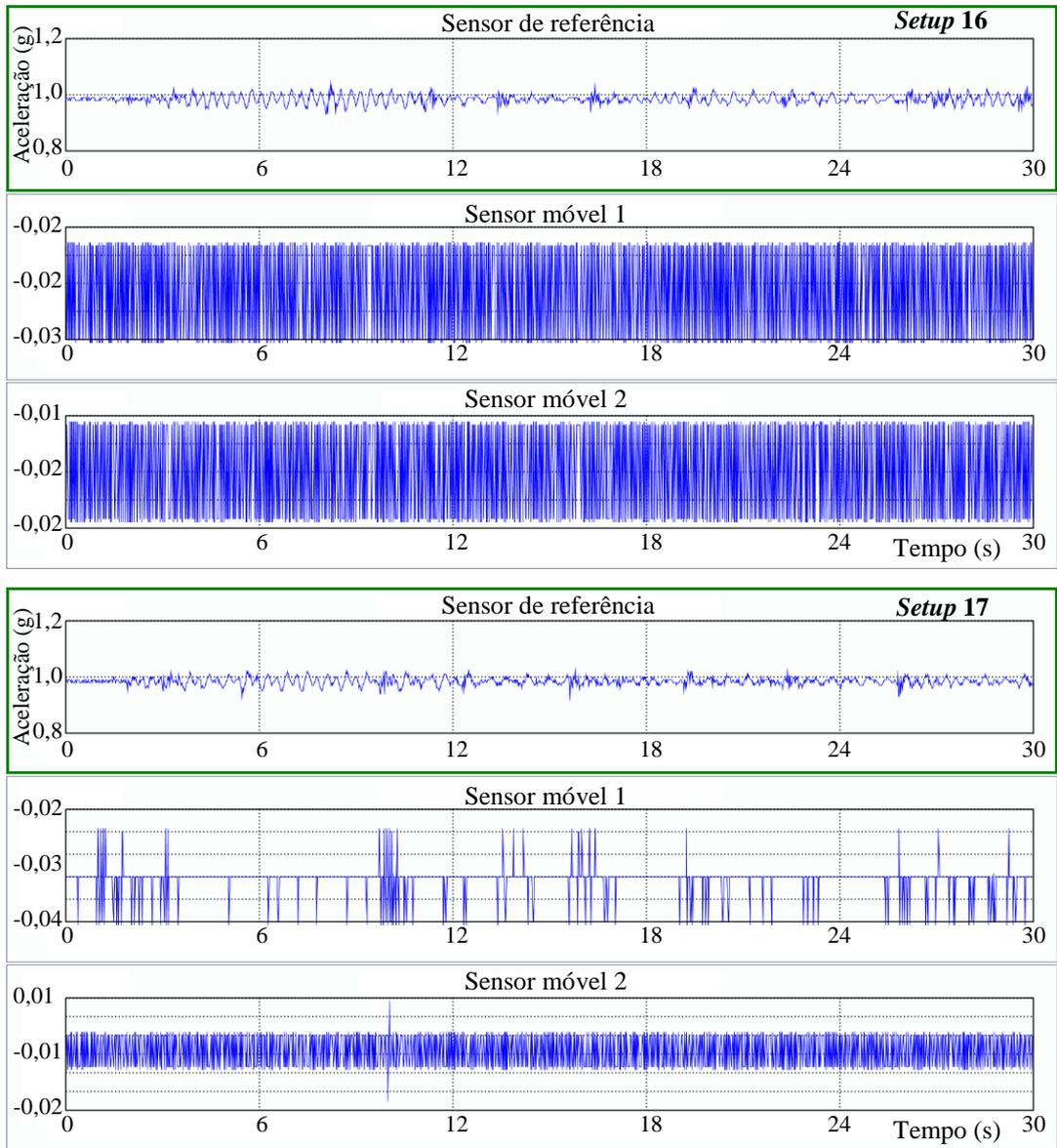
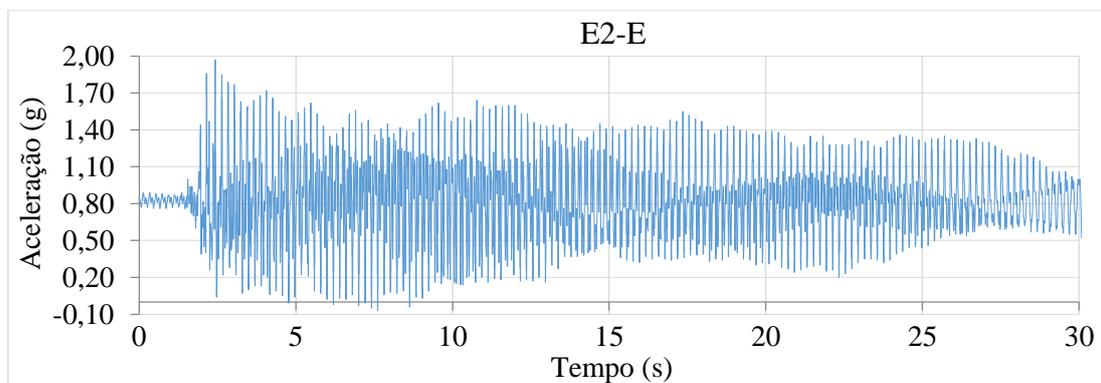
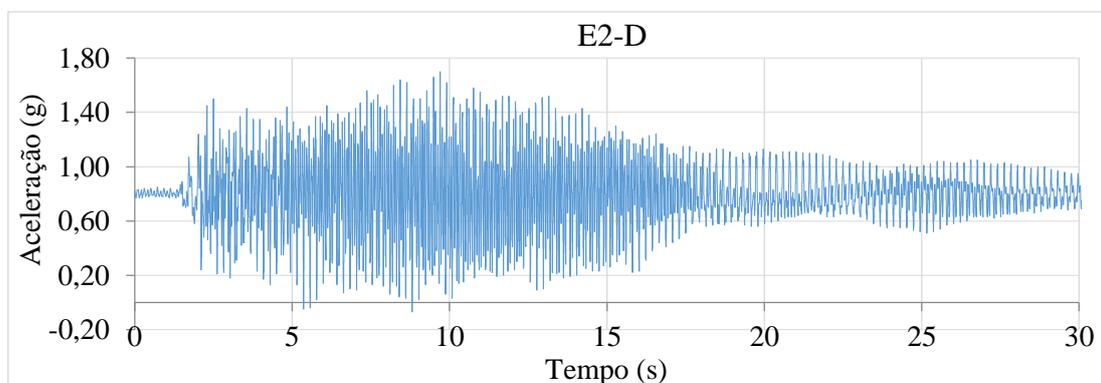
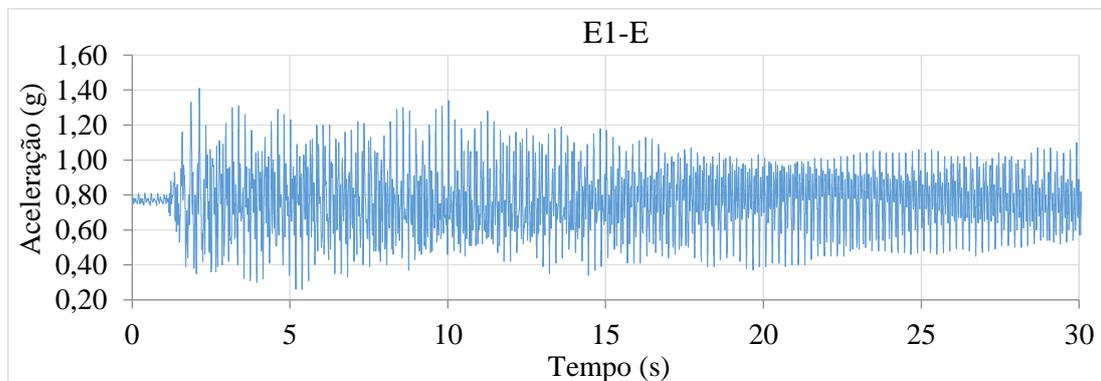
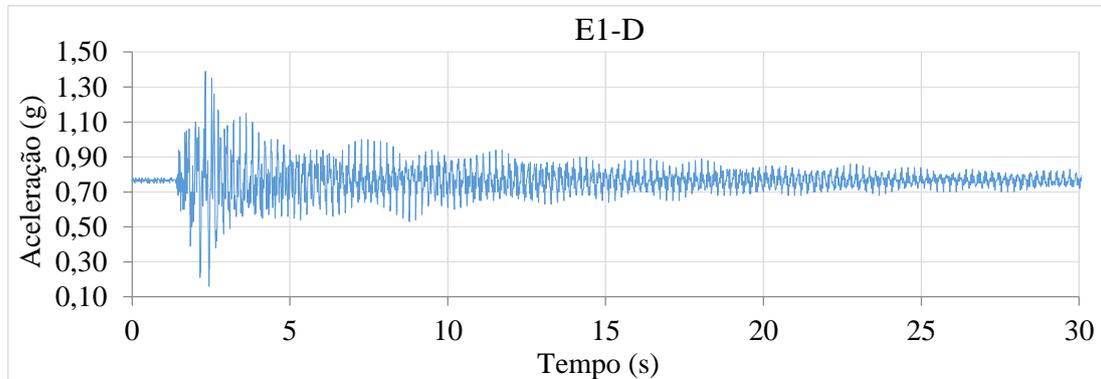
