

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA MECÂNICA

DETECÇÃO DE DANO EM ESTRUTURAS UTILIZANDO IDENTIFICAÇÃO MODAL
ESTOCÁSTICA E UM ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO

por

Gustavo Zeni

Dissertação para obtenção do Título de
Mestre em Engenharia

Porto Alegre, Abril 2018

DETECÇÃO DE DANO EM ESTRUTURAS UTILIZANDO IDENTIFICAÇÃO MODAL
ESTOCÁSTICA E UM ALGORITMO DE OTIMIZAÇÃO

por

Gustavo Zeni

Engenheiro Mecânico

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do Título de

Mestre em Engenharia

Área de Concentração: Mecânica dos Sólidos

Orientador: Prof^a. Dr^a. Leticia Fleck Fadel Miguel

Aprovada por:

Prof. Dr. Daniel Milbrath de Leon,DEMEC / UFRGS

Prof. Dr. Ignacio Iturrioz,PROMEC / UFRGS

Prof. Dr. João Kaminski Junior,UFSM

Jakson Manfredini Vassoler
Coordenador do PROMEC

Porto Alegre, 23 de abril de 2018.

AGRADECIMENTOS

Neste pequeno trecho onde pode ser expresso algum tipo de sentimento, gostaria de agradecer algumas pessoas que foram importantes para o desenvolvimento deste trabalho. Primeiramente, ao meu tio Flávio Zeni por ter me ensinado a pensar e por toda bagagem cultural relevante. À minha amiga e companheira Iara Takehara Chemale por ter me dado todo o suporte emocional necessário durante este período. Aos seus pais Lucy Takehara Chemale e Farid Chemale por terem me recebido em um momento muito difícil, contribuindo de maneira essencial para que eu tivesse condições para elaborar a minha pesquisa. Ao meu amigo Daniel Dias de Almeida, amigo de longa data pelo qual tenho grande apreço. Finalmente, à professor Letícia Fleck Fadel Miguel por ter me recebido prontamente desde o início desse caminho e por ter me dado todo suporte acadêmico, ao técnico Carlos Thomas pela ajuda com os experimentos, e à CAPES, pelo apoio financeiro à pesquisa. Agradeço, também, aos professores da banca, pela colaboração no fechamento deste trabalho.

RESUMO

Detecção de dano em estruturas de engenharia de grandes dimensões através da análise de suas características dinâmicas envolve diversos campos de estudo. O primeiro deles trata da identificação dos parâmetros modais da estrutura, uma vez que executar testes de vibração livre em tais estruturas não é uma tarefa simples, necessita-se de um método robusto que seja capaz de identificar os parâmetros modais dessa estrutura a ações ambientais, campo esse chamado de análise modal operacional. Este trabalho trata do problema de detecção de dano em estruturas que possam ser representadas através de modelos em pórticos planos e vigas e que estejam submetidos à ação de vibrações ambientais. A localização do dano é determinada através de um algoritmo de otimização conhecido como *Backtracking Search Algorithm* (BSA) fazendo uso de uma função objetivo que utiliza as frequências naturais e modos de vibração identificados da estrutura. Simulações e testes são feitos a fim de verificar a concordância da metodologia para ambos os casos. Para as simulações, são utilizados casos mais gerais de carregamentos dinâmicos, e dois níveis de ruído (3% e 5%) são adicionados ao sinal de respostas para que esses ensaios se assemelhem aos ensaios experimentais, onde o ruído é inerente do processo. Já nos ensaios experimentais, apenas testes de vibração livre são executados. Diversos cenários de dano são propostos para as estruturas analisadas a fim de se verificar a robustez da rotina de detecção de dano. Os resultados mostram que a etapa de identificação modal estocástica através do método de identificação estocástica de subespaço (SSI) teve ótimos resultados, possibilitando, assim, a localização da região danificada da estrutura em todos os casos analisados.

Palavras-chave: Identificação modal estocástica; identificação estocástica de subespaço (SSI); análise modal operacional; monitoramento da integridade estrutural (SHM); detecção de dano.

ABSTRACT

Damage detection in large dimensions engineering structures through the analysis of their dynamic characteristics involves several fields. The first one deals with the structure modal identification parameter, since running free vibration tests in such structures is not a simple task, robust methods are needed in order to identify the modal parameters of this structure under ambient vibrations, this field is known as operational modal analysis. This work deals with the problem of damage detection in structures under ambient vibrations that can be represented by FEM using frame and beam elements. The damage location is determined through an optimization algorithm know as Backtracking Search Algorithm (BSA). It uses as objective function the identified natural frequencies and modes of vibration of the structure. Numerical and experimental tests are performed to assess the agreement of the methodology for both cases. For the numerical tests, more general cases of dynamic loads are used, and two noise levels (3% and 5%) are added to the response signal to assessing the robustness of the methodology close to the field conditions, in which noise is inherent of the process. In the experimental tests, only free vibration tests are performed. Several damage scenarios are proposed for the analyzed structures to check the robustness of the damage detection routine. The results show that the stochastic modal identification using the stochastic subspace identification (SSI) method had excellent results, thus allowing the location of the damaged region of the structure in all analyzed cases.

Keywords: Stochastic modal identification; stochastic subspace identification (SSI); operational modal analysis; structural health monitoring (SHM); damage detection.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Objetivos.....	4
1.2	Estrutura do Trabalho.....	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1	Identificação de Sistemas.....	5
2.2	Detecção de Dano.....	7
3	METODOLOGIA.....	14
3.1	Considerações Gerais.....	14
3.2	Modelos em Espaço de Estado.....	15
3.2.1	Modelo em Espaço de Estado no Tempo Contínuo.....	16
3.2.2	Modelo em Espaço de Estado no Tempo Discreto.....	18
3.2.3	Modelo Estocástico em Espaço de Estado.....	20
3.3	Identificação Modal Estocástica de Sistemas.....	24
3.3.1	Identificação Estocástica de Subespaço (SSI).....	24
3.4	Localização do Dano Como um Problema de Otimização.....	32
3.4.1	Função Objetivo.....	33
3.4.2	Algoritmo de Otimização (BSA).....	34
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	37
4.1	Considerações Gerais.....	37
4.2	Análise do Pórtico.....	38
4.2.1	Análise Numérica do Pórtico Plano Simplificado.....	39
4.2.2	Análise Experimental do Pórtico Plano Simplificado.....	43
4.2.3	Análise Numérica do Pórtico Plano Completo.....	46
4.3	Análise da Viga.....	51
4.3.1	Análise Numérica da Viga 1.....	51
4.3.2	Análise Numérica da Viga 2.....	59
4.3.2	Análise Experimental da Viga 2.....	64
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS.....	67
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	70

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1	Estrutura geral do BSA.....	35
Figura 4.1	Níveis de ruído introduzidos no sinal. (a) sem ruído, (b) 3% de ruído e (c) 5% de ruído.....	37
Figura 4.2	Modelo experimental do pórtico plano.....	38
Figura 4.3	Sistema simplificado do pórtico com 3 GDL.....	39
Figura 4.4	Resposta típica registrada para o ensaio de vibração livre.....	42
Figura 4.5	Esquema do pórtico com os respectivos GDL e rigidezes por piso.....	42
Figura 4.6	Diagrama típico de estabilização para o pórtico utilizado.....	43
Figura 4.7	Modelo em elementos finitos do pórtico plano e enumeração dos elementos e indicação dos GDL por nó.....	45
Figura 4.8	Localização de dano (cenário 1) para o caso de vibração livre. (a) 0% ruído, (b) 3% ruído, (c) 5% ruído.....	47
Figura 4.9	Localização de dano (cenário 1) para o caso de vibração ambiental. (a) 0% ruído, (b) 3% ruído, (c) 5% ruído.....	47
Figura 4.10	Localização de dano (cenário 2) para o caso de vibração livre. (a) 0% ruído, (b) 3% ruído, (c) 5% ruído.....	47
Figura 4.11	Localização de dano (cenário 2) para o caso de vibração ambiental. (a) 0% ruído, (b) 3% ruído, (c) 5% ruído.....	47
Figura 4.12	Cinco primeiros modos de vibração identificados para a viga íntegra extraídos a partir da resposta em vibração livre para os diferentes níveis de ruído propostos. (a) 1º modo, (b) 2º modo, (c) 3º modo, (d) 4º modo, (e) 5º modo.....	49
Figura 4.13	Localização do dano no cenário 1 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).....	50
Figura 4.14	Localização do dano no cenário 2 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).....	50
Figura 4.15	Localização do dano no cenário 3 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).....	50

Figura 4.16	Localização do dano para vibração forçada no cenário 1 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).....	51
Figura 4.17	Localização do dano para vibração forçada no cenário 2 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).....	51
Figura 4.18	Localização do dano para vibração forçada no cenário 3 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).....	52
Figura 4.19	Índices MAC para os modos identificados a vibração livre para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).....	52
Figura 4.20	Índices MAC para os modos identificados a vibração ambiental para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).....	52
Figura 4.21	Viga discretizada em elementos com os GDL onde são adquiridos os sinais (setas azuis)	54
Figura 4.22	Viga utilizada para os ensaios experimentais.....	54
Figura 4.23	Localização do dano utilizando as quatro primeiras frequências naturais e os três primeiros modos de vibração teóricos.....	55
Figura 4.24	Diagrama de estabilização do algoritmo de identificação para a viga sem dano. (a) Frequências naturais, (b) Razões de amortecimento.....	55
Figura 4.25	Localização de dano para o caso de vibração livre para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).....	57
Figura 4.26	Localização de dano para o caso de vibração ambiental para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).....	57
Figura 4.27	Localização do dano para os cenários propostos. (a) Cenário 1, (b) Cenário 2, (c) Cenário 3, (d) Cenário 4, (e) Cenário 5.....	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1	Frequências naturais (Hz) teóricas para o caso íntegro e danificado (30% e 15%).....	39
Tabela 4.2	Frequências naturais (Hz) identificadas para os casos íntegros e danificados com 3 níveis de ruído (0, 3 e 5%).....	39
Tabela 4.3	Erros relativos (%) das frequências identificadas.....	40
Tabela 4.4	Modos de vibração teóricos para os casos íntegro e danificado.....	40
Tabela 4.5	Modos de vibração identificados para o caso íntegro.....	40
Tabela 4.6	Modos de vibração identificados para o caso danificado.....	40
Tabela 4.7	Índice MAC dos modos teóricos e identificados.....	41
Tabela 4.8	Valores para a rigidez em cada piso encontradas pelo processo de localização do dano utilizando as frequências naturais.....	41
Tabela 4.9	Frequências naturais identificadas [Hz] para os cenários de dano progressivos no elemento 1.....	43
Tabela 4.10	Modos identificados para caso íntegro.....	43
Tabela 4.11	Modos identificados para os casos com dano progressivo.....	43
Tabela 4.12	Identificação do dano para o cenário de danos progressivos.....	44
Tabela 4.13	Frequências naturais (Hz) teóricas para o caso íntegro e danificado.	45
Tabela 4.14	Frequências naturais (Hz) identificadas para os casos íntegros e danificados.....	45
Tabela 4.15	Erros relativos (%) das frequências identificadas para os casos íntegros.....	46
Tabela 4.16	Modos de vibração teóricos para os casos íntegro e danificado.....	46
Tabela 4.17	Índice MAC dos modos teóricos e identificados.....	46
Tabela 4.18	Valores teóricos das frequências naturais (Hz) para cada cenário de dano proposto.....	49
Tabela 4.19	Frequências naturais (Hz) identificadas para o caso em vibração livre.....	49

Tabela 4.20	Frequências naturais (Hz) identificadas para o caso em vibração ambiental.....	51
Tabela 4.21	Erros relativos (%) das frequências identificadas para o caso íntegro.....	52
Tabela 4.22	Valores teóricos das 4 primeiras frequências naturais (Hz) da viga...	54
Tabela 4.23	Valores teóricos dos modos de vibração da viga.....	54
Tabela 4.24	Frequências naturais (Hz) identificadas para viga íntegra e danificada.....	56
Tabela 4.25	Erros relativos (%) das frequências identificadas para os casos íntegros.....	56
Tabela 4.26	Modos identificados para o caso íntegro.....	56
Tabela 4.27	Modos identificados para o caso danificado.....	56
Tabela 4.28	Índice MAC dos modos teóricos e identificados para o caso íntegro.....	57
Tabela 4.29	Frequências naturais (Hz) identificadas da viga.....	58
Tabela 4.30	Modos identificados para cada cenário de dano.....	58
Tabela 4.31	Coefficientes de variação das frequências naturais identificadas da viga.....	59
Tabela 4.32	Coefficientes de variação das componentes modais identificadas para cada cenário de dano.....	59

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ARMA	Modelo Autorregressivo de Média Móvel
ARMAV	Modelo Autorregressivo de Média Móvel Variável
BSA	Algoritmo de Busca <i>Backtracking</i>
COMAC	Critério de Concordância de Coordenada Modal
DLV	Método dos Vetores de Localização de Dano
EMA	Análise Modal Experimental
ERA	Algoritmo de Realização de Sistemas
FDD	Decomposição no Domínio da Frequência
FRF	Funções de Resposta em Frequência
ITD	Método de Ibrahim no Domínio do Tempo
LSCE	Método Exponencial Complexo de Mínimos Quadrados
MAC	Critério da Concordância Modal
MIMO	Múltiplas Entradas e Múltiplas Saídas
MRITD	Método da Referência Múltipla de Ibrahim no Domínio do Tempo
NexT	Técnica de Excitação Natural
OMA	Análise Modal Operacional
PTD	Método da Polireferência no Domínio do Tempo
RNA	Redes Neurais Artificiais
SHM	Monitoramento de Integridade Estrutural
SSI	Identificação Estocástica de Subespaço
ZOH	Retentor de Ordem Zero

LISTA DE SÍMBOLOS

$\vec{\ddot{v}}(t)$	Vetor de acelerações transversais, m/s ²
$\vec{\dot{v}}(t)$	Vetor de velocidades transversais, m/s
$\vec{v}(t)$	Vetor de deslocamentos transversais, m
M	Matriz de massas do sistema dinâmico, kg
C_2	Matriz de amortecimentos do sistema dinâmico, Ns/m
K	Matriz de rigidezes do sistema dinâmico, N/m
$\vec{p}(t)$	Vetor de forças aplicadas às massas do sistema dinâmico, N
n_2	Número de equações diferenciais de segunda ordem do sistema dinâmico
n	Número de equações diferenciais de primeira ordem do sistema dinâmico
$\vec{x}(t)$	Vetor de estado do sistema dinâmico em tempo contínuo
A_c	Matriz de estado do sistema dinâmico em espaço de estado em tempo contínuo
B_c	Matriz de entrada do sistema dinâmico em espaço de estado em tempo contínuo
$\vec{u}(t)$	Vetor de entradas do sistema dinâmico em espaço de estado em tempo contínuo
B_0	Matriz de distribuição dos atuadores
m	Graus de liberdade de aplicação das entradas
$\vec{y}(t)$	Vetor de saídas do sistema dinâmico em espaço de estado em tempo contínuo
l	Número de sensores distribuídos pela estrutura
C_d	Matriz de localização das respostas em deslocamento
C_v	Matriz de localização das respostas em velocidade
C_a	Matriz de localização das respostas em aceleração
C_c	Matriz de respostas da equação de observação em tempo contínuo
D_c	Matriz de transmissão direta da equação de observação em tempo contínuo
$\vec{x}_m(t)$	Vetor de estado em coordenadas modais em tempo contínuo
φ	Matriz dos modos de vibração
Λ_c	Matriz dos autovalores em tempo contínuo
B_m^T	Matriz modal de entradas
C_m	Matriz modal de saídas
Θ	Matriz dos autovetores do sistema de equações de segunda ordem
ξ_i	Razão de amortecimento do modo de vibração i

ω_i	Frequência natural do modo de vibração i , rad/s
Δt	Intervalo discreto de tempo, s
t_k	Instante de tempo k , s
\vec{x}_k	Vetor de estado do sistema dinâmico no tempo discreto k
A	Matriz de estado do sistema dinâmico em espaço de estado em tempo discreto
B	Matriz de entrada do sistema dinâmico em espaço de estado em tempo discreto
C	Matriz de respostas da equação de observação em tempo discreto
D	Matriz de transmissão direta da equação de observação em tempo discreto
\vec{y}_k	Vetor de saídas do sistema dinâmico em espaço de estado no tempo discreto k
Λ_d	Matriz dos autovalores em tempo discreto
μ_i	Autovalor no tempo discreto do modo de vibração i
λ_i	Autovalor no tempo contínuo do modo de vibração i
\vec{w}_k	Vetor de ruído do processo estocástico no tempo discreto k
\vec{z}_k	Vetor de ruído de medição do processo estocástico no tempo discreto k
Q, S, R	Matrizes de covariâncias dos ruídos do processo estocástico
δ_{pq}	Delta de Kronecker de depois instantes de tempo arbitrários p e q
Σ	Matriz de covariância dos vetores de estados
R_i	Matriz de covariâncias das respostas em um intervalo de tempo i
G	Matriz de covariâncias entre o vetor de estado em $k+1$ e as saídas no tempo k
n	Posto das matrizes do sistema
O_i	Matriz de observabilidade em um intervalo de tempo i
Q_i	Matriz de controlabilidade em um intervalo de tempo i
r	Sensores de referência entre os l sensores posicionados na estrutura
\vec{y}_k^r	Vetor de saídas de referência em espaço de estado no tempo discreto k
L	Matriz de seleção dos graus de liberdade de referência
i	Número de blocos linhas da matriz Hankel das saídas
N	Número de colunas da matriz Hankel das saídas
H^{ref}	Matriz Hankel das saídas de referência
Y_p^{ref}	Saídas das respostas passadas de referência da matriz Hankel
Y_f	Saídas das respostas futuras da matriz Hankel

$\hat{\mathbf{x}}_k$	Vetor de estado estimado do sistema dinâmico no tempo discreto k
P_k	Matriz de correlação do vetor de estado estimado no tempo discreto k
K_k	Matriz de ganho do filtro Kalman
\hat{X}_i	Sequência de estados do filtro Kalman
P_i^{ref}	Projeção das respostas futuras sobre as respostas passadas de referência
U_1	Matriz ortonormal da decomposição em valores singulares da matriz de projeção
V_1	Matriz ortonormal da decomposição em valores singulares da matriz de projeção
S_1	Matriz de valores singulares da matriz de projeção
Q_i^{ref}	Matriz de controlabilidade estocástica revertida
Φ	Matriz das formas modais observadas
α_j	Coefficiente de redução da rigidez elementar do elemento j
k_j	Rigidez do elemento j , N/m
K	Matriz de rigidez global da estrutura, N/m
N_e	Número total de elementos da estrutura
Π	Função objetivo
N_p	Tamanho da população do processo de otimização
D_p	Dimensão do problema do processo de otimização
Ud	Distribuição uniforme
$Pp_{i,j}$	Indivíduo alvo na população do processo de otimização
low_j	Limite mínimo da seleção dos indivíduos do processo de otimização
up_j	Limite máximo da seleção dos indivíduos do processo de otimização
$oldPp_{i,j}$	Indivíduo alvo na população histórica do processo de otimização
r_1, r_2	Números aleatórios entre zero e um, utilizados no processo de otimização
Mp	População de teste mutante do processo de otimização
Fp	Fator de escala responsável pelo passo das mutações do processo de otimização
r_n	Valor aleatório entre zero e um, definido para o fator de escala
Tp	População final de teste do processo de otimização
map	Matriz binária para atualização dos indivíduos da população de teste
Pp^{best}	População final que gera resultados melhores que a população anterior

1 INTRODUÇÃO

Grande parte das estruturas de engenharia está sujeita a cargas dinâmicas. Estas cargas, combinadas a outros fatores externos (corrosão, temperatura, etc.), são responsáveis por avarias que podem comprometer a integridade da mesma. Para que se tenha um controle do nível de dano, e assim, garantir a confiabilidade da estrutura durante sua vida útil, se faz uso do monitoramento da integridade estrutural (*Structural Health Monitoring* - SHM). O monitoramento da integridade estrutural visa obter, para qualquer momento da vida da estrutura, o estado de um ou mais componentes, do material que constitui suas partes ou de sua montagem completa. As técnicas de SHM podem ser classificadas em métodos locais e globais. Os métodos locais concentram-se em uma parte da estrutura e são baseados em testes acústicos, testes de dureza, radiografia, entre outros. Já os métodos globais envolvem um acompanhamento das respostas dinâmicas medidas da estrutura em questão. Dois grupos que pertencem a esses métodos são conhecidos por análise modal experimental (*Experimental Modal Analysis* - EMA), e análise modal operacional (*Operational Modal Analysis* - OMA). O interesse em técnicas de análise modal experimental tem crescido consideravelmente nos últimos anos devido a sua relevância em diversas aplicações de engenharia, como, por exemplo, atualização de modelos e monitoramento de integridade estrutural (citado anteriormente). A análise modal experimental clássica faz uso, tanto das medidas às respostas dinâmicas da estrutura, quanto das excitações aplicadas. A partir disso, faz-se uso dos modelos disponíveis de caracterização dinâmica utilizando as funções de resposta em frequência e das funções de resposta ao impulso para se identificar um modelo modal completo da estrutura (frequências naturais, modos de vibração e razões de amortecimento) [Ewins, 1984]. Em contrapartida, outras abordagens ao problema podem ser usadas, como é feito no campo da análise modal operacional. Se comparada às técnicas da análise modal experimental, as técnicas de análise modal operacional possuem uma série de vantagens, como por exemplo, o uso de vibrações ambientais como fonte excitadora (vento, tráfego de veículos, vibração induzida por pedestres, entre outros), em vez de *shakers*, *drop weights*, ou outros aparelhos caros e invasivos para se obter as respostas desejadas. Alguns trabalhos em estruturas específicas foram feitos na intenção de se comparar resultados extraídos através de ensaios de vibração ambiental a ensaios clássicos de resposta ao impulso [Kramer et al., 1999; Valente et al., 2006]. Outra vantagem das técnicas OMA é que não há interrupções de serviço para que as medições possam ser feitas,

sendo assim, as respostas são adquiridas nas condições de trabalho da estrutura em questão, obtendo-se os parâmetros quase que em tempo real de operação da estrutura.

Nas situações onde apenas as respostas dinâmicas estão disponíveis (*output-only*), uma das técnicas que pode ser empregada para determinação modal chama-se identificação estocástica de subespaço (*Stochastic Subspace Identification – SSI*) [Van Overshee e De Moor, 1993]. O método SSI pode ser usado para identificar modelos diretamente da resposta dinâmica de saída no tempo fazendo uso das matrizes constantes do modelo estocástico em espaço de estado, como é adaptado para problemas envolvendo estruturas de engenharia civil e descrito no trabalho de Peeters e De Roeck, 1999. No campo da engenharia civil, as técnicas de monitoramento de integridade estrutural se tornaram uma importante ferramenta para solucionar problemas de deterioração de infraestruturas civis. Desde o colapso da *Silver Bridge* em 1967, medidas mais restritivas em relação à construção e monitoramento de pontes foram adotadas, assim como uma análise das pontes mais antigas para a criação de um protocolo que determinasse quais seriam submetidas a uma manutenção mais cuidadosa (*National Bridge Inspection Standards - NBIS*) [Small et al., 1999]. Porém, após o colapso da ponte I-35W em 2007, os métodos de inspeção foram modificados, pois se concluiu que a abordagem corrente de inspeção era insuficiente.

Uma vez que as técnicas de monitoramento geralmente lidam com as diferenças entre as respostas teóricas e experimentais da estrutura, sua principal ideia é modificar as propriedades do modelo numérico a fim de alcançar um menor erro com os dados experimentais. Portanto, o processo pode ser visto como um processo de otimização onde a função objetivo deve ser formulada em termos das propriedades modais (como será descrito nos capítulos seguintes deste trabalho). Esta ideia está ligada ao fato de que o dano em algum componente estrutural traz consigo uma modificação em suas propriedades locais, ou seja, ocorre uma perda de rigidez e massa localizada, esta função da intensidade do dano e que reflete na resposta da estrutura como um todo, como é descrito por alguns autores [Litewka, 1986; DiPasquale et al., 1990]. Como o dano altera a rigidez local, ele também altera os parâmetros modais da estrutura (modos de vibração, frequências naturais e amortecimentos), sendo assim, em teoria é possível a sua localização através da análise desses parâmetros e comparação com os modelos propostos. Em teoria, pois há muitos fatores experimentais que podem inviabilizar essa identificação, como será comentado mais a frente.

A localização do dano é feita utilizando os parâmetros modais calculados a partir da resposta na função objetivo e encarando esses valores como sendo uma diferença a ser reduzida

ao máximo pelos dados extraídos do modelo matemático em elementos finitos. Antes de dar entrada no processo utilizando um algoritmo de otimização, pode-se verificar se a estrutura a qual se analisa está danificada. Primeiramente, ajusta-se o modelo matemático da estrutura, partindo-se do princípio que este modelo representa o caso da estrutura íntegra, e calculam-se os parâmetros modais teóricos da mesma. Paralelamente, extraem-se os parâmetros modais da estrutura em questão experimentalmente utilizando os dados de saída adquiridos por meio de transdutores. Logo após, determina-se se a estrutura se encontra íntegra ou se dará início ao processo de localização de dano verificando se os parâmetros modais extraídos do modelo coincidem com os parâmetros extraídos experimentalmente.

Como mencionado anteriormente, os dados experimentais da estrutura são obtidos através de ensaios dinâmicos fazendo uso das vibrações induzidas pelo ambiente. Portanto, a área de identificação de sistemas desempenha, também, um papel importante na qualidade dos resultados, pois é através dela que os modelos dos quais são extraídos os parâmetros modais são definidos. O tratamento das vibrações ambientais como um processo estocástico estacionário com média nula e comportamento gaussiano deve ser feito com cuidado. Apesar de o modelo matemático exigir que essa hipótese seja satisfeita, não há como garantir que essas excitações, na realidade, não possuam alguma característica oscilatória predominante. O que se faz então, é assumir que a entrada no sistema é feita através de um sinal com as características exigidas, e neste sistema estão contidas as vibrações ambientais e a estrutura a qual se deseja realizar a identificação. No processo em si, isso se traduz em possíveis polos pertencentes à fonte excitadora. A identificação de sistemas, basicamente, estima um modelo com uma determinada ordem que contenha as mesmas informações dos dados obtidos nos ensaios dinâmicos. A partir disso, então, é possível verificar as propriedades modais da estrutura através das propriedades modais do modelo.

Um método robusto para localização e quantificação do dano utilizando medições de vibrações seria capaz de detectar, a partir de um estado inicial, a ocorrência de falhas na estrutura e, assim, estimar o restante da sua vida útil. Porém, para danos muito pequenos, ou seja, danos que não modifiquem consideravelmente as características dinâmicas da estrutura, essa abordagem não seria suficiente. O que se propõe é que métodos globais como o monitoramento da integridade estrutural baseado em medições de vibrações seja utilizado em conjunto com as demais técnicas de inspeção já empregadas, possibilitando que o tempo requerido para inspeções locais possam ser reduzidos.

1.1 Objetivos

Este trabalho tem como principal objetivo a elaboração de uma rotina de detecção e localização de dano em estruturas do tipo pórtico plano e vigas utilizando os parâmetros modais (frequências naturais e modos de vibração) identificados a partir da resposta a excitações ambientais e vibração livre. Para tanto, os seguintes objetivos específicos devem ser atingidos:

- Desenvolver um modelo dinâmico em elementos finitos das estruturas as quais se desejam realizar a análise.
- Implementar as técnicas de identificação modal estocástica como um algoritmo e acoplar às respostas do sistema dinâmico.
- Adaptar o algoritmo de otimização (BSA) como parte do processo de localização do dano utilizando a função objetivo em questão.

1.2 Estrutura do Trabalho

O trabalho está dividido em cinco capítulos, dos quais esta Introdução é o primeiro. No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica sobre os dois grandes temas estudados neste trabalho: identificação de sistemas e detecção de dano, a qual fornece o devido embasamento científico do trabalho. No capítulo 3 apresenta-se a metodologia, a qual está separada em dois grandes grupos. O primeiro grupo aborda toda a metodologia utilizada na identificação de sistemas. O segundo grupo foca na metodologia utilizada na rotina de localização do dano. No capítulo 4 são expostos os resultados, juntamente com as discussões, os quais demonstram a efetividade do método proposto tanto para ensaios numéricos quanto para ensaios experimentais. A partir dos resultados obtidos, finaliza-se o trabalho com um capítulo de conclusões e sugestões para a continuidade da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Identificação de sistemas

A primeira e mais importante revisão bibliográfica da parte de identificações de sistemas é trazida em Aguirre, 2007. O livro aborda toda parte de identificação de sistemas lineares e não-lineares e a utilização de modelos matemáticos para caracterizar os sistemas.

A parte de identificação modal estocástica também assume um papel importante no desenvolvimento deste trabalho, já que é a partir desse método que os parâmetros modais são identificados utilizando as respostas da estrutura. O objetivo dessa caracterização varia de acordo com o emprego da estrutura e pode ser, desde implementação de técnicas de monitoramento estrutural a atualização de modelos numéricos.

As técnicas de identificação dos parâmetros modais de estrutura utilizando dados provenientes apenas das medidas de saída do sistema datam dos anos 1960. Havia diferentes abordagens para a análise de tais dados. As técnicas envolviam desde a utilização de picos das funções de densidade espectral de potência até a utilização de modelos auto regressivos de média móvel (ARMA) para fins de identificação modal [Akaike, 1969]. A técnica *Random Decrement* (RD) [Cole, 1973] também era usada para esse fim e é de fundamental importância para a compreensão das demais técnicas, já que durante algum tempo ela foi utilizada como base para a identificação operacional de parâmetros modais, assim como a técnica baseada nas funções de resposta em frequência. O trabalho de Rodrigues e Brincker, 2005, além de apresentar uma revisão da aplicação da técnica RD para análise modal operacional, demonstra a aplicação prática combinando com uma técnica que é utilizada no domínio do tempo (*stochastic subspace identification method* -SSI-COV) e outra utilizada no domínio da frequência (*frequency domain decomposition* -FDD) para a identificação das frequências naturais e dos modos de vibração da ponte Corona em Portugal, a partir de dados de saída para vibrações causadas pelo ambiente.

Em meados dos anos 1990, outra técnica para análise modal operacional, na época chamada de testes de vibração ambiental (*Ambient Vibration Test*) foi desenvolvida. A Técnica de Excitação Natural (*Natural Excitation Technique* – Next) [James, 1995] faz uso dos dados no domínio do tempo em conjunto com as funções de correlação para a identificação modal estocástica e ainda é utilizada em trabalhos recentes combinada com outra técnica chama de *Eigensystem Realization Algorithm* – ERA [Juang, 1985].

Peeters, 2000, estuda a detecção de dano juntamente com a identificação de sistemas aplicado à engenharia civil. O trabalho tem como objetivo a determinação de um modelo experimental com dados apenas de saída de uma estrutura com carregamentos dinâmicos. O autor implementa as técnicas de identificação estocástica de subespaço [Overshee e De Moor, 1996] nas aplicações de engenharia civil introduzindo a ideia de sensores de referência, o que diminui consideravelmente as matrizes do sistema e o esforço computacional.

Rodrigues, 2004, compara e expõe resultados dos parâmetros modais do modelo de um prédio com quatro graus de liberdade, identificados utilizando diversos métodos de identificação modal estocástica. Os métodos utilizados foram separados em paramétricos (domínio do tempo) e não paramétricos (domínio da frequência), e alguns deles ainda foram combinados. Os métodos paramétricos utilizados foram de dois tipos. O primeiro tipo ajusta-se às funções de correlação da resposta e são conhecidos como método de Ibrahim no domínio do tempo (ITD) [Ibrahim e Mikulcik, 1977], método da referência múltipla de Ibrahim no domínio do tempo (MRITD) [Fukuzono, 1986], método *least square complex exponential* (LSCE) [Brown et al., 1979], método *polyreference time domain* (PTD) [Vold et al., 1982], e ainda, três variantes do método SSI-COV [Peeters, 1999]. O segundo tipo de métodos paramétricos ajusta-se às séries de resposta diretamente, e é conhecido como método de identificação estocástica em subespaço (SSI-DATA) [Peeters, 1999]. O autor conclui que os métodos possuem ótima concordância entre si na identificação dos parâmetros modais, e atribui a boa performance dos resultados à qualidade da informação experimental analisada e também às características do modelo analisado, já que esse possuía frequências naturais bem distintas entre si e baixo amortecimento.

Kim, 2017, utiliza a técnica NExT-ERA para identificar as razões de amortecimento da ponte Sorok, na Coreia utilizando dados provenientes de uma fonte de vibração não-estacionária. A técnica visa retirar do sinal tendências causadas por essas excitações não-estacionárias, podendo assim, retornar a análise ao campo das excitações estacionárias. Os resultados demonstram que os valores de média e desvio das razões de amortecimento para o primeiro modo de vibração vertical da ponte diminuiu depois do processo de filtragem da excitação não-estacionária.

2.2 Detecção de dano

Detecção de dano por vibração é comumente utilizada em técnicas de monitoramento de integridade estrutural (SHM). Essa abordagem tipicamente utiliza as respostas dinâmicas medidas para extrair os parâmetros modais que podem ser usados para definir os índices de sensibilidade ao dano. Logo, os resultados em detecção de dano são altamente dependentes dos parâmetros modais identificados.

Monitoramento da integridade estrutural com base em vibrações de estruturas tem sido o foco de muitos pesquisadores com o objetivo de se obter ferramentas eficientes de grande importância nos campos da engenharia civil, aeronáutica e mecânica. Esse é o motivo pelo qual, nos últimos anos, vários estudos de técnicas não-destrutivas baseadas em variações das vibrações estruturais tem sido publicados, não apenas para detectar a presença do dano, mas também para localizá-lo e quantificá-lo.

É geralmente admitido que o processo de monitoramento seja dividido em quatro etapas [Rytter, 1993]: Detectar a presença do dano, determinar sua localização, determinar a severidade do dano e, por fim, estabelecer um prognóstico da vida em serviço da estrutura. As primeiras três etapas dizem respeito especificamente ao campo de monitoramento da integridade estrutural e da escolha do método apropriado para a rotina de detecção do dano. A última etapa é geralmente alocada em mecânica da fratura, análise de vida em fadiga, ou avaliação de projeto estrutural, e, por isso, não se encontra na literatura de vibração estrutural ou na de análise modal.

Sinou, 2009, traz uma revisão das técnicas utilizadas em monitoramento da integridade e detecção de dano a partir das variações de vibrações lineares e não-lineares. O trabalho descreve como a variação das frequências naturais, modos de vibração, amortecimento, curvatura dos modos e, entre outros são utilizados na identificação do dano e suas respectivas sensibilidades.

A variação das frequências naturais pode ser considerada um dos mais predominantes métodos de detecção de dano em procedimentos de avaliação estrutural. Uma das vantagens em se adotar as frequências naturais em rotinas de detecção de dano, é a sua fácil e rápida aquisição. Porém, para algumas posições específicas de dano ou para pequenas falhas, pode ser notado que a razão de variação das frequências naturais pode ser menor do que 1%. Logo, incertezas na identificação das frequências naturais da estrutura íntegra podem esconder uma pequena parte da variação deste parâmetro [Sinou, 2009]. Outro aspecto importante relacionado

às frequências naturais, é o de que esse parâmetro é uma propriedade global da estrutura. Sendo assim, claro para indicar somente a presença, ou não, do dano, já que a informação isolada da variação das frequências não traz informação espacial sobre variações na estrutura. Uma exceção dessa limitação ocorre em frequências elevadas da estrutura, onde os modos são associados com a resposta local. Entretanto, existem limitações práticas de excitar e identificar esses modos locais [Doebeling, 1996].

Monitoramento da integridade estrutural geralmente é referida como o processo de implementação de uma estratégia de detecção de dano para estruturas de engenharia aeroespacial, mecânica e civil [Sohn et al., 2003]. Esse mesmo trabalho traz uma revisão dos métodos de monitoramento da integridade estrutural que apareceram nas literaturas técnicas de 1996 a 2001. O autor define dano como sendo mudanças introduzidas em um sistema que afetam adversamente sua performance atual ou futura. Sendo assim, o dano não possui significado senão quando o sistema puder ser comparado entre dois estados. O desafio encontrado nesse campo é o fato de que o dano é tipicamente um fenômeno local, e pode não influenciar significativamente a resposta global das frequências mais baixas da estrutura, que são normalmente medidas por meio de testes de vibrações. Outro desafio diz respeito a variações ambientais e operacionais, como, por exemplo, a temperatura. Estudos mostram que a mudança da temperatura pode ter um peso maior na variação das frequências naturais do que o próprio dano [Farrar et al., 1994].

Adams et al., 1978, e Hearn e Testa, 1991, propõe que a alteração de massa é muito inferior à perda de rigidez, quando utilizada como premissa em algum método de detecção de dano. Também foi demonstrado por Hearn e Testa, 1991, que a razão entre as variações de frequências naturais de dois modos distintos é independente da severidade do dano, e sim, função da posição do dano apenas, sendo possível, assim, a sua localização.

Os métodos de detecção de dano estudados podem ser divididos em métodos baseados em alterações nos parâmetros modais básicos, métodos baseados em alterações nas derivadas dos parâmetros modais básicos, métodos baseados na atualização das matrizes do sistema e métodos baseados nas funções de resposta em frequência.

Dos métodos que tem como base a alteração dos parâmetros modais básicos citam-se os seguintes trabalhos:

Vandiver, 1975, estudou a alteração das frequências naturais devido a uma remoção sistemática de membros de um modelo analítico de uma plataforma. O autor conclui que para

os dois primeiros modos de flexão e para o primeiro modo de torção há uma modificação nas frequências naturais de mais de 1% para maioria das barras.

Kaminski Jr., 1996, estuda a influência do dano nos cinco primeiros modos de vibração e do amortecimento no modo fundamental de uma viga de alumínio em balanço com seção caixão quadrada, como também a localização e a quantificação do dano através da comparação entre o modelo numérico e dos resultados experimentais. O dano é representado no modelo através da redução do momento de inércia da seção transversal da viga [Ferrufino, 1993]. O método proposto conseguiu identificar e quantificar os danos e o autor concluiu que, em todos os cenários de danos analisados, os empregos dos três primeiros modos foram suficientes para a localização do dano. O autor cita que este motivo se justifica pela dificuldade experimental de identificar (excitar) os modos mais altos.

Salawu, 1997, apresenta uma revisão de métodos para a detecção de dano utilizando a variação nas frequências naturais. O autor conclui que a maior vantagem na utilização destes métodos é que as frequências naturais são facilmente adquiridas e podem fornecer resultados rapidamente.

Os índices MAC (*Modal Assurance Criterion*) [Allemang e Brown, 1982] e COMAC (*Coordinate Modal Assurance Criterion*) [Lieven e Ewins, 1988] indicam correlações entre modos de vibração e, portanto, também podem ser utilizados na rotina de detecção de dano.

Iturrioz et al., 1999, utilizam dois modelos de estruturas em elementos finitos para validar a utilização do índice COMAC na localização e quantificação do dano. A primeira estrutura analisada foi uma viga biapoiada e a segunda foi um pilar de concreto de um estádio de futebol. Os resultados obtidos para a viga foram satisfatórios e para o pilar foram aceitáveis, segundo o autor, considerando a pequena redução na rigidez e a discretização simples do modelo.

Uma categoria de métodos não utiliza diretamente os parâmetros modais básicos para a rotina de detecção de dano, mas sim as suas derivadas. Pandey et al., 1991, estudam a utilização das curvaturas das formas modais na detecção de dano em duas estruturas modeladas por elementos finitos. O autor conclui que a variação nas mudanças das curvaturas das formas modais é proporcional à magnitude do dano, sendo possível sua localização e quantificação. O autor também sugere que o método da variação nas frequências naturais seja utilizado em conjunto para detectar o dano quando utilizadas técnicas de análise modal experimental, já que a leitura das frequências pode ser obtida em apenas um ponto da estrutura.

Outra classe de métodos utilizados para detectar dano é baseada na atualização das matrizes do sistema. A ideia geral destes métodos é tratar a diferença entre as matrizes sem dano e com dano como sendo um indício de que a estrutura está danificada.

Pandey e Biswas, 1995, utilizaram as variações na matriz de flexibilidade e demonstraram que a posição do dano pode ser encontrada a partir dos dois primeiros modos de vibração.

Bernal, 2002, utilizou a diferença das matrizes de flexibilidade da estrutura antes e depois do dano para desenvolver um método chamado Método do Vetor de Localização de Dano (*Damage Locating Vector Method* - DLV). A partir da diferença entre as duas matrizes, são calculados vetores que em seguida são aplicados como cargas estáticas no modelo do estado íntegro da estrutura. Estas cargas não induzem tensão nos elementos danificados (ou possuem tensões muito menores do que nos outros elementos), sendo assim, os DLV's podem ser utilizados como ferramenta para detecção do dano. Esta metodologia foi verificada experimentalmente por Gao, 2005, em um estudo de uma treliça tridimensional construída em laboratório. Algumas barras da treliça foram substituídas por barras com rigidez axial menor do que as originais e comprovou-se que o método pode detectar experimentalmente a presença do dano.

Liu e Yang, 2006, propõe um algoritmo que utiliza o modelo da estrutura em elementos finitos e um conjunto de frequências e modos de vibração para a condição danificada. A abordagem proposta possui três etapas que são executadas separadamente. Primeiramente é determinado o número de elementos danificados, e em seguida o dano é localizado e quantificado, respectivamente. Os resultados demonstraram que o procedimento teve sucesso em todas as três etapas se o número de modos medidos é maior do que o número de elementos danificados com ou sem ruído.

Amani et al., 2007, estuda a variação nas matrizes de rigidez e amortecimento de estruturas lineares submetidas a vibrações causadas pelo ambiente, que são importantes no processo de detecção e quantificação do dano baseado nas modificações dessas matrizes. A estrutura utilizada no trabalho é um modelo de um edifício de alumínio de seis andares instrumentado com acelerômetros em todos os pisos do modelo. Os dados de todas as coordenadas relevantes do modelo são processados através da identificação estocástica de subespaço (SSI-COV) combinada com análise modal. Os autores reforçam que embora a metodologia seja uma ferramenta importante no processo de localização e quantificação de dano, as matrizes não são suficientes para aferir a confiabilidade residual da estrutura, o que

requer dados experimentais adicionais para determinar a evolução do dano com o tempo, para o material específico e configuração da estrutura.

Outros trabalhos baseados em atualização das matrizes do sistema fazem uso de uma rotina de otimização utilizando uma função objetivo que deve ser minimizada para que o dano seja corretamente localizado e quantificado.

Gadéa et al., 2005, apresenta uma metodologia para identificação de dano usando as Funções de Resposta em Frequências (FRF's). Um programa de otimização que minimiza as diferenças entre as FRF's numéricas e experimentais foi desenvolvido para identificar, localizar, e quantificar o dano. A metodologia desenvolvida foi capaz de detectar o dano simulado mesmo quando as FRF's possuíam uma diferença pequena entre o caso danificado e o caso íntegro para uma viga engastada.