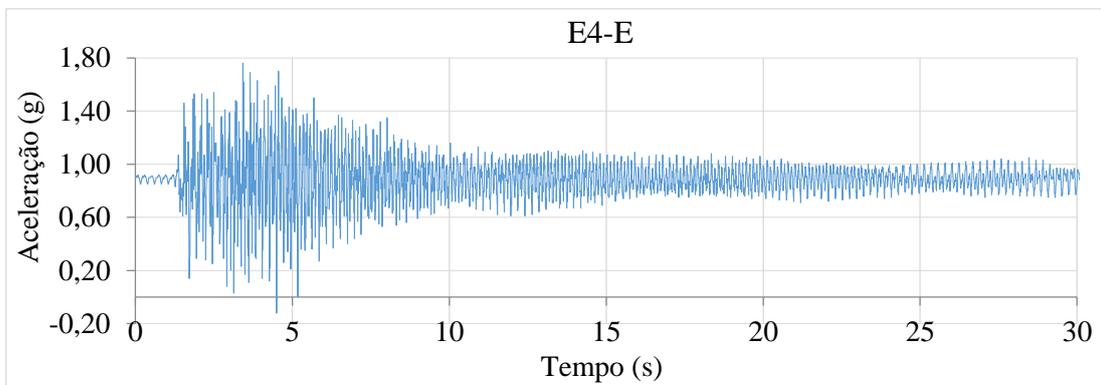
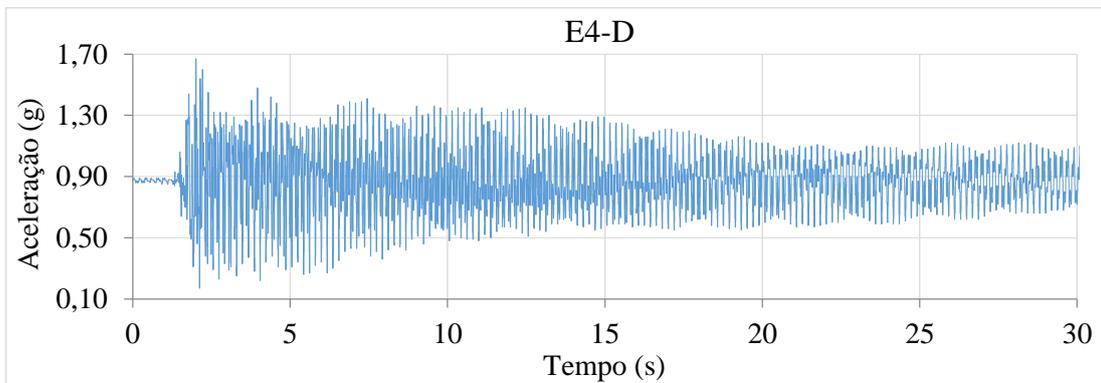
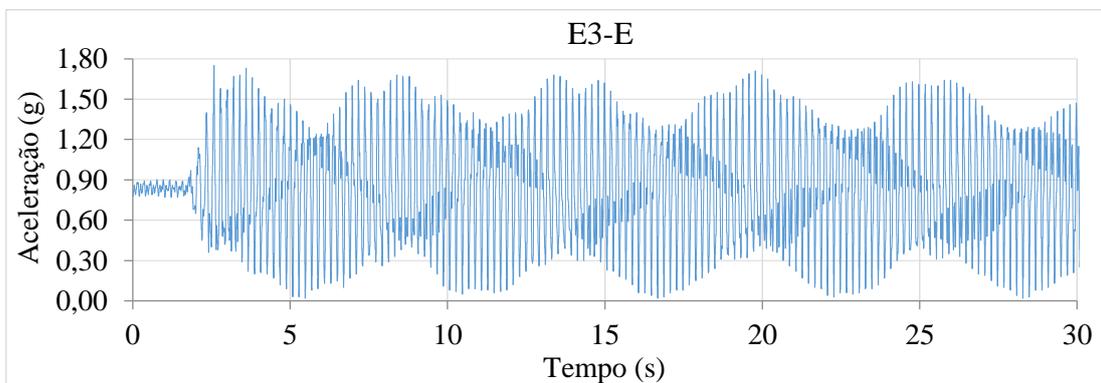
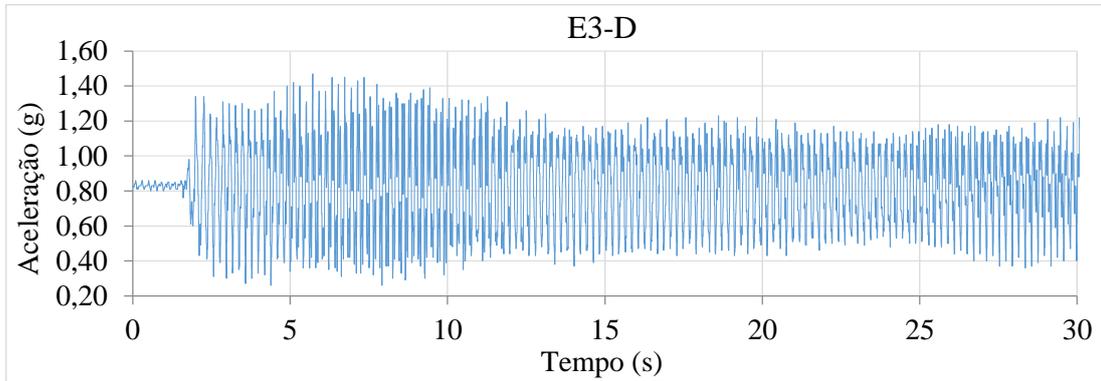


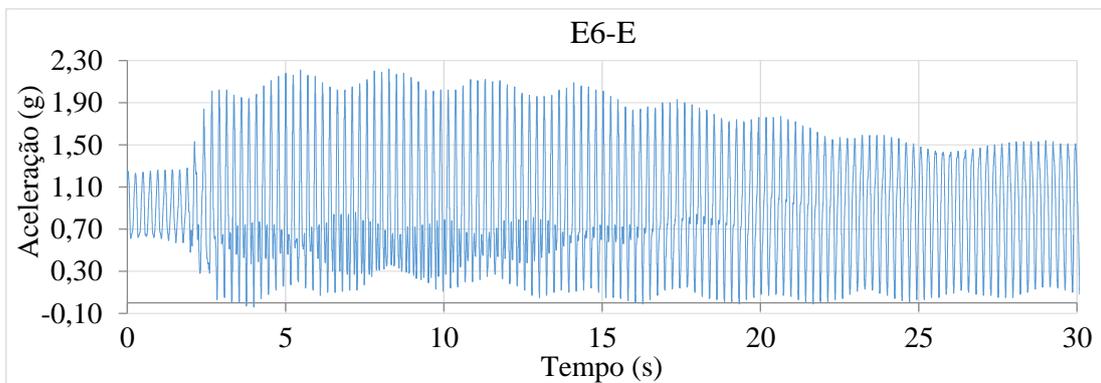
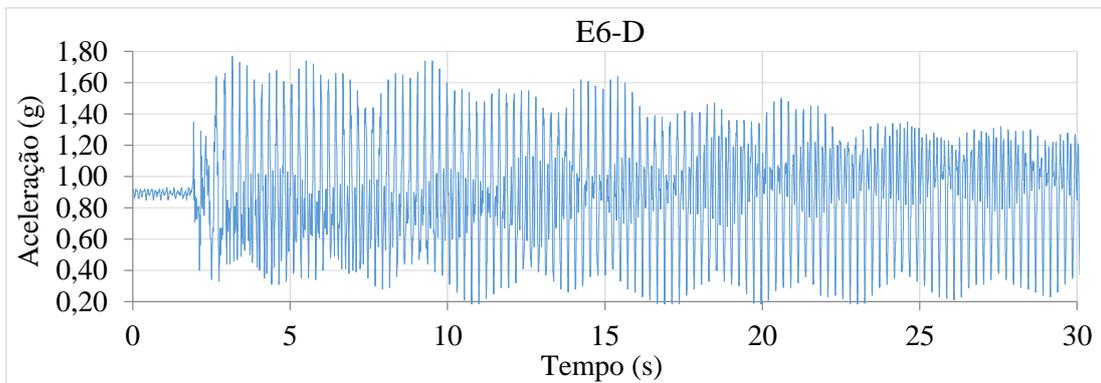
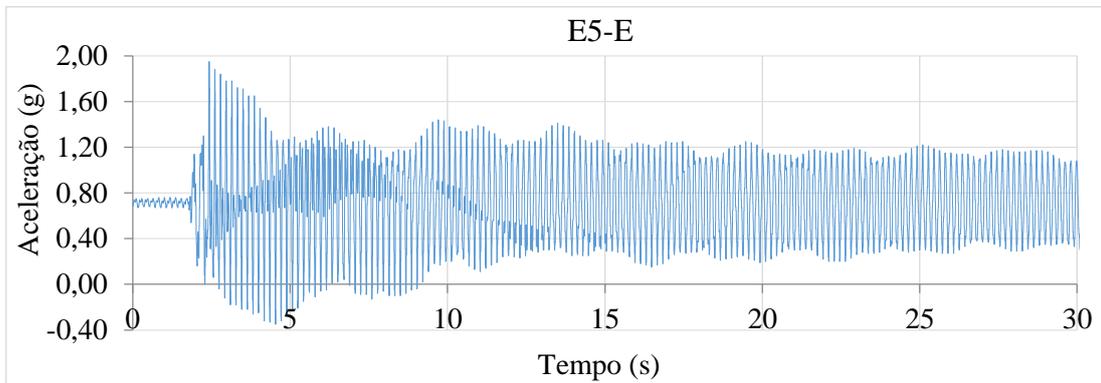
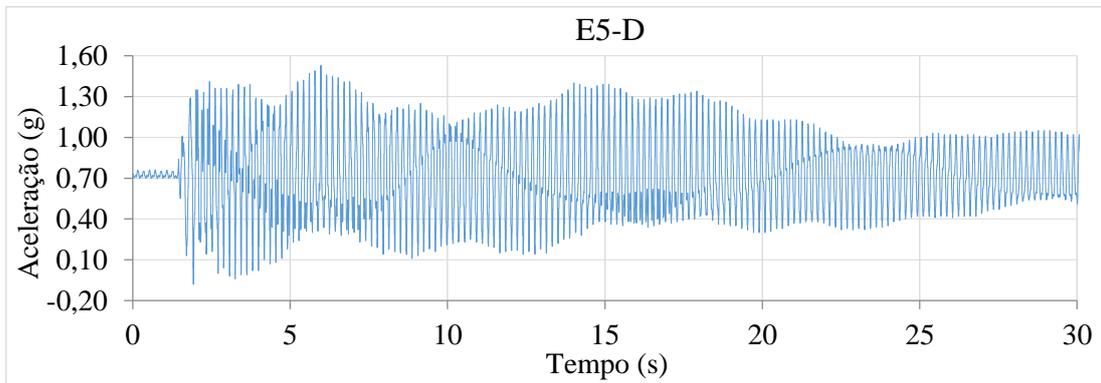
Figura A.3 – Séries de aceleração da estrutura completa (*Setups* 01 ao 