Fadel Miguel, 2007, estuda, entre outros aspectos, a influência da variação da temperatura sobre as características modais nas estruturas treliçadas, especialmente as pontes, no estudo de detecção de dano. As características dinâmicas da estrutura são identificadas através da identificação estocástica de sistemas utilizando os dados de resposta da estrutura em sistemas de monitoramento da integridade estrutural. Utiliza-se um algoritmo de otimização baseado em redes neurais artificiais (RNA) em conjunto com um modelo numérico da estrutura para comparação dos parâmetros modais experimentais e do modelo. Concluiu-se que a distribuição da temperatura ao longo da estrutura desempenha um papel importante no estabelecimento de relações que avaliam as oscilações nas frequências naturais.

Como concluído por Fadel Miguel, 2007, o efeito da temperatura, além de desempenhar um papel fundamental no estabelecimento dos parâmetros identificados experimentalmente, pode causar variações nas propriedades dinâmicas das mesmas magnitudes que as falhas as quais se desejam localizar. Outros trabalhos foram desenvolvidos, então, na tentativa de retirar estes efeitos dos modelos utilizados, fazendo com que as variações percebidas, fossem causadas tão somente por falhas no material. Deraemaeker et al., 2008, aplicou uma metodologia para tal fim em um modelo numérico de ponte constituída por elementos de diferentes materiais. Este modelo foi submetido a um grande campo de gradientes de temperatura possuindo diferentes níveis de dano. O autor conclui que quando o efeito da temperatura é removido, todos os parâmetros identificados podem ser usados na análise de detecção de dano.

Gomes e Silva, 2008, abordam duas metodologias para identificação de dano. A primeira metodologia é baseada na sensibilidade das frequências ao dano, e a segunda é baseada em um algoritmo genético de otimização combinado com um modelo em elementos finitos da

estrutura. Os autores citam que o método apresenta boa robustez por não apresentar aproximações para o comportamento dinâmico das estruturas analisadas, porém, o custo computacional pode ser amplificado dependendo da complexidade do problema. O dano proposto em apenas uma localidade da estrutura foi corretamente localizado usando apenas as cinco primeiras frequências naturais. Enquanto que, para os casos onde o dano encontrava-se em múltiplas localidades, esses foram deslocados em pelo menos um elemento dos elementos esperados. Conclui-se que os métodos estudados oferecem bons resultados para a detecção do dano, mas não são bons para quantificá-los.

Meruane e Heylen, 2011, utilizam um algoritmo híbrido para detecção de dano em uma estrutura apertada tridimensional para um único e múltiplo cenário de dano. Além do algoritmo, foi adicionado um termo de penalização na função objetivo para evitar falsa detecção causada pelo ruído ou por erros numéricos. Os resultados mostraram que a abordagem do problema da detecção de dano utilizando o algoritmo genético alcançou uma solução mais precisa que os métodos convencionais de otimização utilizados na literatura. O dano real foi localizado com sucesso, mesmo para casos onde o cenário do dano possuía grande complexidade. O cenário de três danos simultâneos foi localizado e quantificado corretamente medindo apenas 6.3% do número total dos graus de liberdade.

Fadel Miguel et al., 2013, escreve sobre a detecção de dano em estruturas submetidas a vibrações causadas pelo ambiente utilizando um algoritmo de otimização híbrido (P-NMA) fazendo uma comparação com os métodos utilizados em outros trabalhos. O trabalho apresenta diversos exemplos numéricos, desde estruturas treliçadas, até pórticos modelados com elementos de viga, e para o caso prático os autores utilizam a mesma viga utilizada por Kaminski Jr., 1996. O estudo expõe os resultados para vibrações livres e forçadas, assim como, para o caso numérico, dados com diferentes valores de ruído. Concluiu-se que o algoritmo utilizado apresentou melhores resultados do que das literaturas utilizadas para comparação, e que essa abordagem pode ser muito atrativa para *on-line* ou *real-time* em diagnósticos de dano utilizados nas técnicas de monitoramento da integridade estrutural.

Sim e Spencer, 2014, investigaram a qualidade da detecção de dano usando o método SSI e outros dois métodos em um modelo numérico de uma estrutura treliçada. Os métodos de identificação utilizados foram testados (SSI, NExT-ERA, FDD) para estimar os parâmetros modais a partir de acelerações simuladas. A matriz de flexibilidade construída a partir dos parâmetros modais foi usada no vetor de localização de dano (*Damage Location Vector – DLV*) para comparar as performances dos métodos de identificação empregados. Os autores

concluíram que a partir dos resultados simulados, SSI mostrou melhoras na performance de detecção de dano.

Khatir et al., 2015, utilizam um algoritmo de otimização genético para análise de vibrações de estruturas para detectar e localizar múltiplos cenários de dano. Três funções objetivos foram consideradas. O estudo mostrou que o algoritmo proposto identificou efetivamente as posições dos múltiplos graus de dano, a função objetivo baseada na variação das frequências naturais apresentou bons resultados, pois a representação do dano através da diminuição da rigidez possui amplo efeito nas frequências da estrutura. O algoritmo proposto foi capaz de identificar o dano mesmo introduzindo ruído aos dados.

3 METODOLOGIA

3.1 Considerações gerais

O primeiro passo no procedimento de monitoramento da integridade estrutural consiste em determinar os parâmetros modais da estrutura. A identificação modal estocástica se refere ao processo onde os parâmetros modais são identificados quando a fonte excitadora não é mensurada, ou seja, a entrada é dita estocástica. Diz-se então que os parâmetros modais serão estimados através de ensaios dinâmicos fazendo uso de ações às quais normalmente a estrutura é submetida em trabalho, ou testes de vibrações ambientais (*Ambient Vibration Test*).

Também deve ser salientado que a abordagem que é apresentada limita-se ao regime linear do comportamento dinâmico de estruturas. A hipótese de linearidade é satisfeita quando a resposta de uma determinada estrutura a um conjunto de forças é a soma das respostas às forças aplicadas individualmente. A hipótese de invariância no tempo também é adotada e implica que todos os parâmetros inerentes ao sistema são constantes no tempo, ou seja, se o sistema é excitado para um determinado estado inicial, a resposta a essa excitação será sempre a mesma independente do instante em que for aplicada. Alguns cuidados devem ser tomados quando se utiliza a hipótese de invariância no tempo, principalmente quando as observações envolvem um período muito longo de tempo, como pode ser o caso em análise modal operacional. Muitas das estruturas de engenharia são sensíveis a variações de temperatura, ou podem ter componentes estruturais sujeitos à fadiga, por exemplo, o que poderia causar variação dos parâmetros necessários à representação utilizada. Existem diversas maneiras de se representar sistemas lineares invariantes no tempo, como por exemplo, através da função de resposta ao impulso, função de transferência e função de resposta em frequência. Porém, o modelo da dinâmica da estrutura será apresentado através de uma formulação de estado, que servirá de base para o método de identificação utilizado neste trabalho.

Primeiramente é conveniente definir a equação que representa o modelo matemático utilizado para representar o problema vibratório de uma estrutura com n_2 graus de liberdade, chamada de equação de movimento, Equação (3.1).

$$M\ddot{\vec{v}}(t) + C_2\dot{\vec{v}}(t) + K\vec{v}(t) = \vec{p}(t) \quad (3.1)$$

onde $\ddot{\vec{v}}(t)(n_2 \times 1)$ é o vetor aceleração, $\dot{\vec{v}}(t)(n_2 \times 1)$ é o vetor velocidade, $\vec{v}(t)(n_2 \times 1)$ é o vetor deslocamento, $M(n_2 \times n_2)$ é a matriz de massa, $C_2(n_2 \times n_2)$ é a matriz de amortecimento,

$K(n_2 \times n_2)$ é a matriz de rigidez e $\vec{p}(t) (n_2 \times 1)$ é o vetor de forças. As matrizes de massa M e de rigidez K podem ser determinadas pela aproximação em elementos finitos e a matriz de amortecimento C_2 pode ser determinada utilizando a proporcionalidade de Rayleigh, sendo assim, definida como uma combinação linear entre as matrizes M e K . Isso é o mesmo que considerar que o amortecimento é distribuído na estrutura da mesma forma que a massa e que a rigidez, matematicamente, a matriz de amortecimento C_2 será diagonalizada pela matriz dos modos de vibração.

3.2 Modelos em Espaço de Estado

A representação em espaço de estado, diferentemente das outras representações que definem uma relação entre a entrada e a saída de um sistema, modela também relações entre as variáveis internas ao sistema. Diz-se que o conhecimento do vetor de estado em qualquer instante especifica o “estado” ou “condição” do sistema nesse instante.

A título de curiosidade salienta-se que uma das vantagens em se representar as equações de movimento através da formulação em espaço de estado é que essa formulação permite também a não proporcionalidade do amortecimento às matrizes de massa e rigidez, sendo assim, uma representação mais geral. Isso acontece quando a estrutura analisada é constituída de diferentes materiais ou possui amortecedores em pontos específicos da fundação, por exemplo. Matematicamente, esse caso se traduz na não diagonalização da matriz de amortecimento C_2 pela matriz dos modos, e os autovetores do sistema amortecido não coincidem necessariamente com os autovetores do sistema não amortecido. Mais, estes autovetores, os quais representam os modos de vibração da estrutura em questão, serão caracterizados por vetores de números complexos. Fisicamente isso pode ser entendido de modo a considerar que este vetor possuirá uma amplitude e uma fase. A amplitude diz respeito à componente máxima de cada componente modal, e a fase a que momento essa amplitude máxima ocorre. Logo, em um mesmo sistema, dois pontos distintos, associados ao mesmo modo, poderão não alcançar sua amplitude máxima simultaneamente, como ocorre em sistemas sem amortecimento ou com amortecimento proporcional, a fase é que vai determinar relativamente a que instante essas relações de amplitudes máximas serão alcançadas.

A formulação em espaço de estado, entretanto, não faz uso dessa fundamentação para o problema em questão, uma vez que o amortecimento das estruturas analisadas é considerado

proporcional. A utilização da formulação de estado se faz necessária, pois as técnicas de identificação utilizadas assim a exigem, como será demonstrado adiante.

3.2.1 Modelo em Espaço de Estado no Tempo Contínuo

A formulação em espaço de estado altera as equações de movimento, transformando-as de um sistema de n_2 equações diferenciais de 2ª ordem, em um sistema de $n = 2n_2$ equações diferenciais de 1ª ordem e faz uso do vetor de estado, Equação (3.2)

$$\vec{x}(t) = \begin{bmatrix} \vec{v}(t) \\ \vec{v}(t) \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

onde $\vec{x}(t)(n \times 1)$ é o vetor de estado. Como dito anteriormente, fazendo uso do vetor de estado, as equações de movimento podem ser substituídas por n equações diferenciais ordinárias de 1ª ordem, Equação (3.3)

$$\dot{\vec{x}}(t) = A_c \vec{x}(t) + B_c \vec{u}(t) \quad (3.3)$$

onde $A_c(n \times n)$ é a matriz de estado, $B_c(n \times m)$ é a matriz de entrada e m representa o número de entradas, e $\vec{u}(t)(m \times 1)$ representa o vetor de excitação. As matrizes citadas acima são definidas por (3.4)

$$A_c = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C_2 \end{bmatrix}, B_c = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1}B_0 \end{bmatrix}, \vec{p}(t) = B_0 \vec{u}(t) \quad (3.4)$$

onde $B_0(n_2 \times m)$ é a matriz de distribuição dos atuadores constituída por zeros e uns e representa os m graus de liberdade que estão aplicadas as entradas $\vec{u}(t)$. A Equação (3.3) já está na forma como usualmente é utilizado na formulação de estado.

Para completar a representação de sistemas através da formulação em espaço de estado, é necessária uma segunda equação chamada de equação de observação. Essa equação leva em conta as respostas medidas em diferentes pontos do sistema com diferentes tipos de sensores (deslocamento, velocidade e aceleração) e estabelece uma ligação entre o modelo de um sistema e as respostas que podem ser medidas experimentalmente. A equação de observação é definida pela equação

$$\vec{y}(t) = C_d \vec{v}(t) + C_v \dot{\vec{v}}(t) + C_a \ddot{\vec{v}}(t) \quad (3.5)$$

onde $\vec{y}(t) (l \times 1)$ é o vetor de saídas, sendo l o número de sensores distribuídos pela estrutura, $C_d (l \times n_2)$, $C_v (l \times n_2)$ e $C_a (l \times n_2)$ são as matrizes de localização das respostas em deslocamento, velocidade e aceleração, respectivamente, e são constituídas por zeros e uns, indicando qual tipo de sensor está agindo em determinado grau de liberdade da estrutura.

Utilizando o vetor de estado (3.2), essa equação pode ser escrita da seguinte forma expressa por

$$\vec{y}(t) = C_c \vec{x}(t) + D_c \vec{u}(t) \quad (3.6)$$

sendo $C_c (l \times n)$ a matriz de respostas e $D_c (l \times m)$ a matriz de transmissão direta. Estas matrizes são definidas por

$$C_c = [(C_d - C_a M^{-1} K) \quad (C_v - C_a M^{-1} C_2)], D_c = [D_a M^{-1} B_0] \quad (3.7)$$

Então, as equações (3.3) e (3.6) juntamente, representam um sistema mecânico linear na formulação em espaço de estado em tempo contínuo, invariante no tempo, com múltiplas entradas e múltiplas saídas (MIMO).

Deve-se ressaltar que não existe apenas uma representação em espaço de estado para um sistema linear qualquer, mas sim infinitas representações. O vetor de estado pode ser transformado, perdendo, assim o significado físico, e as matrizes de estado modificadas através dessa transformação. Uma das representações do vetor de estado que é comumente utilizada por possuir evidentes vantagens é expressa em termos das coordenadas modais, definido por

$$\vec{x}(t) = \varphi \vec{x}_m(t) \quad (3.8)$$

onde $\vec{x}_m(t) (n \times 1)$ é o vetor de estado expresso em termos das coordenadas modais e $\varphi (n \times n)$ é a matriz modal (matriz dos autovetores). Substituindo (3.8) em (3.3) e (3.6) obtém-se o modelo em espaço de estado nas coordenadas modais, representado por

$$\dot{\vec{x}}_m(t) = A_c \vec{x}_m(t) + B_m^T \vec{u}(t) \quad (3.9)$$

$$\vec{y}(t) = C_m \vec{x}_m(t) + D_c \vec{u}(t)$$

sendo Λ_c ($n \times n$) a matriz diagonal dos autovalores, B_m^T ($n \times m$) a matriz modal de entradas e C_m ($l \times n$) a matriz modal de saídas, definidas a seguir.

$$\Lambda_c = \varphi^{-1} A_c \varphi, \quad B_m^T = \varphi^{-1} B_c, \quad C_m = C_c \varphi \quad (3.10)$$

A matriz dos autovalores (Λ_c) possui uma estrutura diagonal com componentes $-\xi_i \omega_i + j\omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}$, e seu uso é de conveniente importância, uma vez que a contribuição dos modos pode ser analisada de uma forma desacoplada na resposta total de um sistema. Segue abaixo a definição em forma matricial de Λ_c e φ .

$$\Lambda_c = \begin{bmatrix} \Lambda & 0 \\ 0 & \Lambda^* \end{bmatrix} \quad (3.11)$$

$$\varphi = \begin{bmatrix} \Theta & \Theta^* \\ \Theta \Lambda & \Theta^* \Lambda^* \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

em que Θ ($n_2 \times n_2$) são os autovetores do sistema de equações de segunda ordem (3.1), ξ_i a razão de amortecimento e ω_i a frequência natural do respectivo modo de vibração i . Sendo Θ^* e Λ^* os complexos conjugados de Θ e Λ , respectivamente.

3.2.2 Modelo em Espaço de Estado no Tempo Discreto

A análise proposta até agora é suficiente para representar sistemas onde a variável tempo é considerada contínua, o que não se verifica para sistemas amostrados em intervalos de tempos discretos, como é o caso de sistemas amostrados experimentalmente, pois o sinal deve ser convertido de analógico para digital para o seu devido processamento. Neste caso, a representação não possuirá uma solução analítica bem definida, e sim, uma solução representada por séries numéricas discretas no tempo.

Dito isso, considera-se então que um sistema contínuo é amostrado com período Δt , logo, as equações no tempo contínuo podem ser discretizadas e resolvidas em todos os instantes $t_k = k\Delta t$, sendo k um número inteiro. Na representação discreta de sistemas contínuos deve-se

assumir um comportamento entre as variáveis dependentes do tempo em duas amostras sucessivas. A solução adotada para esse problema foi considerar um comportamento constante da variável entre essas duas amostras, o que é conhecido como retentor de amostras de ordem zero, ou Suporte de Ordem Zero (*Zero-Order Hold -ZOH*). Pode-se verificar [Juang, 1994] que as equações da formulação em espaço de estado contínuo análogas para o tempo discreto são expressas da forma que segue

$$\begin{aligned}\vec{x}_{k+1} &= A\vec{x}_k + B\vec{u}_k \\ \vec{y}_k &= C\vec{x}_k + D\vec{u}_k\end{aligned}\quad (3.13)$$

em que $x_k(n \times 1)$ é o vetor de estado discreto que contém os deslocamentos e velocidades amostrados em $t = k$, e $\vec{u}_k(m \times 1)$ e $\vec{y}_k(l \times 1)$ os vetores de excitação e o vetor de medição nas saídas para o mesmo tempo discreto k . As matrizes A , B , C e D são as matrizes de estado, de entrada, de saída e de transmissão direta, respectivamente. Na hipótese de ZOH as matrizes A e B podem ser relacionadas com as matrizes no tempo contínuo através da expansão das seguintes séries:

$$A = I + A_c\Delta t + \frac{1}{2!}(A_c\Delta t)^2 + \frac{1}{3!}(A_c\Delta t)^3 + \dots \quad (3.14)$$

$$B = [I\Delta t + \frac{1}{2!}A_c\Delta t^2 + \frac{1}{3!}A_c^2\Delta t^3 + \dots]B_c \quad (3.15)$$

As matrizes C e D não são influenciadas pela amostragem e as dimensões das matrizes no tempo discreto são as mesmas para o tempo contínuo. As expansões em séries convergem se a parte real de todos os autovalores de A_c são negativas.

Os autovalores da matriz de estado no tempo discreto A são encontrados através da seguinte relação [Peeters, 2000]:

$$A = e^{A_c\Delta t} = e^{\varphi\Lambda_c\varphi^{-1}\Delta t} = \varphi e^{\Lambda_c\Delta t} \varphi^{-1} = \varphi\Lambda_d\varphi^{-1} \quad (3.16)$$

$$\Lambda_d = \begin{bmatrix} \mu_1 & 0 & 0 \\ 0 & \mu_2 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

sendo μ_i os autovalores no tempo discreto. Percebe-se que os autovetores no tempo discreto serão os mesmos para o tempo contínuo, porém, os autovalores da matriz de estado no tempo discreto (μ_i) podem ser relacionados com os autovalores da matriz de estado no tempo contínuo (λ_i) através da relação a seguir:

$$\mu_i = e^{\lambda_i \Delta t} \therefore \lambda_i = \frac{\ln(\mu_i)}{\Delta t} \quad (3.18)$$

Esta última relação estabelece, então, que a partir do modelo em tempo discreto é possível calcular os parâmetros modais da estrutura (frequências naturais, modos de vibração e razões de amortecimento).

3.2.3 Modelo Estocástico em Espaço de Estado

Até agora, foram analisados modelos em espaço de estado para sinais determinísticos de entrada. Entretanto, os dados recolhidos experimentalmente possuem ruído e outras perturbações que devem ser, também, representados pelo modelo. Essas perturbações influenciam na resposta \vec{y}_k do sistema, logo, as equações de estado devem incluir termos que reflitam essa influência. Para esse caso, o modelo estocástico descrito é utilizado

$$\begin{aligned} \vec{x}_{k+1} &= A\vec{x}_k + B\vec{u}_k + \vec{w}_k \\ \vec{y}_k &= C\vec{x}_k + D\vec{u}_k + \vec{z}_k \end{aligned} \quad (3.19)$$

onde $\vec{w}_k (n \times 1)$ é chamado de ruído do processo e é adicionado para considerar as imprecisões do modelo dinâmico e $\vec{z}_k (l \times 1)$ é designado por ruído de medição e leva em conta as imprecisões dos transdutores e dos sistemas utilizados na aquisição dos dados. Ambos são sinais não mensuráveis e são modelados através de suas covariâncias, definindo-os como ruído branco gaussiano com média nula.

$$E \left[\begin{pmatrix} \vec{w}_p \\ \vec{z}_p \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \vec{w}_p^T & \vec{z}_p^T \end{pmatrix} \right] = \begin{pmatrix} Q & S \\ S^T & R \end{pmatrix} \delta_{pq} \quad (3.20)$$

sendo, Q ($n \times n$), S ($n \times l$) e R ($l \times l$) as matrizes de covariância de \vec{w}_k e \vec{z}_k , δ_{pq} o delta de Kronecker, e p e q dois instantes de tempo arbitrários. \vec{w}_k e \vec{z}_k são dois processos estocásticos e as matrizes Q , S , e R possuem os valores das autocorrelações e das correlações cruzadas entre as duas variáveis quando $p = q$. A introdução do delta de Kronecker indica que essas matrizes apenas possuem valores não nulos quando os instantes temporais coincidem, sendo assim, ambos os processos são idealmente aleatórios.

O modelo descrito acima, embora mais próximo da representação adequada, ainda não representa processos puramente estocásticos. Neste contexto, onde as respostas da estrutura são adquiridas sem o conhecimento das fontes excitadoras, não há como distinguir os termos \vec{u}_k dos termos de ruído \vec{w}_p e \vec{z}_p . Logo, os termos de entrada são modelados implicitamente pelos termos de ruído.

$$\begin{aligned}\vec{x}_{k+1} &= A\vec{x}_k + \vec{w}_k \\ \vec{y}_k &= C\vec{x}_k + \vec{z}_k\end{aligned}\tag{3.21}$$

Nesta representação, as entradas também são modeladas como processos gaussianos estacionários do tipo ruído branco com média nula. Esta hipótese é a base dos métodos de identificação modal estocástica e significa dizer que a excitação não possui componentes com frequências dominantes, e assim o método pode ser aplicado. Como é de fundamental importância essa hipótese, algumas propriedades desse sistema serão mostradas a seguir e mais detalhes podem ser encontrados em Overschee e de Moor, 1996. O modelo especificado abaixo se chama Modelo Direto Para Frente (*forward model*). A seguir são demonstradas algumas propriedades do sistema estocástico.