17) obtidas no primeiro ensaio.

## APÊNDICE B – SÉRIES TEMPORAIS DE ACELERAÇÃO E ESPECTROS DE POTÊNCIA DO SEGUNDO ENSAIO (MAIO/2019)

### B.1 Séries temporais de aceleração dos estais







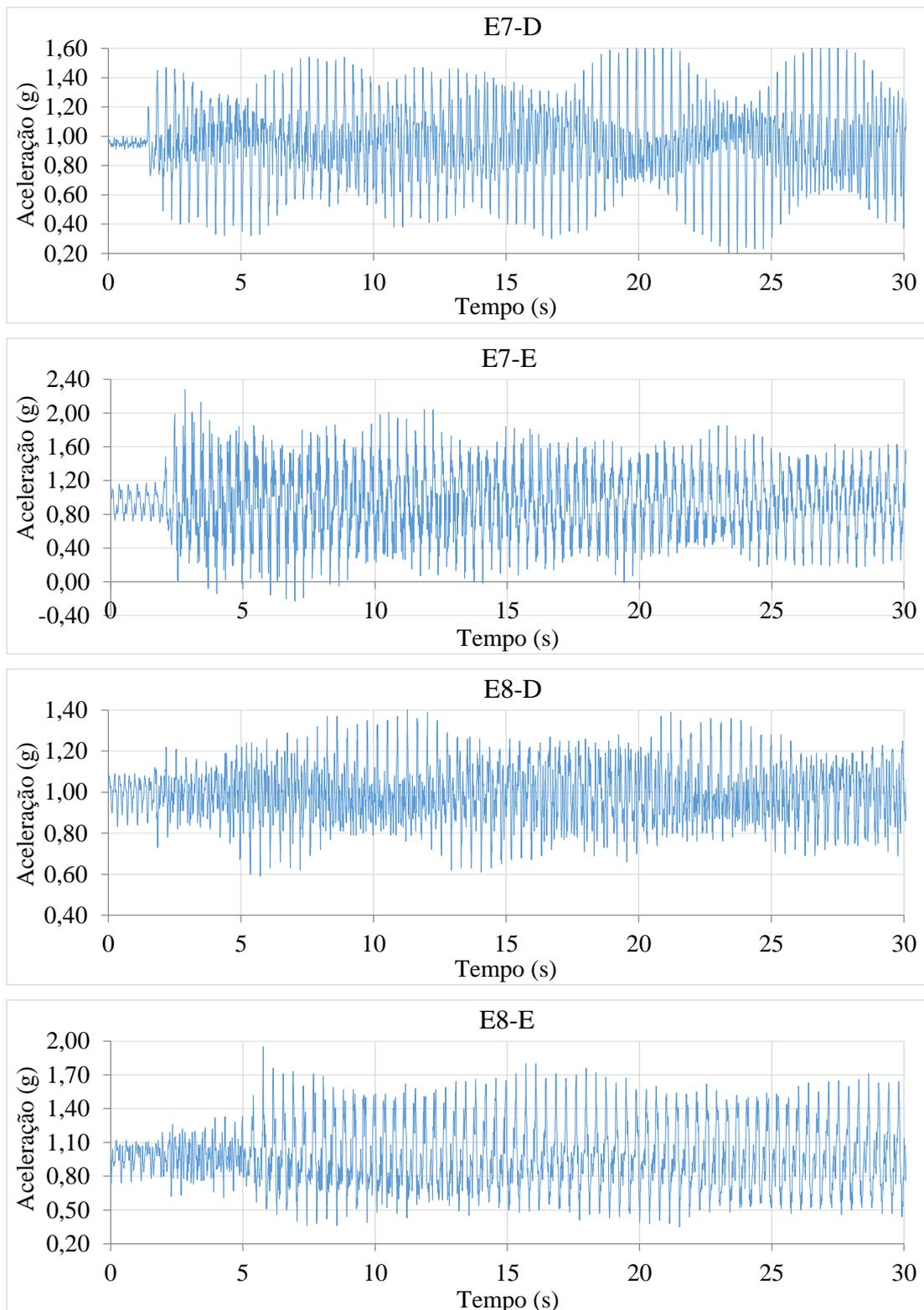
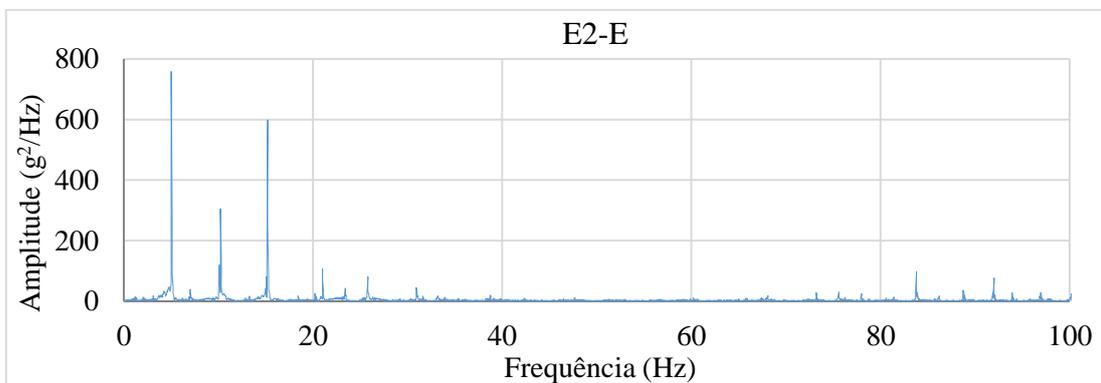
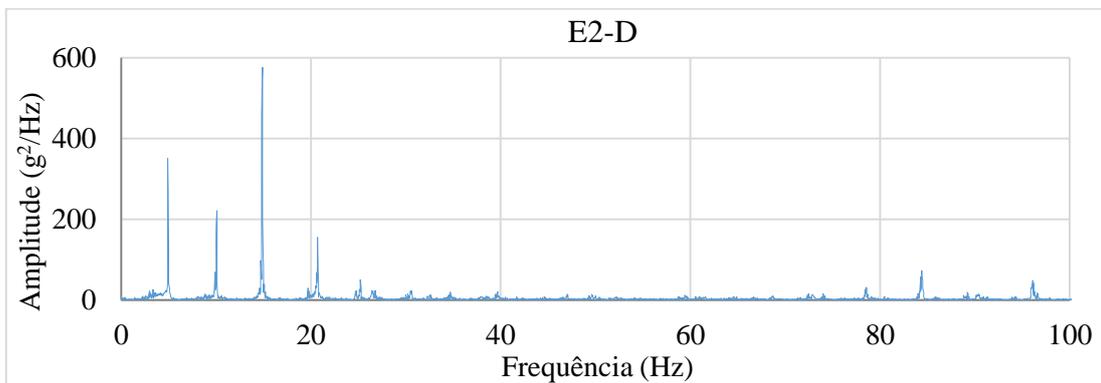
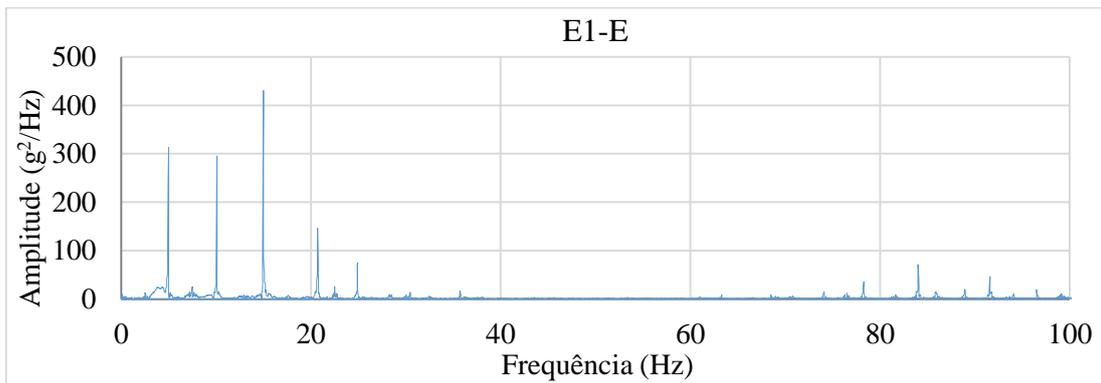
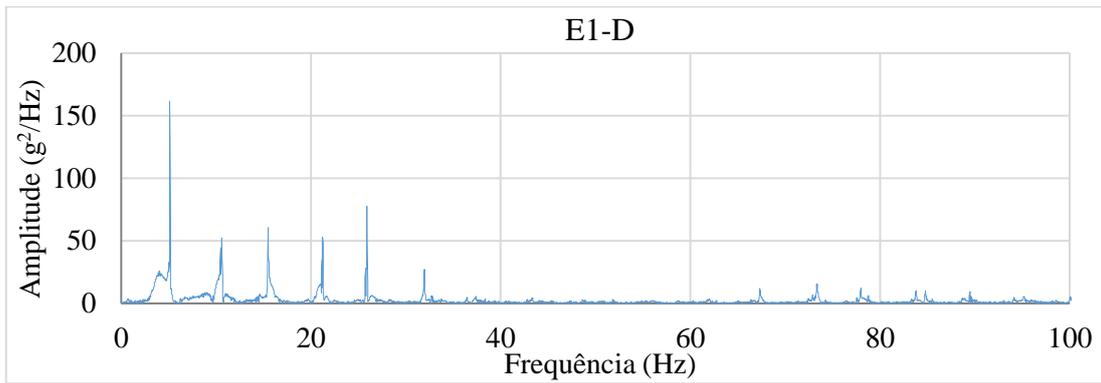
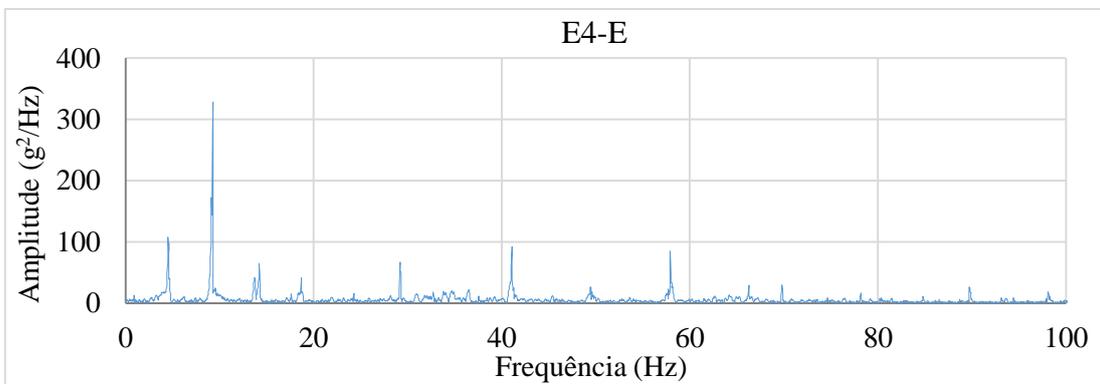
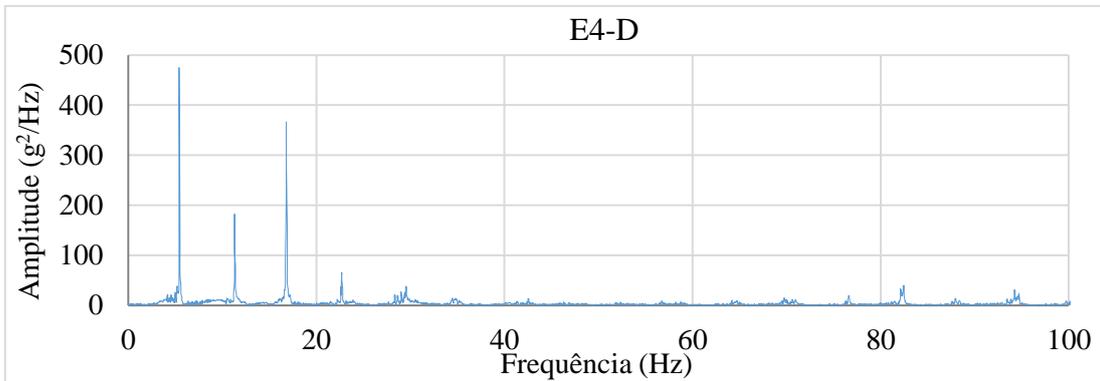
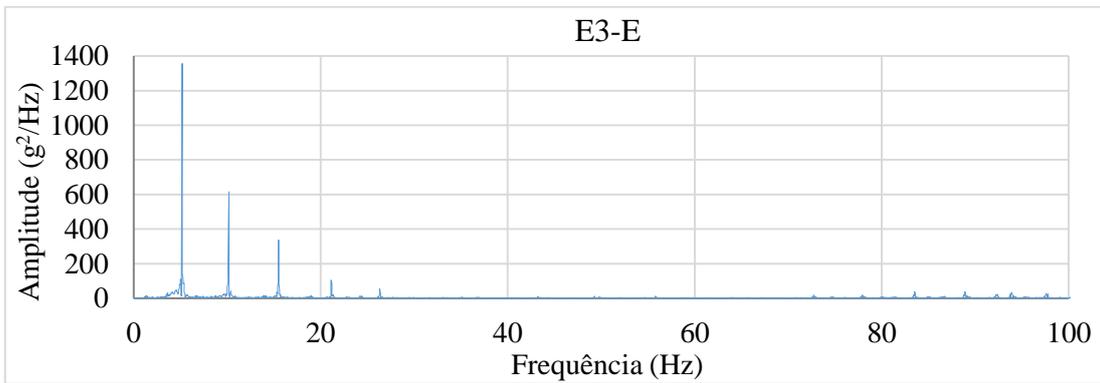
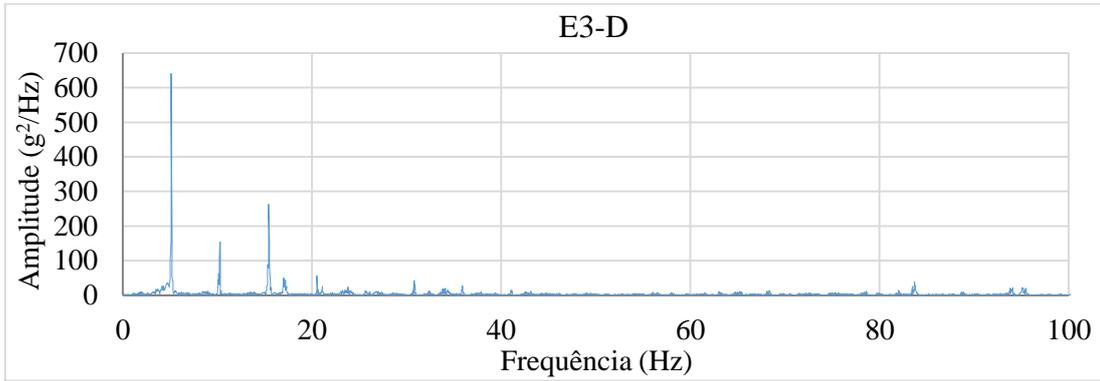
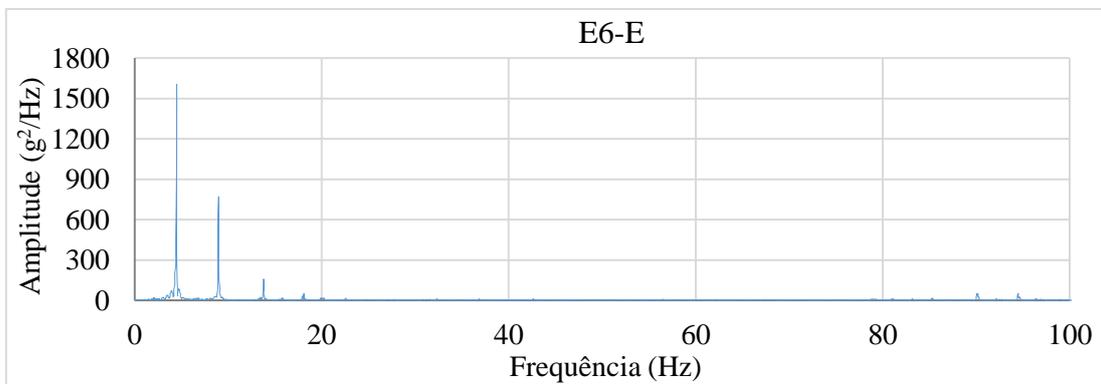