Para um processo gaussiano estacionário do tipo ruído branco com média nula, tem-se:

$$\begin{aligned}E[\vec{x}_k] &= 0 \\ \Sigma &= E[\vec{x}_k \quad \vec{x}_k^T]\end{aligned}\tag{3.22}$$

Como o processo é estacionário, a matriz de covariância dos estados $\Sigma(n \times n)$ é independente do tempo k . Sendo assim, a matriz de estados no tempo discreto (A) é estável. A correlação entre os estados \vec{x}_k e os termos de ruído também são nulas, já que \vec{w}_k e \vec{z}_k são independentes do estado atual.

$$\begin{aligned} E[\vec{x}_k \quad \vec{w}_k^T] &= 0 \\ E[\vec{x}_k \quad \vec{z}_k^T] &= 0 \end{aligned} \quad (3.23)$$

Substituindo (3.21) em (3.22), e usando as relações expostas em (3.20) pode-se deduzir a seguinte relação:

$$\begin{aligned} E[\vec{x}_{k+1} \quad \vec{x}_{k+1}^T] &= E[(A\vec{x}_k + \vec{w}_k) \quad (A\vec{x}_k + \vec{w}_k)^T] \\ \Sigma &= AE[\vec{x}_k \quad \vec{x}_k^T]A^T + E[\vec{w}_k \quad \vec{w}_k^T] \\ \Sigma &= A\Sigma A^T + Q \end{aligned} \quad (3.24)$$

A matriz de covariância das respostas $R_i(l \times l)$ é definida através de (3.25) para um intervalo de tempo arbitrário i .

$$R_i = E[\vec{y}_{k+i} \quad \vec{y}_k^T] \quad (3.25)$$

Utilizando (3.21) na relação exposta acima para $i = 0$, e utilizando as relações expostas em (3.20), de maneira análoga à (3.24) encontra-se R_0 .

$$R_0 = C\Sigma C^T + R \quad (3.26)$$

A matriz de covariâncias $G(n \times l)$ do estado no tempo $k + 1$ e da saída no tempo k é definida a seguir:

$$G = E[\vec{x}_{k+1} \quad \vec{y}_k^T] \quad (3.27)$$

Substituindo as equações do modelo estocástico em espaço de estado (3.21) na equação acima (3.27), e utilizando as relações expostas em (3.20) encontra-se:

$$G = A\Sigma C^T + S \quad (3.28)$$

E ainda, para $i = 1, 2, \dots$, e utilizando (3.25) chega-se às seguintes expressões [Van Overschee e de Moor, 1996]:

$$R_i = CA^{i-1}G \quad (3.29)$$

As equações apresentadas acima são de grande importância nos métodos de identificação estocástica de sistemas, pois, pode-se verificar através de (3.28) que há uma relação entre as matrizes de correlação da resposta, determinadas experimentalmente, com a matriz de estado A . Deve-se observar que as matrizes (A , G , C , e R_0) caracterizam os sistemas estocásticos da mesma maneira com que os sistemas determinísticos são caracterizados através das matrizes (A , B , C e D).

Na resolução das equações de estado lineares determinísticos e invariantes no tempo, a função da resposta ao impulso é utilizada como um parâmetro característico de cada estrutura. Esses parâmetros, chamados de parâmetros de Markov, são a base da resolução de muitos métodos de identificação de sistemas. Os parâmetros de Markov são utilizados para caracterizar modelos dinâmicos lineares, já que são únicos para um dado sistema, não sendo afetados por qualquer transformação de coordenadas do vetor de estado. A análise feita acima oferece uma solução alternativa para este problema, já que a correlação das respostas pode ser utilizada de uma maneira semelhante como são utilizados os parâmetros de Markov.

Anteriormente foi definida uma formulação em espaço de estado que caracteriza o comportamento dinâmico da estrutura. Baseado nessa formulação é identificado um modelo que melhor se ajusta a essas características, para que então, os parâmetros modais desse modelo sejam extraídos. Esta etapa do processo é denominada como identificação de sistemas, e trata, mais precisamente, do Método de Identificação Estocástica de Subespaço, proposto por Van Overschee e de Moor, 1996, inicialmente no campo da engenharia elétrica e que foi estendido por Peeters, 2000, para a aplicação na identificação modal de estruturas.

Um conceito importante que deve ser citado para o desenvolvimento do método estudado por este trabalho é o conceito de controlabilidade e observabilidade de sistemas. Um sistema é dito controlável se existe um vetor de entrada (ação de controle), que seja capaz de levar o sistema da condição inicial \vec{x}_0 para o estado \vec{x}_i em um intervalo finito de tempo. A controlabilidade está associada à capacidade de influenciar todos os estados do sistema através de suas entradas. A observabilidade está associada à capacidade de a informação obtida da saída conter todos os estados do sistema. É dito observável o sistema que é determinado completamente, em um intervalo finito entre 0 e i , pelo conhecimento da excitação e da resposta. Na análise de um determinado sistema em espaço de estado de ordem n , o sistema

diz-se controlável e observável se as matrizes de observabilidade (O) e controlabilidade (Q) tem posto n [Inman, 1989].

$$O_i = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ \vdots \\ CA^{i-1} \end{bmatrix} \quad (3.30)$$

$$Q_i = [G \quad AG \quad A^2G \quad \dots \quad A^{i-1}G] \quad (3.31)$$

onde i é a amostra de tempo na qual se deseja verificar a controlabilidade e observabilidade do sistema. Para o uso das matrizes de observabilidade e controlabilidade no método descrito, algumas considerações devem ser feitas. Na matriz de observabilidade, assume-se que A e C sejam observáveis, ou seja, todos os modos dinâmicos do sistema podem ser observados nas saídas. Na matriz de controlabilidade, para que A e G sejam controláveis, todos os modos do sistema têm de ser excitados pela entrada estocástica.

3.3 Identificação Modal Estocástica de Sistemas

Nesta seção será descrita a maneira com que os modelos em espaço de estado são relacionados com as séries temporais das respostas para a identificação estocástica de sistemas. Alguns outros métodos podem ser citados frente à utilização das séries temporais das respostas, como é o caso dos métodos que se baseiam no ajuste de modelos ARMA e ARMAV, ou modelos que utilizam as correlações das respostas como ponto de partida da identificação (SSI-COV).

3.3.1 Identificação Estocástica de Subespaço (SSI)

O método abordado nesta seção chama-se Identificação Estocástica de Subespaço (*Stochastic Subspace Identification* - SSI) e é um método desenvolvido no domínio do tempo que permite a determinação das características da estrutura através de um modelo estocástico em espaço de estado no tempo discreto, utilizando as respostas do sistema organizadas em uma matriz do tipo Hankel. A diferença entre o método utilizado e os demais métodos de

identificação modal estocástica é que não é necessário o prévio cálculo das covariâncias das repostas, ou como já citado anteriormente, dos parâmetros de Markov, sendo assim, um método direto de identificação. O método define matematicamente a projeção geométrica do espaço das séries de respostas do “futuro” no espaço das séries de resposta do “passado” da mesma maneira como é definido o cálculo das funções de correlação das séries de respostas temporais, porém, para o primeiro caso, não é necessária uma avaliação explícita dessas funções [Van Overschee e de Moor, 1996]. A abordagem do método utilizado neste trabalho segue a mesma abordagem proposta por Peeters, 2000, onde a ideia é de utilizar sensores de referência para fazer a projeção dos blocos de respostas. Deve-se salientar que as escolhas das referências podem da mesma maneira influenciar positivamente ou negativamente a qualidade dos resultados, dependendo das posições escolhidas. Outro ponto que deve ser citado é que caso todos os sensores sejam escolhidos como referência, o método não se distingue do algoritmo original. A ideia de se incorporar sensores de referência à análise, é a de reduzir as matrizes do sistema e, assim, poupar esforço computacional desnecessário. Quando o recurso computacional não for tema de preocupação, considerar todos os sensores como referência é aconselhado para evitar escolhas que possam piorar a identificação.

Seguindo a ideia de se possuir l sensores posicionados pela estrutura, sendo destes, um conjunto de r sensores de referência escolhidos onde todos os modos desejados estão presentes nos sinais adquiridos. Logo, dois grupos de sensores estarão posicionados, um possuindo r sensores e outro possuindo $(r - l)$ sensores. Organizam-se as saídas disponíveis em um vetor da seguinte forma:

$$\vec{y}_k = \begin{bmatrix} \vec{y}_k^{ref} \\ \vec{y}_k^{(r-l)} \end{bmatrix}, \quad \vec{y}_k^{ref} = L\vec{y}_k, \quad L = [I_r \quad 0] \quad (3.32)$$

onde \vec{y}_k^r é o vetor das saídas de referência, $\vec{y}_k^{(r-l)}$ o vetor de outras saídas, e L a matriz de seleção das referências.

Como já citado anteriormente, as respostas são organizadas em uma matriz de Hankel composta por $2l$ blocos linha e N colunas, sendo N o número de amostras no tempo, logo, $N \rightarrow \infty$. Como uma das premissas do método SSI demanda um valor infinito de pontos de dados para a correta determinação dos parâmetros modais, e isso não é possível, Pridham e Wilson, 2003, conduziram um estudo numérico que demonstra ser necessário um número mínimo 4000 pontos

de dados para uma razoável identificação das frequências. A matriz bloco de Hankel (H^{ref}) das respostas é organizada da seguinte forma:

$$H^{ref} = \frac{1}{\sqrt{N}} \begin{bmatrix} \vec{y}_0^r & \vec{y}_1^r & \cdots & \vec{y}_{N-1}^r \\ \vec{y}_1^r & \vec{y}_2^r & \cdots & \vec{y}_N^r \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vec{y}_{i-1}^r & \vec{y}_i^r & \cdots & \vec{y}_{i+N-2}^r \\ \vec{y}_i^r & \vec{y}_{i+1}^r & \cdots & \vec{y}_{i+N-1}^r \\ \vec{y}_{i+1}^r & \vec{y}_{i+2}^r & \cdots & \vec{y}_{i+N}^r \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \vec{y}_{2i-1}^r & \vec{y}_{2i}^r & \cdots & \vec{y}_{2i+N-2}^r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} Y_p^{ref} \\ Y_f \end{bmatrix} \quad (3.33)$$

onde $H^{ref}((r + l) \times N)$ é a matriz Hankel e pode ser dividida em duas partes, uma de saídas “passadas” de referência $Y_p^{ref}(ri \times N)$ e outra de saídas “futuras” $Y_f(li \times N)$, como é mostrado na Equação (3.32). Dividir a matriz Hankel igualmente, ou seja, considerar o número de blocos linha igual para as respostas passadas e futuras, satisfaz a condição chamada de “partição simétrica”. Alguns trabalhos discutem a partição não simétrica da matriz bloco Hankel [Jansson e Wahlberg, 1998]. O índice i é um índice a definir que, multiplicado pela quantidade de saídas, deve ser maior do que a ordem máxima do sistema que se pretende identificar ($i \times l > n$). A escolha do índice i (número de blocos linha) é de grande importância para a qualidade dos resultados obtidos através do método de identificação. A equação prévia para a escolha deste índice determina um mínimo valor de i . Ao passo que grandes valores de i podem ser benéficos na identificação de frequências mais baixas, também podem ser prejudiciais quando na presença de sinais ruidosos, já que podem introduzir modos fictícios à identificação, os quais nada têm a ver com a estrutura considerada [Rainieri e Fabbrocino, 2014]. Alguns trabalhos abordam como a definição dos valores de ordem (n) e número de blocos linha (i) podem afetar os resultados [Tondreau e Deraemaeker, 2014; Rainieri e Fabbrocino, 2014]. Como um diagrama de estabilização para estimar a ordem do modelo através do número de valores singulares considerados é utilizado, qualquer valor inteiro de i que multiplicado pelo número de saídas dê maior que a ordem, pode ser utilizado. Porém, mostrou-se na prática que se o sistema possui uma frequência fundamental baixa com respeito à frequência amostral, e o número de blocos linha é muito pequeno, apenas algumas amostras desse modo estarão inclusas na matriz bloco, fazendo com que esse modo seja mal caracterizado pela identificação. Assim, o número de blocos linha também deve ser selecionado tão grande quanto possível, porém, isso pode causar um aumento inaceitável do tempo e da memória computacional utilizada [Reynders and De

Roeck, 2008] e, como citado anteriormente, acrescentar modos que nada tem a ver com o modelo em questão.

Um dos parâmetros fundamentais para o desenvolvimento da metodologia é o filtro Kalman. Explica-se sucintamente o papel desse filtro e como calculá-lo a partir das matrizes do sistema dinâmico em espaço de estado, porém, ao final deste capítulo será demonstrado que esse parâmetro também pode ser caracterizado tão somente a partir das saídas. O filtro Kalman nada mais é do que um estimador recursivo ótimo para o vetor de estado baseado nas respostas “passadas” ($k - 1$) para as respostas “futuras” e nas matrizes do sistema disponíveis juntamente com as covariâncias conhecidas do ruído. Mais detalhes sobre o filtro Kalman podem ser encontrados em Aguirre, 2004. O vetor de estado estimado para um instante de tempo k será representado por $\hat{\mathbf{x}}_k$. Considerando nulos os valores do vetor de estado para o instante inicial $\hat{\mathbf{x}}_0$ e da sua matriz de correlação P_0 , tem-se que o vetor de estado ótimo estimado $\hat{\mathbf{x}}_{k+1}$ pode ser calculado através das relações a seguir [Juang, 1994; Overschee e De Moor, 1996].

$$\begin{aligned}\hat{\mathbf{x}}_{k+1} &= A\hat{\mathbf{x}}_k + K_k(\mathbf{y}_k - C\hat{\mathbf{x}}_k) \\ K_k &= (G - AP_k C^T)(R_0 - CP_k C^T)^{-1} \\ P_{k+1} &= AP_k A^T + (G - AP_k C^T)(R_0 - CP_k C^T)^{-1}(G - AP_k C^T)^T\end{aligned}\quad (3.34)$$

sendo P_k a matriz de correlação dos estados definida por $P_k = E[\hat{\mathbf{x}}_k \hat{\mathbf{x}}_k^T]$, e K_k a matriz ganho do filtro Kalman.

A sequência do estado do filtro Kalman $\hat{X}_l (n \times N)$ é definida como uma matriz onde os vetores são posicionados em ordem, como mostrado abaixo.

$$\hat{X}_l = [\hat{\mathbf{x}}_i \quad \hat{\mathbf{x}}_{i+1} \quad \dots \quad \hat{\mathbf{x}}_{i+N-1}] \quad (3.35)$$

Explicam-se agora os princípios do método de identificação estocástica de subespaço e todas as técnicas matemáticas utilizadas no algoritmo de identificação. Como citado anteriormente, a ideia do método é realizar a projeção do bloco de linhas das saídas futuras sobre o espaço das saídas de referência passadas em substituição à matriz de covariâncias das respostas, utilizada em outros métodos de identificação. Essa operação visa reter somente a informação das séries temporais passadas que são importantes para prever as séries temporais

futuras. Caso a matriz bloco Hankel seja decomposta através de uma decomposição QR, tem-se:

$$H^{ref} = \begin{bmatrix} Y_p^{ref} \\ Y_f \end{bmatrix} = RQ^T \quad (3.36)$$

onde $R ((r + l) \times N)$ é uma matriz triangular inferior e $Q (N \times N)$ é uma matriz ortogonal. Como o número de linhas de R é muito menor que o número de colunas, muitos dos termos da matriz R serão nulos, podendo assim, serem simplificados (omitidos). O arranjo de ambas as matrizes citadas acima é mostrado em (3.36).

$$H = \begin{matrix} ri \\ r \\ l - r \\ l(i - 1) \end{matrix} \begin{bmatrix} R_{11} & 0 & 0 & 0 \\ R_{21} & R_{22} & 0 & 0 \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} & 0 \\ R_{41} & R_{42} & R_{43} & R_{44} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1^T \\ Q_2^T \\ Q_3^T \\ Q_4^T \end{bmatrix} \quad (3.37)$$

Definindo matematicamente, então, projeção ortogonal, tem-se:

$$P_i^{ref} = Y_f / Y_p^{ref} = Y_f (Y_p^{ref})^T (Y_p^{ref} (Y_p^{ref})^T)^{\dagger} Y_p^{ref} \quad (3.38)$$

onde o termo $(Y_p^{ref} (Y_p^{ref})^T)^{\dagger}$ representa a pseudo-inversa (Moore-Penrose) da matriz de covariância das respostas passada dos sensores de referência. Utilizando a decomposição QR da matriz Hankel (3.36) e substituindo na definição de projeção ortogonal (3.37) pode-se verificar que a projeção do espaço das linhas futuras no espaço das linhas passadas pode ser escrita através dos termos de R e Q da maneira que segue [Peeters, 2000]:

$$P_i^{ref} = \begin{bmatrix} R_{21} \\ R_{31} \\ R_{41} \end{bmatrix} Q_1^T \quad (3.39)$$

O principal teorema da identificação estocástica de subespaço se refere à projeção do bloco de linhas das saídas futuras no espaço das saídas de referência passadas e diz que essa matriz pode ser decomposta utilizando a matriz de observabilidade e a sequência de estado do filtro Kalman. Esse teorema pode ser verificado utilizando a projeção das respostas dada pela

Equação (3.38) e a equação onde o estado do filtro de Kalman é escrito como uma combinação linear, dado na Equação (3.39).

$$P_i^{ref} = O_i \hat{X}_i = \begin{bmatrix} C \\ CA \\ \vdots \\ CA^{i-1} \end{bmatrix} [\hat{x}_i \quad \hat{x}_{i+1} \quad \dots \quad \hat{x}_{i+N-1}] \quad (3.40)$$

Realizando a operação de decomposição em valores singulares (SVD) da matriz de projeção, tem-se:

$$P_i^{ref} = U_1 S_1 V_1^T \quad (3.41)$$

sendo $U_1 (li \times n)$ e $V_1 (N \times n)$ duas matrizes ortonormais e $S_1 (n \times n)$. A ordem da matriz de projeção pode ser estimada pela operação de decomposição em valores singulares. Mas já que ela é produto de uma matriz com n colunas por outra matriz com n linhas, seu posto será n , se $li \geq n$. Se o sistema é observável e controlável, o *rank* da matriz de projeção é igual a ordem do sistema. O *rank* é dado pelo número de valores singulares diferentes de zero. Esse é um passo importante no algoritmo SSI, uma vez que separa a informação do ruído antes da extração dos parâmetros modais. Apenas os valores singulares diferentes de zero e os vetores relacionados a estes valores são usados para obter a realização das matrizes $[A]$ e $[C]$. A decomposição em valores singulares da matriz de projeção é dividida em duas partes, obtendo-se, assim, as matrizes de observabilidade e sequência de estado do filtro Kalman.

$$\begin{aligned} O_i &= U_1 S_1^{1/2} \\ \hat{X}_i &= O_i^\dagger P_i^{ref} \end{aligned} \quad (3.42)$$

Uma vez que a matriz de covariância entre as respostas futuras e as respostas passadas pode ser decomposta no produto entre a matriz de observabilidade O_i e controlabilidade estocástica revertida dos sensores de referência Q_i^{ref} , esta pode ser determinada:

$$Q_i^{ref} = O_i^\dagger Y_f (Y_p^{ref})^T \quad (3.43)$$

sendo Q_i^{ref} a matriz de controlabilidade estocástica revertida definida por:

$$Q_i^{ref} = [A^{i-1}G^{ref} \quad A^2G^{ref} \quad \dots \quad AG^{ref} \quad G^{ref}] \quad (3.44)$$

Determinadas as matrizes relacionadas ao método de identificação, ainda faltam ser identificadas as matrizes de estado que caracterizam o modelo em espaço de estado estocástico em tempo discreto ($A, G, C, e R_0$). Antes de se definir o algoritmo o qual será usado para estimar essas matrizes, convém comentar que pesos podem ser usados antes da decomposição em valores singulares da matriz de projeção a fim de determinar uma base no espaço de estado na qual o modelo será identificado. O método utilizado neste trabalho é chamado de componente principal não-ponderado (*unweighted principal component* – UPC), o qual adota-se pesos unitários antes do processo de decomposição.

Para a determinação das matrizes do sistema, adota-se uma nova divisão da matriz Hankel das saídas.

$$H^{ref} = \begin{bmatrix} Y_p^{ref} \\ Y_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{Y_{0|i}^{ref}}{Y_{i|i}} \\ Y_{i+1|2i-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{Y_p^{ref+}}{Y_{i|i}^{\sim ref}} \\ Y_f^- \end{bmatrix} \begin{matrix} r(i+1) \\ l-r \\ l(i-1) \end{matrix} \quad (3.45)$$

onde foi acrescentada uma linha bloco às referências passadas e omitida a primeira linha bloco das saídas futuras, sendo assim, $Y_p^{ref+}(r(i+1) \times N)$, $Y_{i|i}^{\sim ref}(l-r \times N)$ e $Y_f^-(l(i-1) \times N)$.