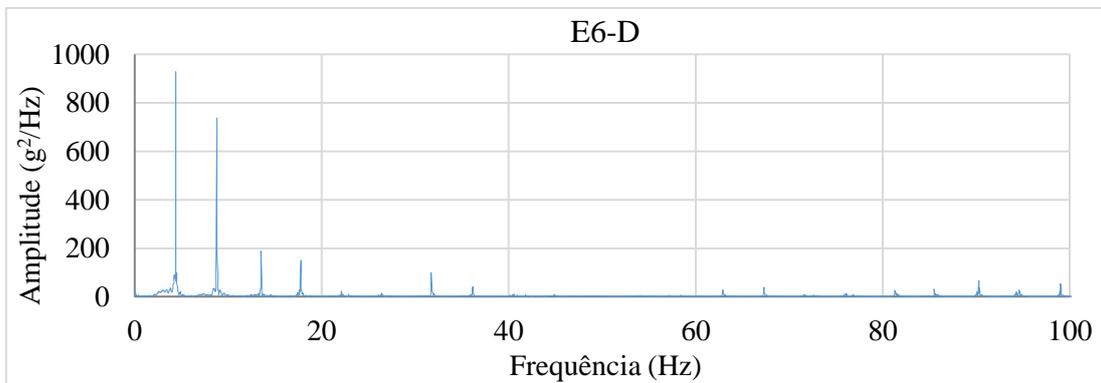
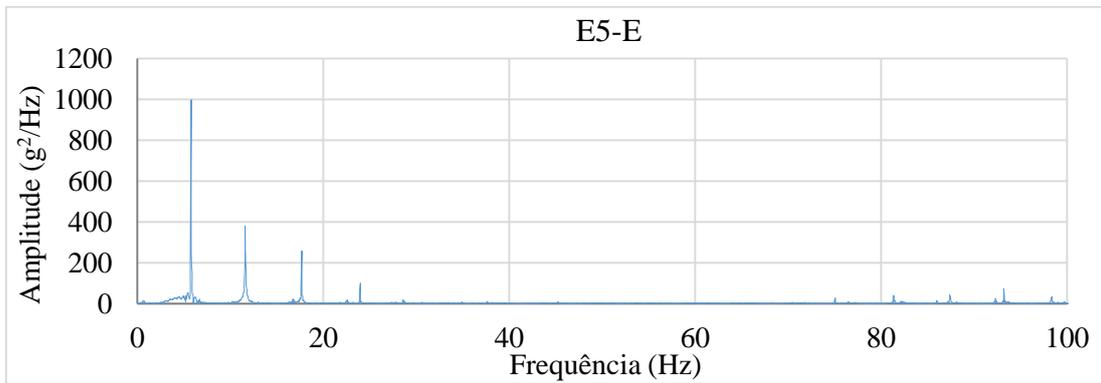
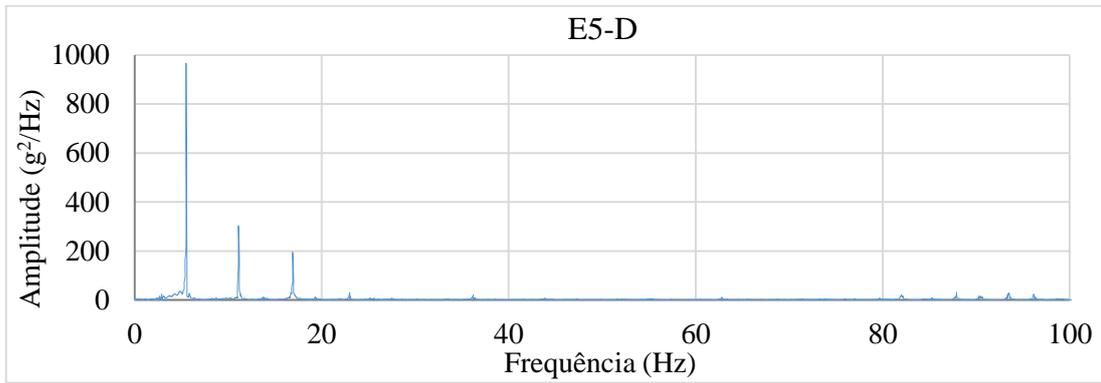


Figura B.1 – Séries temporais de aceleração dos estais obtidas no segundo ensaio.

## B.2 Espectros de potência dos sinais obtidos nos estais







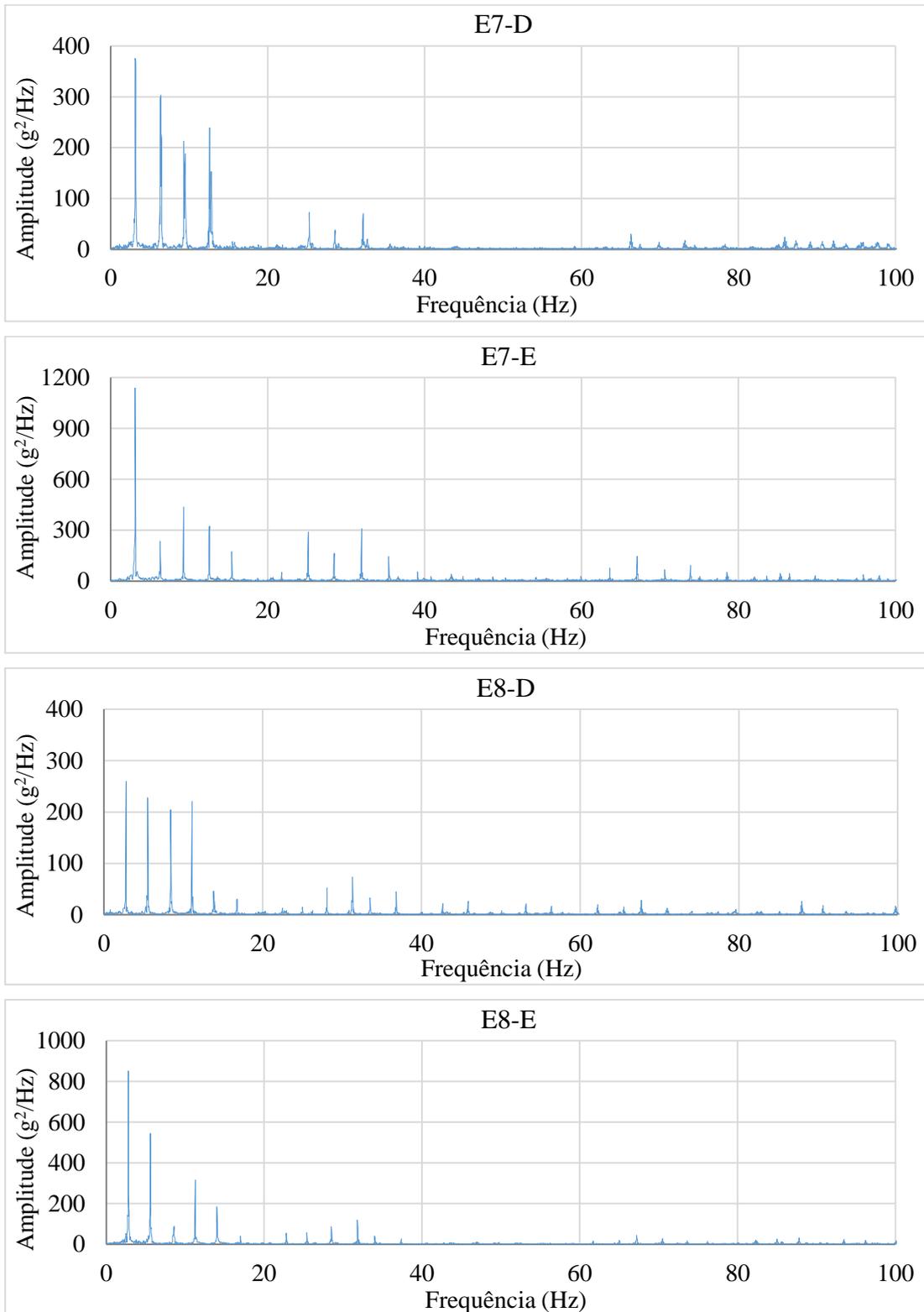


Figura B.2 – DEPs dos sinais obtidos dos estais no segundo ensaio.