Definindo-se uma nova projeção das respostas, omitindo-se a linha bloco central, tem-se:

$$P_{i-1}^{ref} = Y_f^- / Y_p^{ref+} = [R_{41} \quad R_{42}] \begin{bmatrix} Q_1^T \\ Q_2^T \end{bmatrix} \quad (3.46)$$

Adotando-se as mesmas relações de (3.39) e (3.41) para a nova projeção, tem-se:

$$\begin{aligned} P_{i-1}^{ref} &= O_{i-1} \hat{X}_{i+1} \\ \hat{X}_{i+1} &= O_{i-1}^\dagger P_{i-1}^{ref} \end{aligned} \quad (3.47)$$

As matrizes A e C são determinadas resolvendo-se o sistema a seguir.

$$\begin{pmatrix} \hat{X}_{i+1} \\ Y_{i|i} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A \\ C \end{pmatrix} \hat{X}_i \quad (3.48)$$

onde o termo $Y_{i|i}$ é a linha bloco central da matriz Hankel e pode ser determinada, em função das matrizes R e Q , como é mostrado na Equação (3.48).

$$Y_{i|i} = \begin{bmatrix} R_{21} & R_{22} & 0 \\ R_{31} & R_{32} & R_{33} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Q_1^T \\ Q_2^T \\ Q_3^T \end{bmatrix} \quad (3.49)$$

Na resolução do sistema (3.47) pode-se observar que os termos das matrizes de Q são confrontados e cancelados, pois, como citado anteriormente, são matrizes ortonormais. Tem de se observar que as últimas matrizes que possuíam dimensões mais avantajadas pela densidade de informações contidas nas saídas eram as matrizes Q da decomposição realizada em (3.35). Sendo assim, há um grande ganho em reter apenas as informações relevantes das saídas “passadas” para a caracterização do sistema utilizando a definição de projeção ortogonal.

Para a identificação dos parâmetros modais, o cálculo de A e C já é suficiente. Porém, para que a representação em espaço de estado estocástico em tempo discreto esteja completa, é necessário o cálculo das matrizes G e R_0 . A matriz G é definida como sendo as últimas r colunas de Q_i^{ref} e a matriz R_0 pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$R_0 = Y_{i|i} Y_{i|i}^T \quad (3.50)$$

Encontradas todas as matrizes que caracterizam o sistema em espaço de estado estocástico em tempo discreto, a análise modal para o cálculo dos parâmetros modais pode ser efetuada. O comportamento dinâmico do sistema pode ser descrito pela matriz A . Efetua-se então o cálculo dos autovetores complexos e autovalores complexos de A . Sendo $q = 1, 2, \dots, n$, os autovalores complexos de A (μ_q) podem ser relacionados com os autovalores para tempo contínuo (λ_q) através da Equação (3.18) e os autovetores complexos de A ($\varphi(n \times n)$) serão os mesmos para o caso no tempo contínuo. As propriedades modais estruturais (frequências naturais e razões de amortecimento) são definidas pelos autovalores no tempo contínuo através da equação a seguir:

$$\lambda_q, \lambda_q^* = -\xi_q \omega_q \pm j\omega_q \sqrt{1 - \xi_q^2} \quad (3.51)$$

onde ω_q é a frequência natural do modo q e ξ_q é a razão de amortecimento, também do modo q . As formas modais observadas ($\Phi(l \times n)$) podem ser relacionadas aos autovetores complexos de $A(\varphi)$ através de:

$$\Phi = C\varphi \quad (3.52)$$

Logo, todos os parâmetros que caracterizam o sistema dinâmico foram determinados. Tem de se comentar que todos esses parâmetros são considerados estimadores, já que partem de um modelo que possui uma determinada ordem, a qual não se sabe se é a suficiente para representar o sistema linear em questão. Outro aspecto interessante de ser comentado é o aspecto relacionado ao cálculo da ordem deste modelo. Como já discutido anteriormente, esse valor é definido como sendo a quantidade de valores singulares não nulos quando no procedimento de decomposição em valores singulares da matriz de projeção P_i^{ref} . Porém, estes valores são afetados pelos ruídos e pelas instabilidades do modelo, fazendo com que muitos destes valores não sejam nulos. Neste trabalho fez-se uso de diagramas de estabilização [Peeters e De Roeck, 1999; Amani, 2004] para a determinação da ordem do modelo que ajustará as respostas medidas no tempo. Neste algoritmo determina-se uma ordem máxima (n_{max}) onde $ri \geq n_{max}$, sendo possível, assim, o cálculo de diferentes números de valores e vetores singulares da matriz de projeção P_i^{ref} para a determinação da matriz de observabilidade O_i e da sequência de estado \hat{X}_i .

3.4 Localização do Dano Como um Problema de Otimização

Como introduzido nos primeiros capítulos, este trabalho trata o problema de detecção de dano como um problema de otimização através dos parâmetros modais identificados para o caso íntegro e danificado. O problema é formulado através de uma função objetivo que visa minimizar as diferenças entre os parâmetros identificados da estrutura e os parâmetros identificados pelo modelo. Os parâmetros modais da estrutura são identificados

experimentalmente utilizando o método abordado na seção anterior, e os parâmetros do modelo são identificados por análise modal do modelo em elementos finitos da estrutura.

3.4.1 Função Objetivo

É utilizado o conceito de que o dano muda as características globais da estrutura através de uma perda de rigidez e massa localizadas. A mudança na massa pode ser desprezada, já que representa uma variação dos parâmetros modais muito pequena em comparação com a variação proporcionada pela perda de rigidez [Adams et al., 1978 e Hearn e Testa, 1991]. O dano é, então, introduzido na estrutura por meio de uma perda de rigidez localizada, ou seja, perda de rigidez elementar utilizando um coeficiente de redução de rigidez (α_j). Sendo assim, a matriz de rigidez global da estrutura pode ser representada pela soma dos produtos entre os termos de rigidez elementar (k_j) e do coeficiente de redução de rigidez, como mostrado na equação abaixo.

$$K = \sum_{j=1}^{Ne} \alpha_j k_j \quad (3.53)$$

onde Ne é o número total de elementos em que a estrutura foi discretizada. O coeficiente de redução de rigidez varia entre 0 e 1, onde 1 significa que o elemento está íntegro e 0 significa que o elemento perdeu completamente sua rigidez.

Quando se trata de detecção de dano como um problema de otimização, o dano estrutural é estimado a partir de um processo de atualização de um modelo no qual danos são induzidos nos componentes da estrutura. Um modelo numérico é continuamente alimentado até que a diferença com o modelo experimental seja minimizada. O problema é, então, definido como um problema de minimização e pode ser formulado da maneira a seguir.

$$\begin{aligned} & \text{Encontrar } \alpha \\ & 0 > \alpha \geq 1 \\ & \text{Min } \Pi(\alpha) = \|E - T(\alpha)\|^2 \end{aligned} \quad (3.54)$$

onde α é a variável de projeto, denominada como coeficiente de redução da rigidez, E são as características modais experimentais extraídas da estrutura e $T(\alpha)$ são as características modais teóricas calculadas a partir do modelo numérico da estrutura.

Para solucionar o problema de otimização, a função objetivo (Π) (Fadel Miguel, 2012) é formulada em termos da diferença entre os valores experimentais e analíticos da estrutura. A escolha da função objetivo é de grande importância para atualizar o modelo em elementos finitos, pois ela influencia a performance do algoritmo de otimização. A função objetivo utiliza as frequências naturais e os modos de vibração analíticos e experimentais, e tem a seguinte forma:

$$\Pi(\alpha) = \sum_{j=1}^{Ne} \left(\left(\frac{\delta\omega_j(\alpha)}{\omega_j} \right)^a - \left(\frac{\delta\omega_j}{\omega_j} \right)^e \right)^2 + \sum_{j=1}^{Ne} \sum_{k=1}^{Nm} \left(\left(\delta\varphi_{kj}(\alpha) \right)^a - \left(\delta\varphi_{kj} \right)^e \right)^2 \quad (3.55)$$

onde os índices a e e representam as frações relativas às frequências em análise ω_j para o caso analítico e experimental, respectivamente. Os modos são adicionados a fim de resolver problemas de detecção de dano em estruturas simétricas e também contribuem com a correta localização em estruturas não simétricas. O trabalho de Fadel Miguel et al., 2012, faz o uso de três diferentes funções objetivos para a localização do dano. Todas as três funções possuem bom desempenho, portanto, optou-se por utilizar a função que depende das frequências naturais e modos de vibração devido à facilidade com que esses parâmetros são obtidos. O modelo da estrutura em elementos finitos é utilizado para determinar os parâmetros do caso analítico e o coeficiente de redução de rigidez é atualizado no algoritmo até que a diferença entre os valores para o caso íntegro e danificado encontre um mínimo utilizando as diferenças registradas no caso experimental.

3.4.2 Algoritmo de Otimização (BSA)

O algoritmo utilizado neste trabalho chama-se *Backtracking Search Algorithm* – BSA. O BSA é um algoritmo heurístico evolucionário (*Evolutionary algorithm* - EA), proposto por Civicioglu (2013) para solucionar problemas de otimização numérica. Algoritmos evolucionários são algoritmos de otimização estocásticos bastante usados para solucionar problemas não-lineares, não-diferenciáveis e problemas de análise combinatória. EA's têm sido

usados para diversas aplicações, por exemplo: problemas de projeto mecânico, aplicações de comunicação, aplicações de processamento de imagens, reconhecimento de voz, e etc. Estes métodos são usados quando as técnicas clássicas falham em encontrar um ótimo global para a função objetivo, uma vez que o tamanho do espaço da busca aumenta com a dimensão do problema de otimização. No trabalho proposto por Civicioglu (2013), o autor descreve o método BSA e sua eficiência. Para o caso proposto, um algoritmo não-gradiente (*gradiente-free*) é preferível, pois a função objetivo pode ter descontinuidades, sendo assim, a solução pode não convergir. O algoritmo possui uma estrutura simples e apenas um parâmetro de controle que deve ser determinado durante o processo de otimização. O algoritmo trabalha com duas populações, a população de evolução e a população de teste. Uma matriz determinada pelas populações citadas anteriormente é utilizada como uma matriz de direção de busca para atualizar os indivíduos.

O BSA pode ser explicado dividindo suas funções em cinco processos: inicialização, seleção-I, mutação, cruzamento e seleção-II. A estrutura geral do BSA é demonstrada na Figura 3.1.

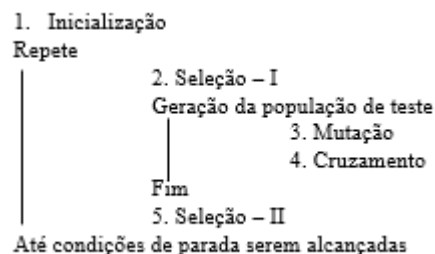


Figura 3.1 – Estrutura geral do BSA

Sejam Np e Dp o tamanho da população e a dimensão do problema, respectivamente para $i=1, 2, 3, \dots, Np$ e $j=1, 2, 3, \dots, Dp$, e Ud uma distribuição uniforme.

O processo de inicialização se dá através de uma seleção randômica uniforme dos indivíduos, utilizando como limites valores pré-estabelecidos como parâmetros mínimos (low_j) e máximos (up_j).

O processo de seleção-I envolve o cálculo de uma população que serve de base para determinar as direções de busca. A população de busca inicial é a mesma considerada na população de inicialização e tem a opção de ser atualizada no início de cada iteração. Sendo r_1

e r_2 dois números aleatórios entre zero e um, a população histórica ($oldP$) recebe Pp se $r_1 < r_2$. Após a atualização, a população histórica é permutada.

O terceiro processo do algoritmo prevê uma fase de mutação, onde é gerado uma forma inicial da população de teste “mutante” (Mp), como é mostrado na equação

$$\begin{aligned} Mu &= Pp + Fp(oldPp - Pp) \\ Fp &= 3 * r_n \end{aligned} \quad (3.56)$$

onde Fp é um fator de escala que controla a amplitude das mutações (baixo valor para busca local e alto valor para busca global) e r_n é um valor aleatório entre zero e um.

O processo de cruzamento gera a forma final da população de teste (Tp). Como mencionado, o valor inicial da população de teste vem do processo de mutação, e os indivíduos que melhor se encaixam para resolver o problema de otimização são utilizados para evoluir os indivíduos da população alvo. Esse processo é executado em dois passos. O primeiro passo calcula uma matriz binária com valores inteiros $map(Np \times Dp)$ que indica os indivíduos de Tp que serão movidos usando os indivíduos relevantes de Pp . Se $map_{i,j} = 1$, Tp é atualizada com $Tp_{i,j} = Pp_{i,j}$. Duas estratégias são usadas randomicamente para definir o map . A primeira faz uso do $mixrate$, que nada mais é do que o valor usado como único parâmetro de controle do algoritmo que controla o número de elementos dos indivíduos que mutarão como teste. A segunda permite que apenas um indivíduo selecionado aleatoriamente sofra mutação, em cada teste. As estratégias de cruzamento do BSA são mais complexas do que as comumente usadas em outros algoritmos do tipo DE (*differential evolution*).

A última etapa do algoritmo chama-se seleção-II e seleciona os valores de Tp_i que fornecem uma solução melhor do que os Pp_i baseados em uma estratégia gananciosa (*greed selection*). A estratégia gananciosa obtém a melhor escolha do valor no momento visando atingir um ótimo local que, por consequência, também possa ser um ótimo global. Nesta etapa, uma nova população é definida como sendo Pp^{best} . Se os indivíduos em Pp geram uma solução melhor do que o valor mínimo global obtido até o momento, então $Pp = Pp^{best}$.

Utilizou-se um código pronto disponibilizado na plataforma MathWorks pelo próprio autor do algoritmo. Esse código foi implementado em MatLab para resolver a função objetivo descrita anteriormente.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Considerações gerais

A parte de aplicação da metodologia descrita neste trabalho está dividida em dois grupos. O primeiro grupo expõe os resultados para o caso do pórtico plano ensaiado tanto numericamente quanto experimentalmente. Os resultados numéricos são obtidos por meio das respostas dinâmicas de vibração livre e ambiental frente a diferentes níveis de ruído (3% e 5%) a fim de se verificar a robustez da metodologia. Os ruídos são introduzidos nas análises numéricas por meio de um multiplicador que é proporcional à potência rms do sinal obtido. Na Figura 4.1 podem ser observadas três amostras do mesmo sinal possuindo os níveis de ruídos propostos para um sistema com 3 GDL.

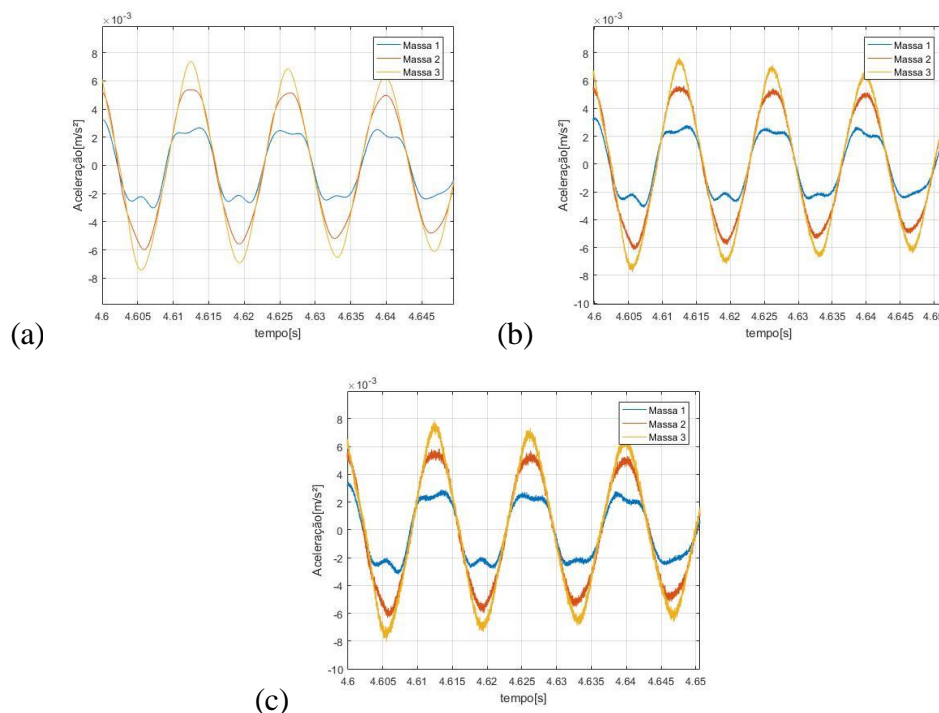


Figura 4.1 – Níveis de ruído introduzidos no sinal. (a) sem ruído, (b) 3% de ruído e (c) 5% de ruído.

Nas análises numéricas são utilizadas o modelo simplificado do pórtico descrito através de um sistema com três graus de liberdade (GDL) e um modelo em elementos finitos bidimensional em elementos de pórtico da estrutura com 18 GDL. Já para a análise experimental foram utilizados somente ensaios de vibração livre.

O segundo grupo expõe os resultados para os casos das vigas analisadas. Da mesma forma que para o pórtico, neste caso os resultados numéricos também foram obtidos por meio de ensaios de vibração livre e ambiental, assim como o caso experimental; obtido somente por meio de vibração livre. Duas vigas fazem parte dessa seção do trabalho. A primeira viga analisada (viga 1) numericamente é a mesma viga analisada por Kaminski Jr., 1996, e Fadel Miguel et al., 2012. Esta viga foi tratada experimentalmente por estes autores e possui um número de sensores superior ao segundo caso analisado. Já a segunda viga analisada (viga 2), retrata as condições de instrumentação da viga estudada experimentalmente, ou seja, possui um número de sensores limitados (3 sensores). Por sensores entendem-se os graus de liberdade que serão utilizados para adquirir a resposta dinâmica resultante dos processos de excitação descritos.

O processo de análise fica caracterizado, então, da maneira que segue:

1. Para os casos numéricos: Análise modal sem dano e com dano para registro dos valores modais teóricos. Obtenção das respostas dinâmicas sem dano e com dano do modelo por integração numérica. Adição manual do ruído nas respostas adquiridas. Identificação dos parâmetros modais por identificação modal estocástica. Utilização dos parâmetros modais identificados no algoritmo de otimização para identificação dos elementos danificados.

2. Para os casos experimentais: Ensaio dinâmico do modelo sem dano e com dano. Identificação dos parâmetros modais sem dano e com dano por identificação modal estocástica. Utilização dos parâmetros modais identificados no algoritmo de otimização para identificação dos elementos danificados.

Outro ponto que deve ser comentado é a maneira com que o dano será introduzido nas análises em questão. Nas análises numéricas, os danos serão introduzidos no modelo através de uma redução da rigidez elementar por meio de um multiplicador que pode assumir valores entre zero e um junto do módulo de elasticidade do elemento. Nas análises experimentais, o dano é introduzindo serrando-se a seção transversal de menor espessura do elemento desejado.

4.2 Análise do Pórtico

As análises experimental e numérica são feitas em um modelo de pórtico plano com três pisos. O pórtico foi montado de modo que os três primeiros modos de vibração transversal ficassem evidentes, ou seja, que pudesse representar o mais fielmente possível um sistema com três graus de liberdade. Uma foto do modelo montado é ilustrada pela Figura 4.2. Os pilares

são chapas de alumínio com 0,9 mm de espessura e 27,4 mm de profundidade, e os pisos são barras de alumínio de seção quadrada com 19,2 mm de lado. O pórtico tem uma altura total de 315 mm e largura de 100 mm. As dimensões especificadas acima foram usadas em conjunto com o módulo de elasticidade (E) de 52 GPa, obtido experimentalmente fazendo uso de um relógio comparador com massas pré-determinadas, e com a densidade de 2800 kg/m³ para determinar as propriedades do sistema de três GDL. Ainda foram acrescentadas a cada massa do sistema a massa dos acelerômetros utilizados que foi de 43 g cada.

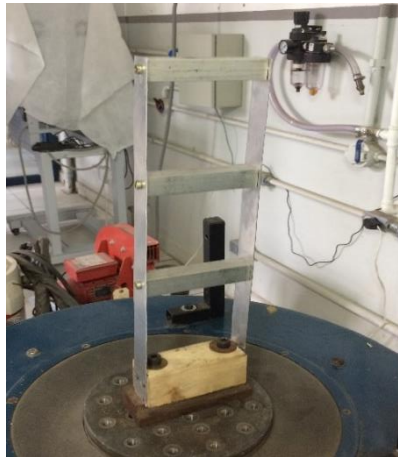


Figura 4.2 – Modelo experimental do pórtico plano

4.2.1 Análise Numérica do Pórtico Plano Simplificado

Primeiramente, é feita uma análise numérica em um sistema dinâmico simplificado do pórtico com três graus de liberdade (Figura 4.3), ou seja, as respostas dinâmicas dos graus de liberdade medidos são calculadas por meio de integração numérica das equações de movimento do sistema. A simplificação é feita considerando a rigidez dos pisos infinita e a massa dos pilares nula. A rigidez de cada pilar pode ser escrita como $k_p = 12EI/L^3$, sendo E o módulo de elasticidade do pilar, I o seu momento de inércia e L o comprimento respectivo de cada pilar. Como cada andar possui dois pilares, $k = 2k_p$, onde k é a rigidez por andar. As massas do modelo são representadas pela massa do andar mais a massa dos acelerômetros utilizados. A resposta dinâmica do modelo é obtida através de integração numérica, como citado anteriormente, utilizando o método de Newmark e o ruído é introduzido aos dados com níveis de 3% e 5% da potência RMS média do sinal. Vibrações livre e forçada são utilizadas para a determinação das frequências e modos. A vibração forçada é gerada pela função no MatLab “wgn” (*White gaussian noise*).

Fez-se, a análise modal do sistema para que se registrassem as frequências naturais e modos de vibração e a análise dinâmica para que as respostas pudessem ser utilizadas no algoritmo de identificação. O dano foi introduzido como uma redução de 30% e 15% na rigidez das molas k_1 e k_2 (Figura 4.3), respectivamente, e então, executou-se o mesmo processo de análise. As frequências naturais obtidas por meio da análise modal são expostas na Tabela 4.1 e as frequências obtidas pelo método de identificação para os casos íntegro e danificado com os determinados níveis de ruído são mostradas pela Tabela 4.2.

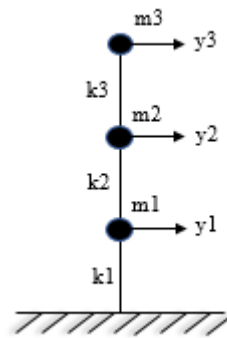


Figura 4.3 – Sistema simplificado do pórtico com 3 GDL.

Tabela 4.1 – Frequências naturais (Hz) teóricas para o caso íntegro e danificado (30% e 15%).

Modos	Sem dano	Com dano
1°	7,3316	6,4416
2°	21,5885	19,6687
3°	30,4111	29,3055

Tabela 4.2 – Frequências naturais (Hz) identificadas para os casos íntegros e danificados com 3 níveis de ruído (0, 3 e 5%).

	Modos	Vibração Livre			Vibração Forçada		
		0%	3%	5%	0%	3%	5%
Sem dano	1°	7,3312	7,3314	7,3325	7,3311	7,3221	7,3248
	2°	21,5874	21,5879	21,5890	21,5131	21,5969	21,5273
	3°	30,4093	30,4087	30,4081	30,4152	30,3929	30,3943
Com dano	1°	6,4412	6,4411	6,4411	6,4401	6,4415	6,4405
	2°	19,6676	19,6676	19,6671	19,6816	19,6656	19,6801
	3°	29,3037	29,3039	29,3038	29,3259	29,3078	29,3173

Os erros referentes ao processo de identificação das frequências são expostos a seguir. Os erros das frequências são expostos através de uma razão simples entre as frequências identificadas e as frequências teóricas, dado por $er = |ft - fi|/ft$, onde ft são as frequências teóricas e fi as frequências identificadas. Na Tabela 4.3 são expostos os erros obtidos para as frequências naturais do caso íntegro. Uma vez que o processo de obtenção dessas frequências segue o mesmo, ou seja, não há diferença no processo de identificação dos parâmetros modais, apenas há diferença no sinal obtido para o sistema sem dano e com dano, espera-se que a ordem de grandeza não mude de um cenário de dano a outro.

Tabela 4.3 – Erros relativos (%) das frequências identificadas.

Modos	Vibração Livre			Vibração Forçada		
	0%	3%	5%	0%	3%	5%
1°	0,0055	0,0027	0,0123	0,0068	0,1296	0,0927
2°	0,0051	0,0028	0,0023	0,3493	0,0389	0,2835
3°	0,0059	0,0079	0,0099	0,0135	0,0598	0,0552

Assim como as frequências, os modos de vibração também foram obtidos por meio de análise modal e por meio do método de identificação. A Tabela 4.4 expõe os modos obtidos por meio de análise modal e as Tabelas 4.5 e 4.6 expõem os modos identificados para o caso sem dano e para o caso com dano, respectivamente. Também são mostrados os modos obtidos a partir dos sinais com os determinados níveis de ruído.

Tabela 4.4 – Modos de vibração teóricos para os casos íntegro e danificado.

Sem dano			Com dano		
-0,4348	1,0000	-0,6094	-0,5011	1,0000	-0,4554
-0,8410	0,2418	1,0000	-0,8772	0,0829	1,0000
-1,0000	-0,6382	-0,5760	-1,0000	-0,5739	-0,6490

Tabela 4.5 – Modos de vibração identificados para o caso íntegro.

0%			3%			5%		
Vibração Livre								
-0,4348	1,0000	-0,6094	-0,4349	1,0000	-0,6096	-0,4345	1,0000	-0,6091
-0,8410	0,2418	1,0000	-0,8409	0,2418	1,0000	-0,8411	0,2417	1,0000
-1,0000	-0,6382	-0,5760	-1,0000	-0,6383	-0,5760	-1,0000	-0,6382	-0,5760
Vibração Forçada								
-0,4349	1,0000	-0,6303	-0,4344	1,0000	-0,6167	-0,4348	1,0000	-0,6216
-0,8408	0,2519	1,0000	-0,8411	0,2349	1,0000	-0,8404	0,2371	1,0000
-1,0000	-0,6416	-0,5740	-1,0000	-0,6437	-0,5770	-1,0000	-0,6474	-0,5838

Tabela 4.6 – Modos de vibração identificados para o caso danificado.

0%			3%			5%		
Vibração Livre								
-0,5011	1,0000	0,4554	-0,5010	1,0000	-0,4554	-0,5009	1,0000	-0,4554
-0,8772	0,0829	-1,0000	-0,8773	0,0830	1,0000	-0,8769	0,0830	1,0000
-1,0000	-0,5739	0,6490	-1,0000	-0,5740	-0,6489	-1,0000	-0,5740	-0,6490
Vibração Forçada								
-0,5018	-1,0000	-0,4553	-0,5017	1,0000	0,4586	-0,5018	-1,0000	0,4562
-0,8773	-0,0818	1,0000	-0,8777	0,0821	-1,0000	-0,8773	-0,0817	-1,0000
-1,0000	0,5753	-0,6511	-1,0000	-0,5755	0,6492	-1,0000	0,5765	0,6525

Os erros dos modos de vibração são expostos através do índice MAC (*Modal Assurance Criterion*) entre o modo de vibração teórico e o identificado. O índice MAC varia entre 0 e 1, e aponta a correlação entre dois modos, sendo 0 (zero) o valor para nenhuma correspondência e 1 para total correspondência entre os modos analisados. Mais detalhes sobre o índice MAC podem ser encontrados em Pastor et al. (2012). Optou-se por expor os resultados dos índices calculados através de tabelas, uma vez que a correspondência entre os modos analisados foi satisfatória. Da mesma forma que os erros das frequências naturais foram expostos somente para o caso íntegro, os modos também o são.

Tabela 4.7 – Índice MAC dos modos teóricos e identificados.

0%			3%			5%		
Vibração Livre								
1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000
0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000
0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000
Vibração Forçada								
1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0001	0,0001
0,0000	0,9999	0,0002	0,0000	0,9999	0,0000	0,0000	0,9999	0,0000
0,0000	0,0001	0,9998	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,9999

As frequências e modos obtidos foram utilizados na rotina de detecção de dano. A Tabela 4.8 mostra os resultados encontrados para a rigidez de cada elemento do modelo simplificado. Optou-se por mostrar em tabela e não em diagrama os valores obtidos para cada processo, uma vez que o erro encontrado é muito pequeno, sendo assim, não visualizável em diagramas.

Tabela 4.8 - Valores para a rigidez em cada piso encontradas pelo processo de localização do dano utilizando as frequências naturais.

	Teóricos	Vibração Livre			Vibração Forçada		
		0%	3%	5%	0%	3%	5%
k1	0,6999	0,7000	0,6998	0,6977	0,7093	0,7082	0,6906
k2	0,8500	0,8499	0,8501	0,8540	0,8635	0,8614	0,8669
k3	1,0000	1,0000	1,0000	0,9980	1,0000	1,0000	0,9914

Como é mostrado pela Tabela 4.8, os resultados obtidos para a simplificação do pórtico foram exatos. As frequências naturais e modos de vibração identificados quase não foram influenciados pelo ruído, fazendo com que o algoritmo conseguisse localizar exatamente as rigidezes afetadas. Outro ponto que deve ser observado neste modelo é a limitação óbvia em se localizar os danos em um determinado pilar, uma vez que, para cada piso, cada rigidez representa dois pilares em paralelo. Mais adiante será apresentada a abordagem do problema em um modelo de pórtico que diferencia os pilares de um mesmo piso.

4.2.2 Análise Experimental do Pórtico Plano Simplificado

Para análise experimental do pórtico plano, os danos foram introduzidos em apenas um dos pilares do primeiro andar do modelo de maneira progressiva. No ensaio dinâmico utilizaram-se três acelerômetros piezoelétricos (B&K 4381V) fixados nos pisos do modelo para o registro das acelerações transversais e foi desenvolvida uma rotina em MatLab para a aquisição dos dados. Foi utilizado um módulo de conversão analógico/digital da *measurement computing* (USB-1208FS) para fazer a aquisição dos dados. Nove ensaios de vibração foram realizados fazendo uso de um martelo com cabeça de borracha para ocasionar um impacto e as séries temporais foram registradas por 15 segundos utilizando uma frequência de amostragem de 16 mil amostras por segundo. A Figura 4.4 mostra um dos sinais de resposta adquiridos. Na Figura 4.5 é mostrado um esquema indicando o número do elemento e os GDL considerados.

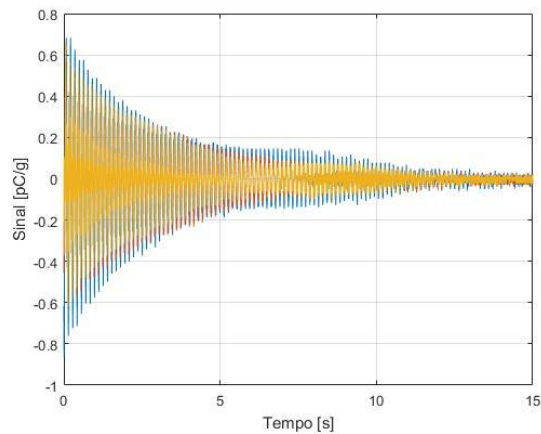


Figura 4.4 – Resposta típica registrada para o ensaio de vibração livre.

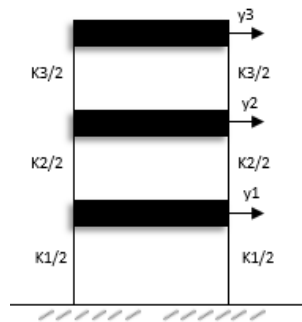


Figura 4.5 – Esquema do pórtico com os respectivos GDL e rigidezes por piso.

Como dito na introdução deste capítulo, danos progressivos foram introduzidos em apenas num dos pilares do primeiro piso a fim de se verificar a sensibilidade ao dano dos parâmetros identificados. Os danos foram produzidos serrando a seção transversal de menor dimensão do pilar. Não foi feito um controle de profundidade do dano introduzido, pois o trabalho trata apenas da etapa de localização da avaria.

As frequências naturais identificadas para a estrutura sem danos e para cada cenário de dano são expostas na Tabela 4.9 e os modos identificados são expostos pela Tabela 4.10 e Tabela 4.11. Foram conduzidos seis ensaios para cada cenário e foi feita uma média para cada valor de frequência e modo. A Figura 4.6 mostra um diagrama típico de estabilização das frequências identificadas.

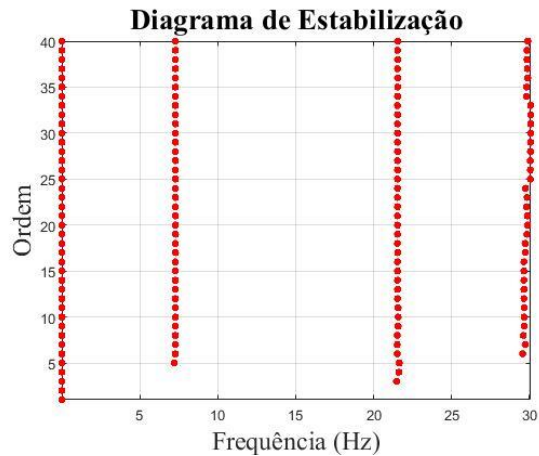


Figura 4.6 – Diagrama típico de estabilização para o pórtico utilizado.

Tabela 4.9 – Frequências naturais identificadas [Hz] para os cenários de dano progressivos no elemento 1.

Modos	Sem dano	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
1°	7,2100	7,2007	7,1739	7,1446
2°	21,6014	21,6074	21,5970	21,5260
3°	30,4526	30,7874	30,5539	30,6898

Tabela 4.10 – Modos identificados para caso íntegro.

Sem dano		
1,0000	0,8429	0,4987
0,8240	-0,3595	-1,0000
0,5185	-1,0000	0,6262

Tabela 4.11 – Modos identificados para os casos com dano progressivo.

Cenário 1			Cenário 2			Cenário 3		
-1,0000	0,8201	0,5015	-1,0000	0,8129	0,4708	-1,0000	0,8094	0,4598
-0,8383	-0,3554	-1,0000	-0,8391	-0,3417	-1,0000	-0,8426	-0,3334	-1,0000
-0,4931	-1,0000	0,5993	-0,5010	-1,0000	0,6558	-0,5044	-1,0000	0,7201

Em posse das frequências naturais e dos modos identificados experimentalmente para os casos com dano e sem dano da estrutura, o passo posterior é a utilização do algoritmo proposto para a identificação do dano. O modelo utilizado é o mesmo utilizado para o desenvolvimento da rotina numérica. Além das massas dos pisos, calculadas a partir das dimensões e da densidade do alumínio, são adicionadas as massas dos acelerômetros, os quais possuem massa de 43 g cada. A Tabela 4.12 apresenta os resultados da localização do dano

utilizando como função objetivo as frequências naturais. Observa-se uma diminuição progressiva da rigidez no elemento danificado.

Tabela 4.12 – Identificação do dano para o cenário de danos progressivos.

	Dano 1	Dano 2	Dano 3
k1	0,9968	0,9945	0,9797
k2	1,0000	1,0000	1,0000
k3	1,0000	1,0000	1,0000

Observa-se que houve percepção das frequências naturais da estrutura em razão do dano. Porém, como a chapa utilizada para a confecção dos pilares possuía espessura muito fina, a introdução do dano foi uma tarefa complicada. O dano proporcionado no elemento 1 da estrutura foi crítico a ponto de se retirar todo material possível antes que a chapa rompesse.

4.2.3 Análise Numérica do Pórtico Plano Completo

O último caso para o modelo do pórtico é resolvido numericamente através de um modelo em pórtico plano utilizando elementos de pórtico para representar cada elemento. Dois cenários de dano serão analisados nesse caso. No primeiro caso, o elemento 1 do modelo sofre uma redução de 50% na sua rigidez. No segundo cenário o elemento 1 e o elemento 5 sofrem uma redução na rigidez de 50% e 30%, respectivamente. Na Figura 4.7 os elementos do pórtico são numerados para uma melhor visualização dos cenários de dano, assim como também são apontados os GDL do modelo.

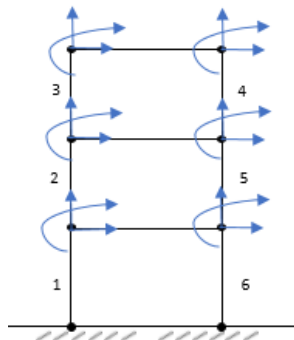


Figura 4.7 – Modelo em elementos finitos do pórtico plano e numeração dos elementos e indicação dos GDL.

A Tabela 4.13 mostra as frequências naturais para cada cenário de dano proposto e a Tabela 4.14 as frequências naturais identificadas para cada nível de ruído.

Tabela 4.13 – Frequências naturais (Hz) teóricas para o caso íntegro e danificado.

Modos	Sem dano	Cenário 1	Cenário 2
1°	7,3301	6,7573	6,5705
2°	21,5859	20,4315	19,9324
3°	30,4095	30,1825	29,3346

Tabela 4.14 – Frequências naturais (Hz) identificadas para os casos íntegros e danificados.

Sem dano	Modos	Vibração Livre			Vibração Forçada		
		0%	3%	5%	0%	3%	5%
Sem dano	1°	7,3297	7,3296	7,3293	7,3202	7,3161	7,3160
	2°	21,5847	21,5752	21,5632	21,5402	21,5355	21,5340
	3°	30,4068	30,3961	30,3873	30,4321	30,4268	30,4130
Cenário 1	Modos	0%	3%	5%	0%	3%	5%
	1°	6,7569	6,7573	6,7580	6,7739	6,7701	6,7697
	2°	20,4303	20,4242	20,4189	20,4769	20,4733	20,4714
Cenário 2	Modos	0%	3%	5%	0%	3%	5%
	1°	6,5702	6,5695	6,5685	6,5574	6,5582	6,5582
	2°	19,9313	19,9241	19,9147	19,9084	19,9103	19,9114
	3°	29,3319	29,3517	29,3823	29,2575	29,2651	29,2640

A Tabela 4.15 expõe os erros relativos a cada frequência natural identificada com base nas frequências naturais teóricas. Serão expostos apenas os erros referentes ao caso íntegro, pois o processo de identificação não é modificado entre os cenários de dano propostos.

Tabela 4.15 – Erros relativos (%) das frequências identificadas para os casos íntegros.

Vibração Livre			Vibração Forçada		
0%	3%	5%	0%	3%	5%
0,0054	0,0068	0,0109	0,1350	0,1909	0,1923
0,0055	0,0495	0,1051	0,2117	0,2334	0,2404
0,0088	0,0440	0,0730	0,0743	0,0568	0,0115

Os modos de vibração teóricos são apresentados na Tabela 4.16, assim como os índices MAC calculados com os modos identificados (Tabela 4.17).

Tabela 4.16 – Modos de vibração teóricos para os casos íntegro e danificado.

Sem dano			Cenário 1			Cenário 2		
-0,4347	1,0000	0,6095	-0,5151	1,0000	0,5339	-0,4817	1,0000	0,4681
-0,8409	0,2419	-0,9999	-0,8648	0,1524	-0,9999	-0,8721	0,1001	-0,9999
-1,0000	-0,6382	0,5759	-0,9999	-0,6469	0,5897	-1,0000	-0,5691	0,6466

Tabela 4.17 – Índice MAC dos modos teóricos e identificados.

0%			3%			5%		
Vibração Livre								
1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000
0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0002
0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,9998
Vibração Forçada								
1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	1,0000	0,0001	0,0001
0,0000	0,9999	0,0001	0,0000	0,9999	0,0001	0,0000	0,9999	0,0001
0,0000	0,0001	0,9998	0,0000	0,0001	0,9998	0,0000	0,0001	0,9999

Os resultados do processo de localização do dano são mostrados nas figuras 4.8 a 4.11. As figuras apresentam diagramas de barras onde o eixo horizontal enumera os elementos da estrutura e o eixo vertical quantifica o coeficiente de redução da rigidez. Três gráficos (a), (b) e (c) representam, para cada caso, o nível de ruído do sinal analisado correspondente. Os resultados da localização de dano se darão da mesma maneira para os outros casos analisados.

Como dito na discussão da análise do pórtico simplificado, este modelo era capaz de identificar dano em qualquer um dos seis pilares da estrutura. Isso se deve ao fato de que o modelo e as respostas obtidas possuíam os graus de liberdade necessários para tal. Novamente os resultados se mostram satisfatórios para ambos os cenários de dano propostos e para todos os níveis de ruído considerados. Percebe-se que houve uma certa perturbação na localização dos danos para o caso das frequências naturais e modos de vibração identificados em vibração ambiental. Perturbação, essa, não evidenciada para os níveis de ruído propostos.

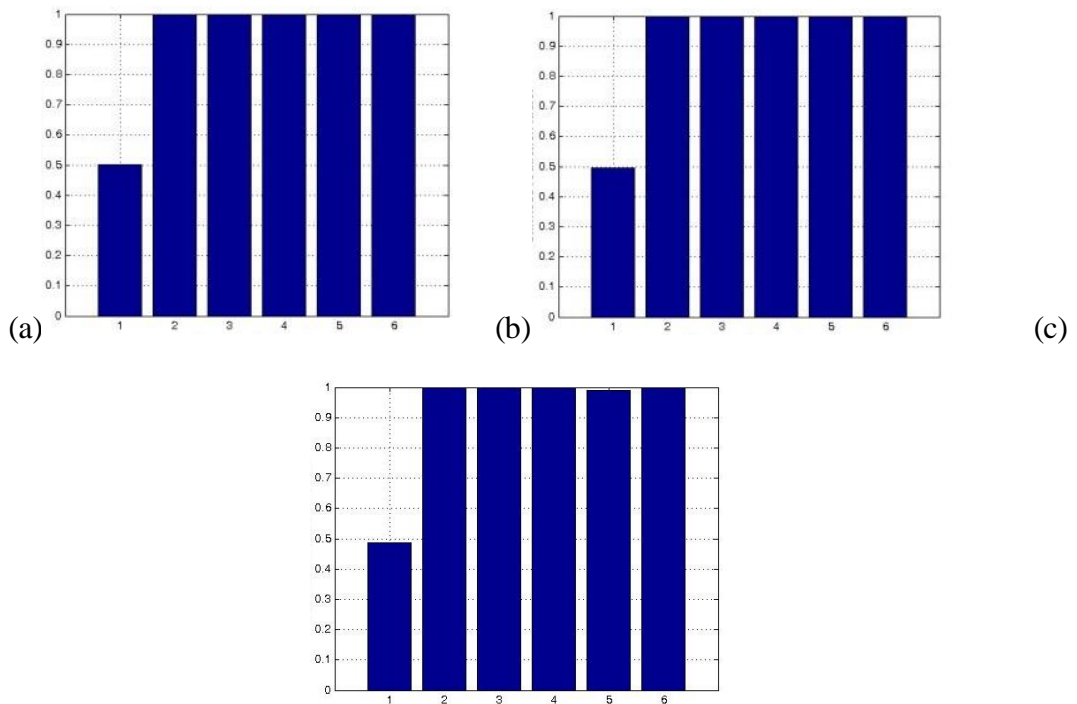


Figura 4.8 - Localização de dano (cenário 1) para o caso de vibração livre. (a) 0% ruído, (b) 3% ruído, (c) 5% ruído.

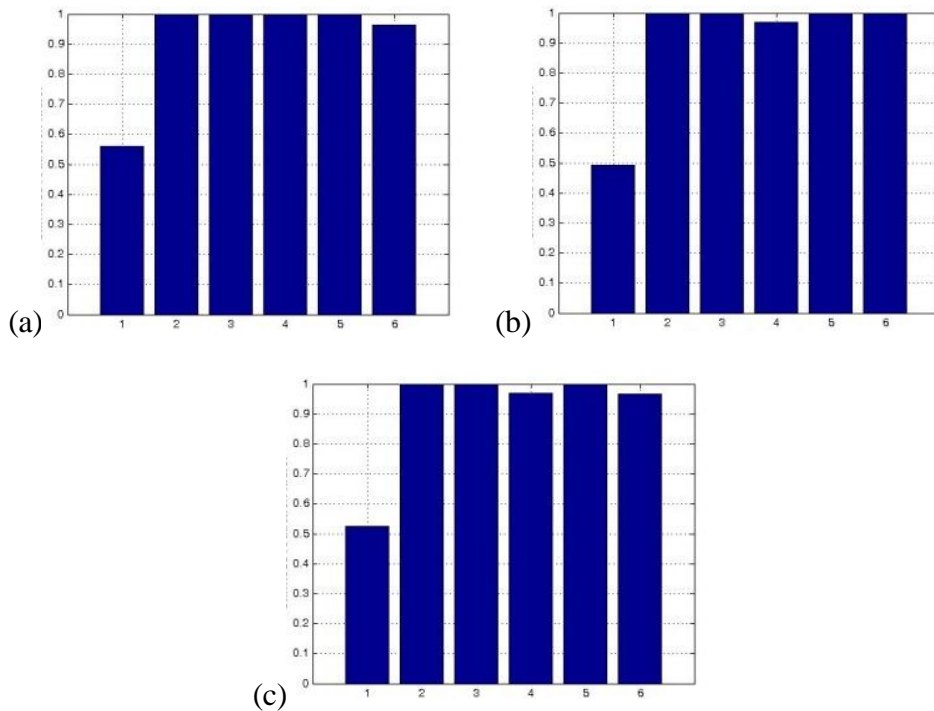


Figura 4.9 - Localização de dano (cenário 1) para o caso de vibração ambiental. (a) 0% ruído, (b) 3% ruído, (c) 5% ruído.

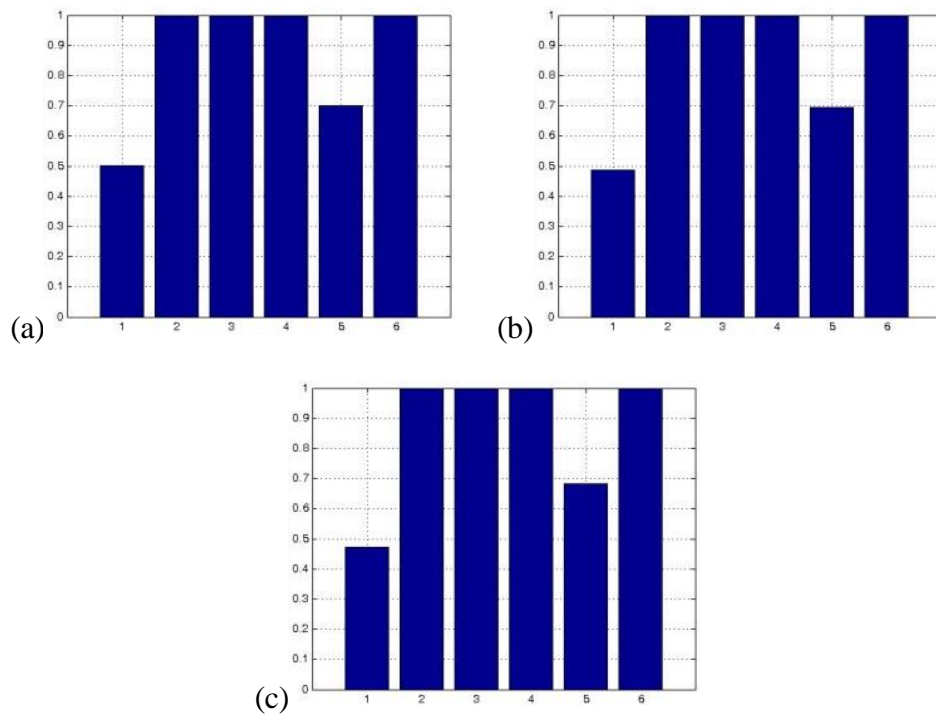


Figura 4.10 - Localização de dano (cenário 2) para o caso de vibração livre. (a) 0% ruído, (b) 3% ruído, (c) 5% ruído.

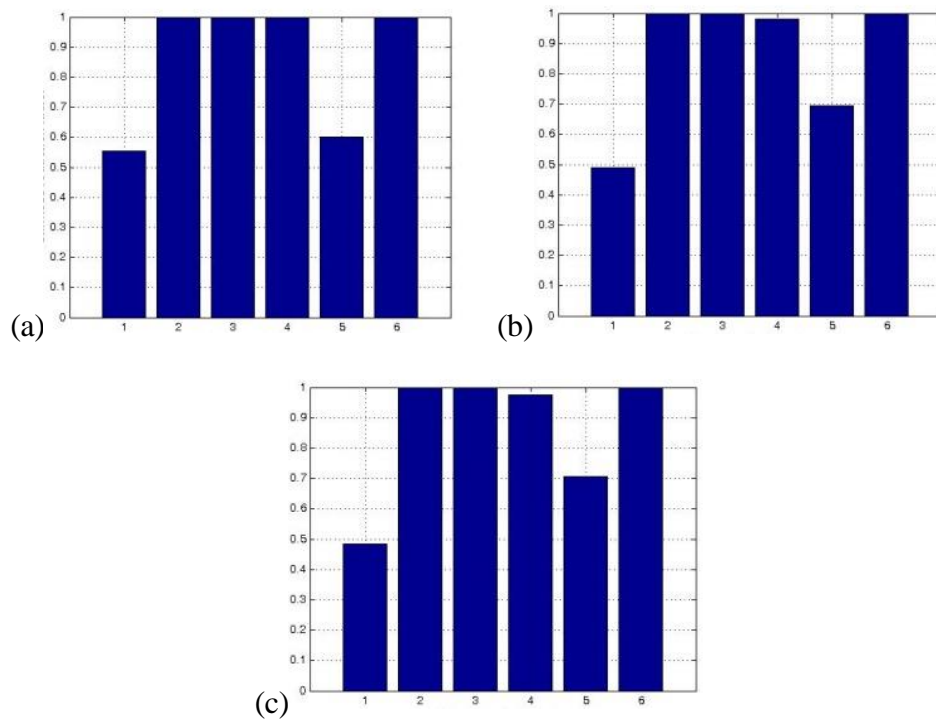


Figura 4.11 - Localização de dano (cenário 2) para o caso de vibração ambiental. (a) 0% ruído, (b) 3% ruído, (c) 5% ruído.

4.3 Análise das Vigas

Nesta seção fez-se a análise de duas vigas. A primeira viga (viga 1) será analisada apenas numericamente, ou seja, suas respostas dinâmicas serão adquiridas por integração numérica e os danos serão introduzidos por meio de uma redução direta da rigidez elementar. A segunda viga (viga 2) será analisada numericamente e experimentalmente sob as mesmas condições de instrumentação. Portanto, na análise numérica serão utilizadas apenas as respostas dos graus de liberdade com os quais foram instrumentados na análise experimental.

4.3.1 Análise Numérica da Viga 1

A primeira viga analisada numericamente possui seção transversal quadrada do tipo caixão e é discretizada em 25 elementos de viga Timoshenko. A viga em questão é a mesma analisada experimentalmente em Kaminski Jr., 1996, e numericamente em Fadel Miguel et al., 2012. Os mesmos procedimentos dos casos numéricos anteriores são executados, sendo a análise dividida em vibração livre e vibração ambiental. A viga possui comprimento de 750 mm com seção transversal de lado 25,4 mm e espessura de 1 mm. O fator de corte e o coeficiente de Poisson são 0,5 e 0,3, respectivamente. A viga possui módulo de elasticidade de 68,6 GPa e massa específica de 2800 kg/m³. Como esta viga foi utilizada para validação experimental, massas de 18,2 g são adicionadas a cada nó a fim de acrescentar o efeito da inércia transversal das massas dos acelerômetros utilizados. Três cenários de dano são propostos para ambos os tipos de excitação, dois dos mesmos utilizados em Fadel Miguel et al., 2012, cujo elemento 20 sofre redução de 20% na rigidez e um segundo onde o elemento 8 sofre uma redução de 30%. O terceiro cenário de dano proposto é um cenário combinado onde os elementos 5 e 12 têm suas rigidezes reduzidas em 50% e 30%, respectivamente. Na Tabela 4.18 podem ser vistos os valores das frequências naturais para cada um dos três cenários de dano, assim como os valores para o caso íntegro da viga. O primeiro cenário de dano visa verificar a sensibilidade ao dano nas frequências naturais e modos de vibração mais altos da viga, uma vez que quanto mais distante do engaste, menor será a influência do dano no primeiro modo de vibração. O último cenário de dano propõe uma condição mais complexa de dano, servindo este como evidência da efetividade ou não do método.

Tabela 4.18 – Valores teóricos das frequências naturais (Hz) para cada cenário de dano proposto.

Modos	Sem dano	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3
1°	26,56	26,56	26,25	25,32
2°	164,46	164,01	163,90	161,47
3°	451,78	447,85	445,99	447,25
4°	861,81	853,71	857,29	832,24
5°	1378,20	1371,50	1372,3	1341,20

Tabela 4.19 – Frequências naturais (Hz) identificadas para o caso em vibração livre.

Modos	Sem dano			Cenário 1		
	0%	3%	5%	0%	3%	5%
1°	26,56	26,56	26,56	26,56	26,56	26,56
2°	164,45	164,46	164,46	164,00	164,00	164,01
3°	451,61	451,63	451,64	447,69	447,70	447,70
4°	860,72	860,73	860,79	852,64	852,72	852,84
5°	1373,70	1374,90	1374,70	1367,71	1368,00	1367,90
Modos	Cenário 2			Cenário 3		
	0%	3%	5%	0%	3%	5%
1°	26,25	26,25	26,26	25,32	25,32	25,32
2°	163,89	163,88	163,87	161,46	161,46	161,47
3°	445,83	445,83	445,82	447,08	447,08	447,08
4°	856,20	856,14	856,11	831,21	831,34	831,45
5°	1367,90	1368,20	1368,30	1337,00	1338,30	1339,40

A seguir são expostos os modos identificados para vibração livre e seus respectivos níveis de ruído. A identificação dos modos é em geral menos precisa que a identificação das frequências, como exposto anteriormente, e possui sensibilidade maior devido ao nível de ruído. Na Figura 4.12, podem ser observadas as variações dos modos identificados para o caso íntegro de acordo com o nível de ruído introduzido no sinal. Percebe-se um aumento do erro para os dois últimos modos identificados (quarto e quinto modo).

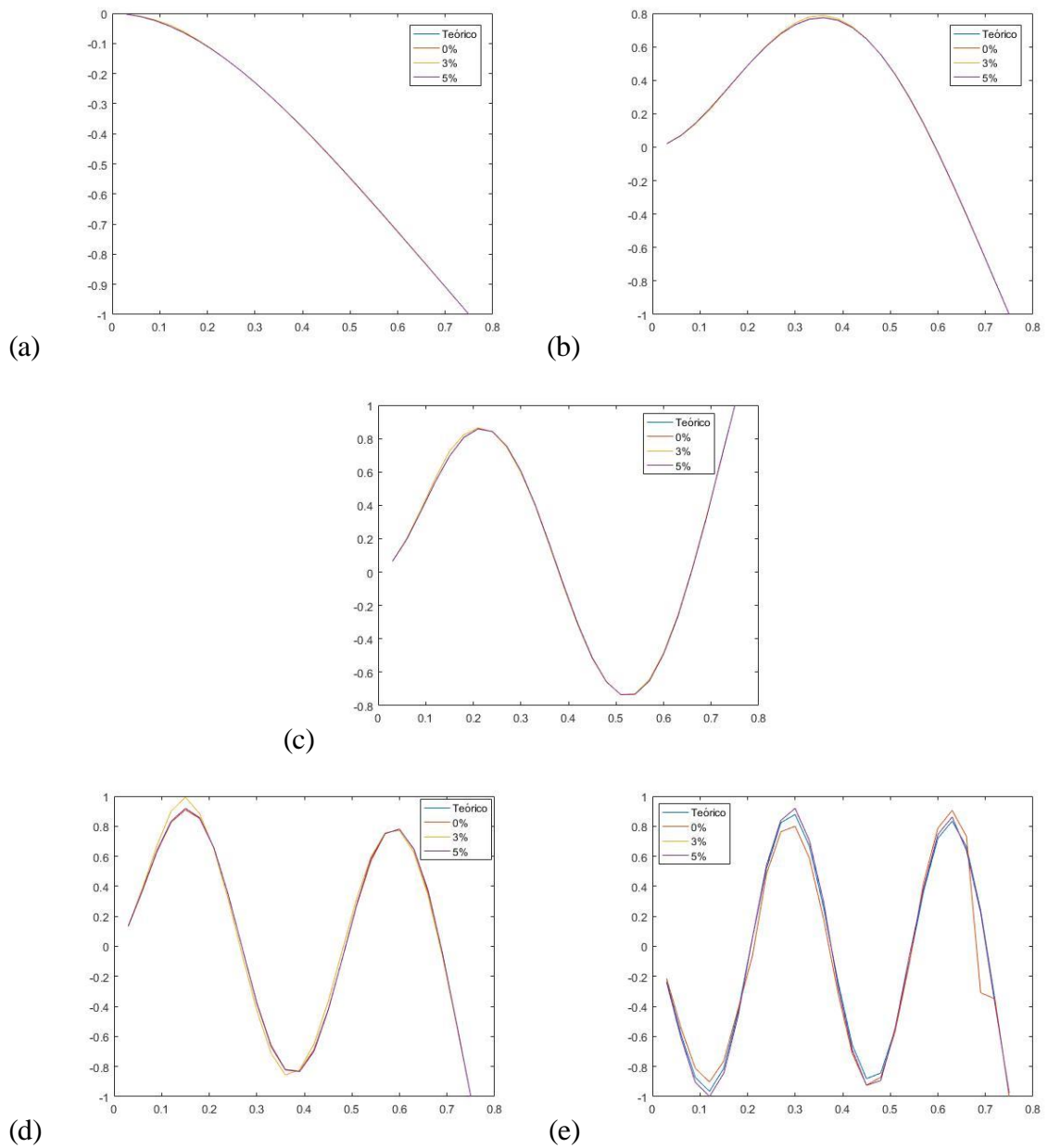


Figura 4.12 – Cinco primeiros modos de vibração identificados para a viga íntegra extraídos a partir da resposta em vibração livre para os diferentes níveis de ruído propostos. (a) 1º modo, (b) 2º modo, (c) 3º modo, (d) 4º modo, (e) 5º modo.

Em posse das frequências naturais e dos modos, a rotina de otimização é novamente executada. A seguir são expostos os resultados para os casos de vibração livre para cada cenário de dano e nível de ruído.

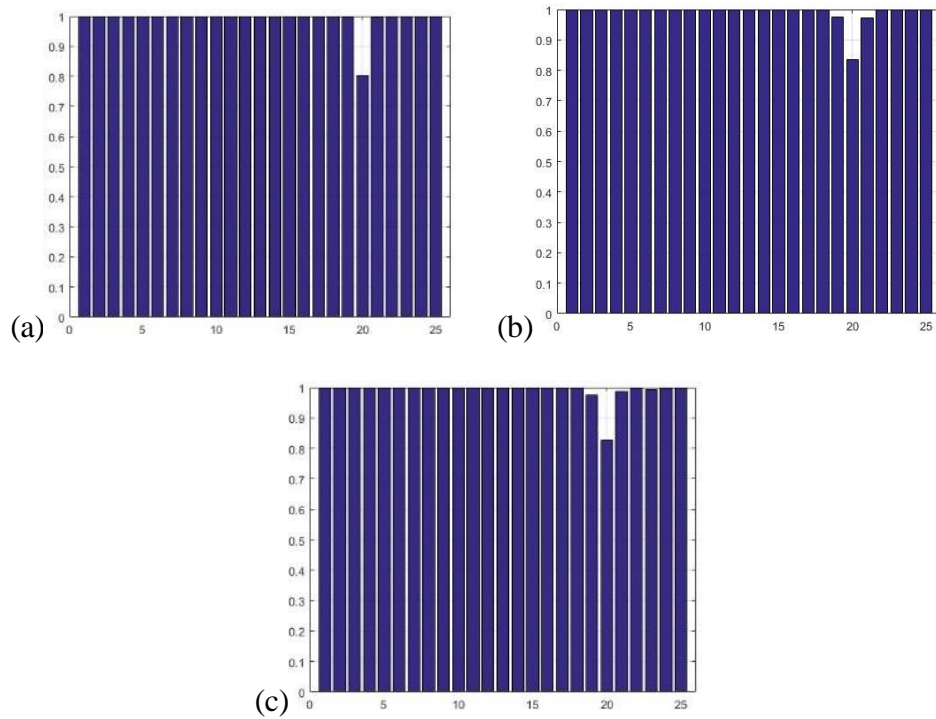


Figura 4.13 – Localização do dano no cenário 1 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).

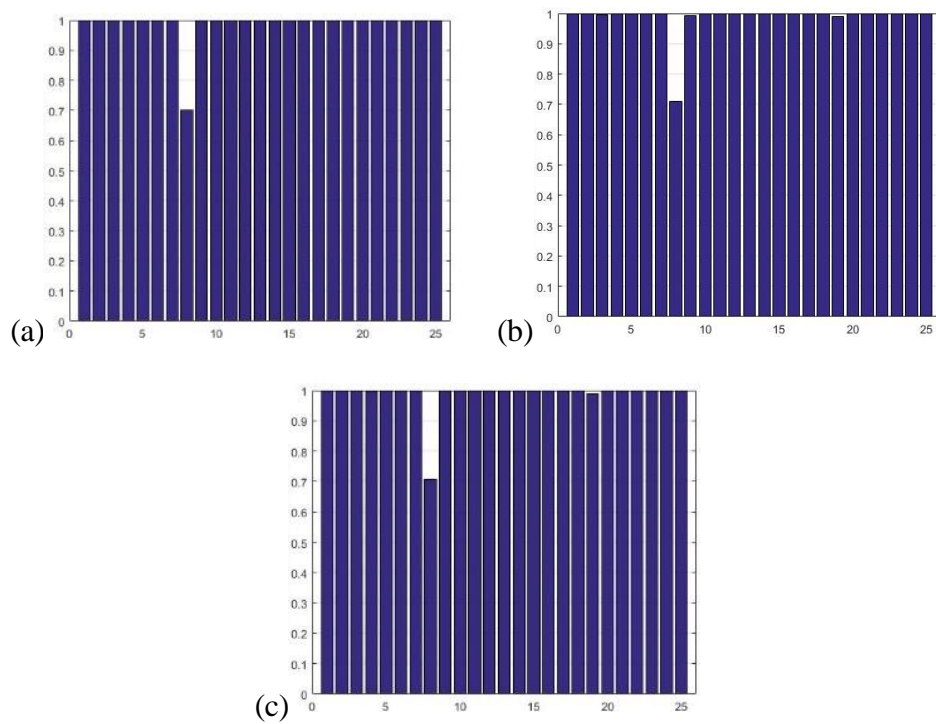


Figura 4.14 – Localização do dano no cenário 2 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).

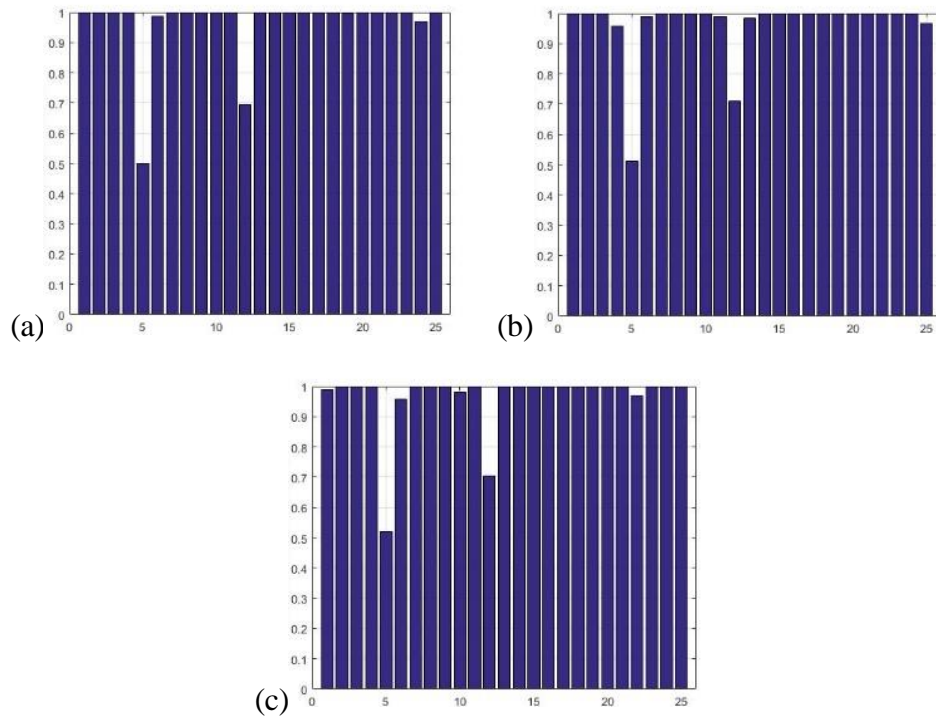


Figura 4.15 – Localização do dano no cenário 3 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).

Os passos são repetidos para a determinação das frequências naturais e modos de vibração para o caso de vibração forçada. As frequências naturais identificadas são mostradas na Tabela 4.20 a seguir.

Tabela 4.20 – Frequências naturais (Hz) identificadas para o caso em vibração ambiental.

Modos	Sem dano			Cenário 1		
	0%	3%	5%	0%	3%	5%
1°	26,56	26,56	26,56	26,52	25,35	25,35
2°	163,93	163,91	163,89	163,33	164,44	164,42
3°	451,26	451,38	451,21	448,20	447,47	447,39
4°	860,34	860,42	857,79	846,84	853,80	853,58
5°	1374,80	1388,40	1395,90	1367,10	1369,20	1389,20
Modos	Cenário 2			Cenário 3		
	0%	3%	5%	0%	3%	5%
1°	26,44	26,46	26,46	25,28	25,28	25,18
2°	164,32	164,39	164,37	162,19	161,55	161,76
3°	445,28	445,82	445,88	447,13	447,23	446,62
4°	856,15	857,29	857,74	831,78	831,66	825,63
5°	1372,40	1362,40	1371,10	1340,40	1343,36	1346,20

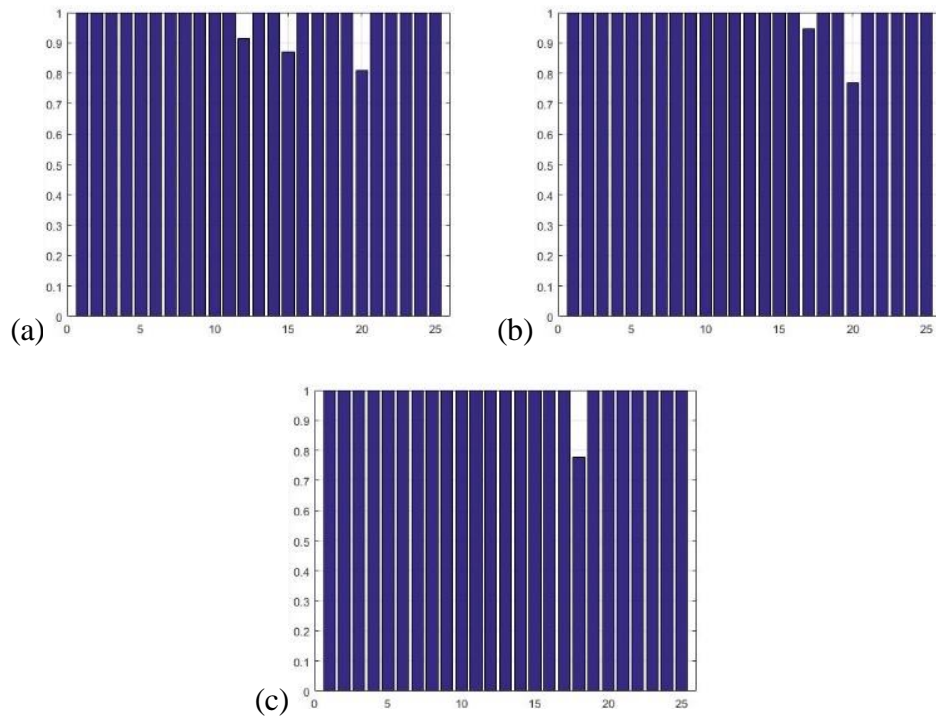


Figura 4.16 – Localização do dano para vibração forçada no cenário 1 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).

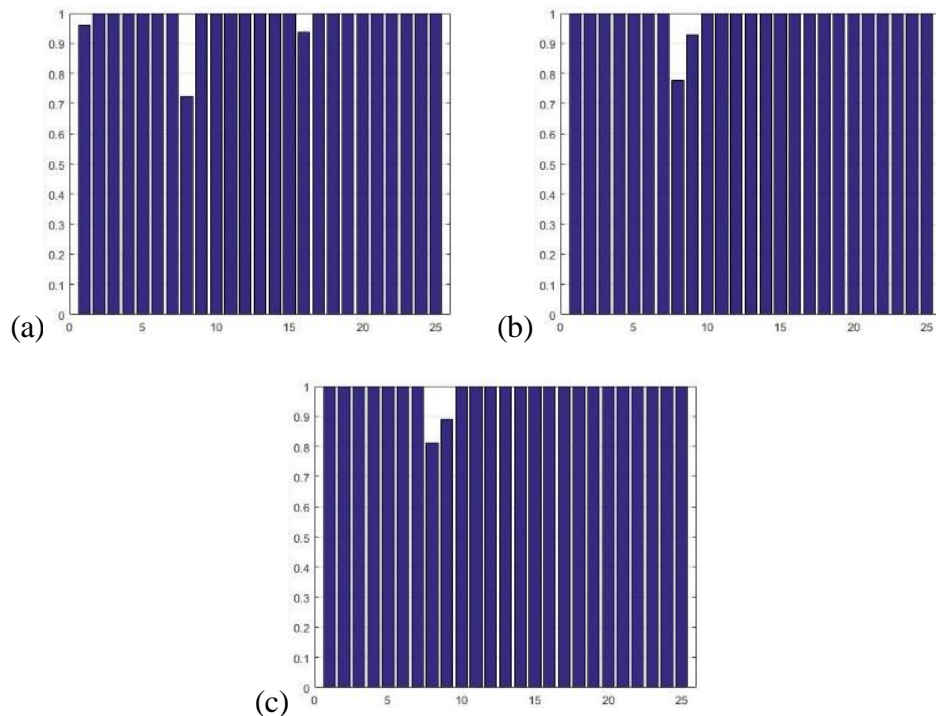


Figura 4.17 – Localização do dano para vibração forçada no cenário 2 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).

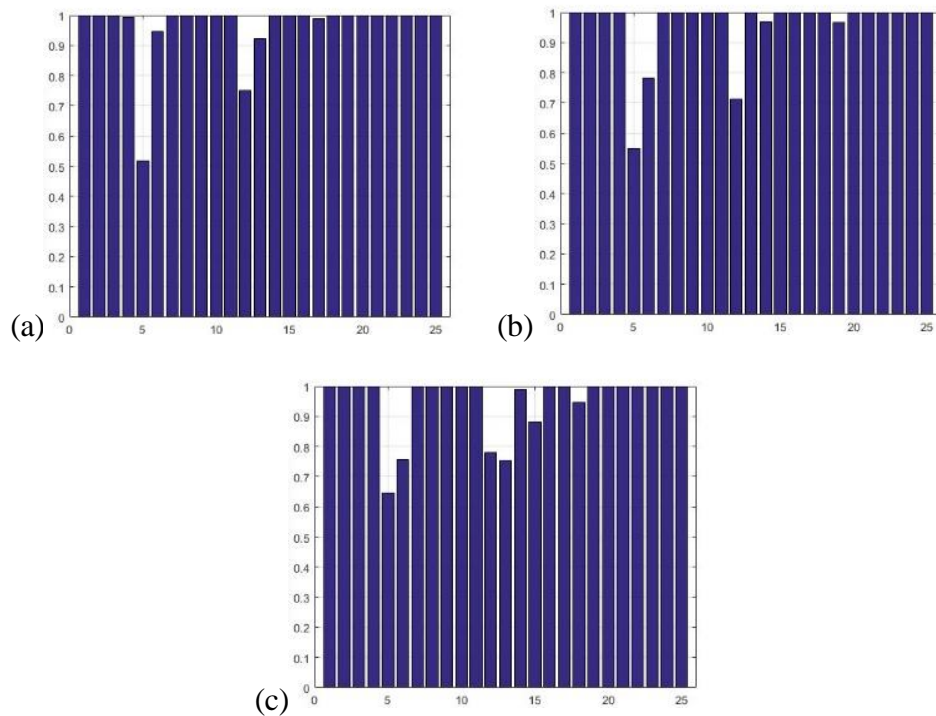


Figura 4.18 – Localização do dano para vibração forçada no cenário 3 para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).

Tabela 4.21 – Erros relativos (%) das frequências identificadas para o caso íntegro.

Modos	Vibração Livre			Vibração Forçada		
	0%	3%	5%	0%	3%	5%
1°	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2°	0,0061	0,0000	0,0000	0,3223	0,3344	0,3466
3°	0,0376	0,0332	0,0310	0,1151	0,0885	0,1262
4°	0,1265	0,1253	0,1184	0,1706	0,1613	0,4665
5°	0,3265	0,2394	0,2540	0,2467	0,7401	1,2843

As figuras 4.16, 4.17 e 4.18 mostram os diagramas de localização do dano nos elementos da viga 1 para vibração forçada e seus respectivos níveis de ruído. Como pode ser observado nas respectivas figuras, a localização do dano se torna mais imprecisa quando se utiliza vibração ambiental para identificação das frequências naturais e modos de vibração sem dano e com dano. A Tabela 4.21 expõe os erros relativos das frequências naturais identificadas para vibração livre e vibração forçada para os diferentes níveis de ruído. Observa-se um erro crescente à medida que o modo aumenta. A seguir são apresentados os diagramas dos índices MAC para os modos teóricos e identificados. As figuras 4.19 e 4.20 apresentam os índices para o caso de vibração livre e forçada, respectivamente, para cada nível de ruído.

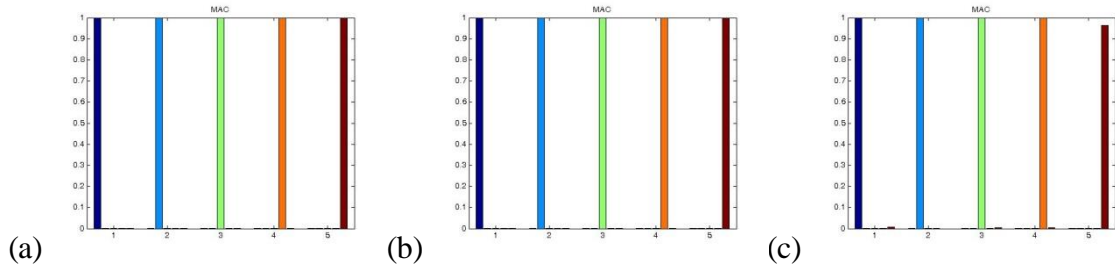


Figura 4.19 – Índices MAC para os modos identificados a vibração livre para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).

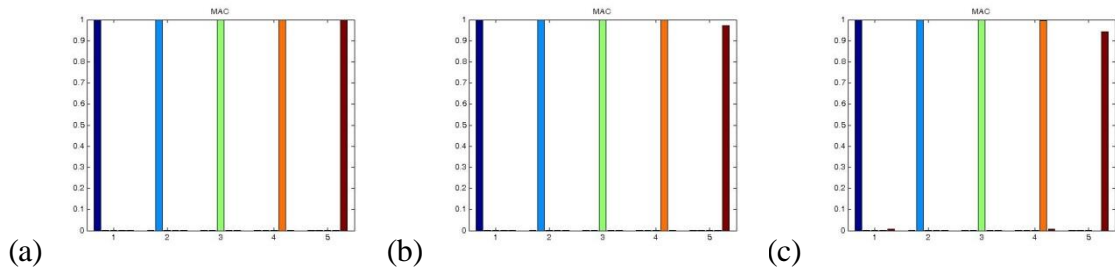


Figura 4.20 – Índices MAC para os modos identificados a vibração ambiental para sinal sem ruído (a), com 3% de ruído (b) e com 5% de ruído (c).

Aproveitando-se do fato de que essa viga possuía um maior número de sensores, sendo possível, assim, a identificação de um número maior de modos de vibração, impôs-se condições de dano mais complexas. Para o primeiro cenário de dano em vibração livre, houve boa localização do dano. Nota-se uma ligeira influência nos elementos vizinhos ao elemento danificado quando se é introduzido ruído ao sinal. Efeito este que não se percebe quando o dano tem uma magnitude maior e é mais próximo ao engaste (cenário 2). Já o último cenário em vibração livre analisado também possui perturbação em elementos vizinhos e em elementos mais próximos à extremidade livre da viga. Para os casos em vibração ambiental, observa-se um nível maior de perturbações à medida que o ruído é introduzido e ao passo que os cenários de dano envolvem um número maior de elementos. Há perturbações na localização, porém, ainda são evidentes as regiões danificadas e a quantificação do coeficiente de diminuição da rigidez associado ao elemento. A boa localização, novamente é atribuída ao baixo erro das frequências naturais identificadas (Tabela 4.21). Percebe-se que quanto maior o modo identificado, maior o erro associado à identificação das frequências desse modo. Os modos de vibração são afetados da mesma maneira, como é observado na Figura 4.12 e nas figuras 4.19 e 4.20.

4.3.2 Análise Numérica da Viga 2

A segunda viga analisada numericamente possui comprimento de 400 mm, seção transversal com espessura de 3,3 mm e largura de 25,4 mm (Figura 4.22). O módulo de elasticidade é de 65 GPa e densidade de 2800 kg/m³. Para o caso numérico, as inércias das massas de três acelerômetros foram adicionadas em graus de liberdade verticais ao longo da viga e foram tomadas somente as respostas transversais destes graus de liberdade. Assim se propôs para que o caso numérico representasse o caso experimental exposto a seguir. Foi utilizado um modelo com 20 elementos de viga Euler-Bernoulli. O processo de análise segue o mesmo realizado para o pórtico. Primeiramente, são tomadas as respostas da viga para o caso íntegro, considerando vibração livre e vibração ambiental, e após para o caso com dano. Às respostas são acrescentados ruídos de 3% e 5% da potência RMS média do sinal tanto para o caso em vibração livre quanto para o caso forçado. O dano é representado por uma redução de 50% na rigidez do elemento 2 e 20% no elemento 9. A viga discretizada pode ser vista na Figura 4.21. Nesta figura estão também apontados os GDL utilizados para a aquisição das respostas.

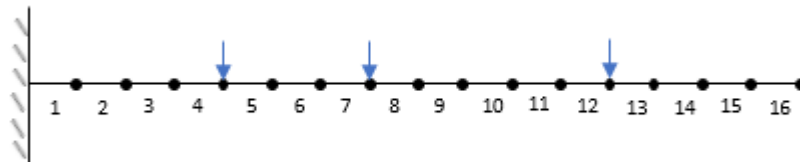


Figura 4.21 – Viga discretizada em elementos com os GDL onde são adquiridos os sinais (setas azuis).



Figura 4.22 – Viga utilizada para os ensaios experimentais.

Fez-se a análise modal para registro das frequências naturais e modos de vibração teóricos. A Tabela 4.22 traz os valores das frequências naturais (Hz) e a Tabela 4.23 os valores dos modos de vibração.

Tabela 4.22 – Valores teóricos das 4 primeiras frequências naturais (Hz) da viga.

Modos	Sem dano	Com dano
1°	11,5013	10,4752
2°	68,2883	65,1410
3°	189,2001	187,3776
4°	314,2138	310,9905

Tabela 4.23 – Valores teóricos dos modos de vibração da viga.

Sem dano			Com dano		
-0,1521	0,6601	-1,000	-0,1659	0,6665	-1,0000
-0,4165	1,0000	-0,0676	-0,4328	1,0000	-0,0465
-1,0000	-0,1551	0,7100	-1,0000	-0,1787	0,6918

A rotina de localização de dano é executada com os valores teóricos para que se observe a capacidade teórica de localização do cenário proposto. O resultado pode ser observado no gráfico da Figura 4.23. Os valores teóricos de frequência para a viga com dano e sem dano são utilizados como parâmetro estabilizador na etapa de identificação dos parâmetros modais, e são representadas nos diagramas por pontos vermelhos (Figura 4.24a). Apesar de não utilizados, optou-se por exibir os valores das razões de amortecimento identificadas na Figura 4.24b por se considerar relevante a qualidade dos resultados obtidos de um parâmetro que, em geral, é de difícil identificação. As razões de amortecimento também podem ser obtidas pelo método SSI, da mesma maneira com que são obtidas as frequências naturais. Os valores de frequências e modos são extraídos da etapa de identificação e mostrados nas tabelas a seguir.

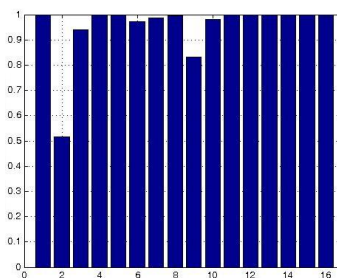


Figura 4.23 – Localização do dano utilizando as quatro primeiras frequências naturais e os três primeiros modos de vibração teóricos.

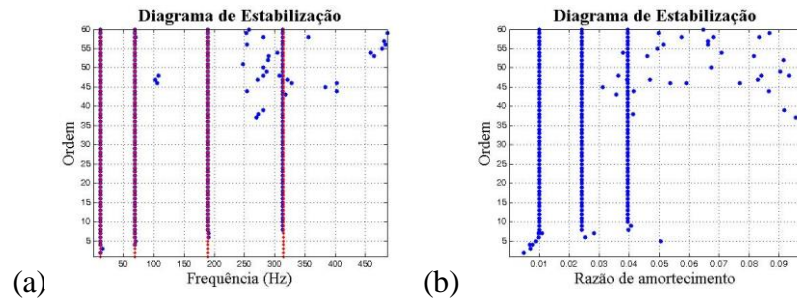


Figura 4.24 – Diagrama de estabilização do algoritmo de identificação para a viga sem dano.

(a) Frequências naturais, (b) Razões de amortecimento.

Tabela 4.24 – Frequências naturais (Hz) identificadas para viga íntegra e danificada.

		Vibração Livre			Vibração Forçada		
Sem dano	Modos	0%	3%	5%	0%	3%	5%
	1°	11,5007	11,5019	11,5041	11,4760	11,4792	11,4733
	2°	68,2808	68,2939	68,3238	68,2226	68,2275	68,2831
	3°	189,0578	189,2906	189,3934	189,2019	189,0431	189,0083
	4°	313,5712	312,5932	311,7040	314,0494	313,9045	314,3536

		Vibração Livre			Vibração Forçada		
Com dano	Modos	0%	3%	5%	0%	3%	5%
	1°	10,4746	10,4742	10,4737	10,4549	10,4484	10,4517
	2°	65,1342	65,1257	65,1098	65,0855	65,1054	65,1005
	3°	187,2336	187,1095	186,9376	186,9804	186,8446	186,8738
	4°	310,3409	307,9154	306,6063	310,0591	310,4523	310,5549

Tabela 4.25 – Erros relativos (%) das frequências identificadas para os casos íntegros.

Modos	Vibração Livre			Vibração Ambiental		
	0%	3%	5%	0%	3%	5%
1°	0,0052	0,0052	0,0243	0,2200	0,1922	0,2435
2°	0,0110	0,0082	0,0520	0,0962	0,0890	0,0076
3°	0,0752	0,0478	0,1022	0,0010	0,0830	0,1014
4°	0,2045	0,5158	0,7988	0,0523	0,0984	0,0445

Tabela 4.26 – Modos identificados para o caso íntegro.

0%			3%			5%		
Vibração Livre								
-0,1521	-0,6601	-1,0000	-0,1521	-0,6600	-1,0000	-0,1521	-0,6600	-1,0000
-0,4165	-1,0000	-0,0676	-0,4166	-1,0000	-0,0674	-0,4166	-1,0000	-0,0699
-1,0000	0,1551	0,7100	-1,0000	0,1556	0,7103	-1,0000	0,1565	0,6934
Vibração Forçada								
-0,1523	-0,6598	-1,0000	-0,1523	-0,6597	-1,0000	-0,1523	-0,6598	-1,0000
-0,4167	-1,0000	-0,0671	-0,4168	-1,0000	-0,0681	-0,4167	-1,0000	-0,0697
-1,0000	0,1560	0,7115	-1,0000	0,1555	0,7106	-1,0000	0,1558	0,7105

Tabela 4.27 – Modos identificados para o caso danificado.

0%			3%			5%		
Vibração Livre								
-0,1659	-0,6665	-1,0000	-0,1659	-0,6661	-1,0000	-0,1659	-0,6658	-1,0000
-0,4328	-1,0000	-0,0465	-0,4328	-1,0000	-0,0520	-0,4328	-1,0000	-0,0564
-1,0000	0,1787	0,6918	-1,0000	0,1785	0,6833	-1,0000	0,1777	0,6763
Vibração Forçada								
-0,1659	-0,6665	-1,0000	-0,1659	-0,6665	-1,0000	-0,1659	-0,6664	-1,0000
-0,4330	-1,0000	-0,0478	-0,4330	-1,0000	-0,0497	-0,4330	-1,0000	-0,0495
-1,0000	0,1790	0,6921	-1,0000	0,1791	0,6933	-1,0000	0,1789	0,6936

Tabela 4.28 – Índice MAC dos modos teóricos e identificados para o caso íntegro.

0%			3%			5%		
Vibração Livre								
1,0000	0,0369	0,0730	1,0000	0,0361	0,0724	1,0000	0,0359	0,0725
0,0369	1,0000	0,0882	0,0369	1,0000	0,0877	0,0369	1,0000	0,0879
0,0730	0,0882	1,0000	0,0730	0,0887	1,0000	0,0730	0,0889	1,0000
Vibração Forçada								
1,0000	0,0371	0,0783	1,0000	0,0366	0,0767	1,0000	0,0364	0,0768
0,0369	1,0000	0,0957	0,0369	1,0000	0,0986	0,0369	1,0000	0,0992
0,0730	0,0879	0,9996	0,0730	0,0881	0,9995	0,0730	0,0881	0,9995

As próximas figuras ilustram a localização de dano utilizando as frequências identificadas para vibração livre (Figura 4.25) e para vibração forçada (Figura 4.26) para os níveis de ruído propostos. O cenário de dano proposto foi localizado com certa dificuldade para ambos os tipos de excitação. Houve perturbação nas vizinhanças dos elementos danificados, porém, pode-se considerar que a região afetada pelo dano está representada pelos gráficos, uma vez que, até para o caso onde se usaram as frequências naturais e modos de vibração teóricos, a localização do dano não foi exata (Figura 4.23). A perturbação nas vizinhanças da região afetada pode ser atribuída a alguns fatores. Um dos principais é a capacidade dos modos medidos em retratar o efeito na rigidez do elemento danificado, ou seja, retratar o viés na curvatura do modo pré e pós dano. Como dito anteriormente, o caso numérico foi assim proposto para que as condições de instrumentação do caso numérico fossem semelhantes às do caso experimental. Percebe-se que o algoritmo é teoricamente capaz de localizar o cenário de dano proposto mesmo com um número de sensores restritos.

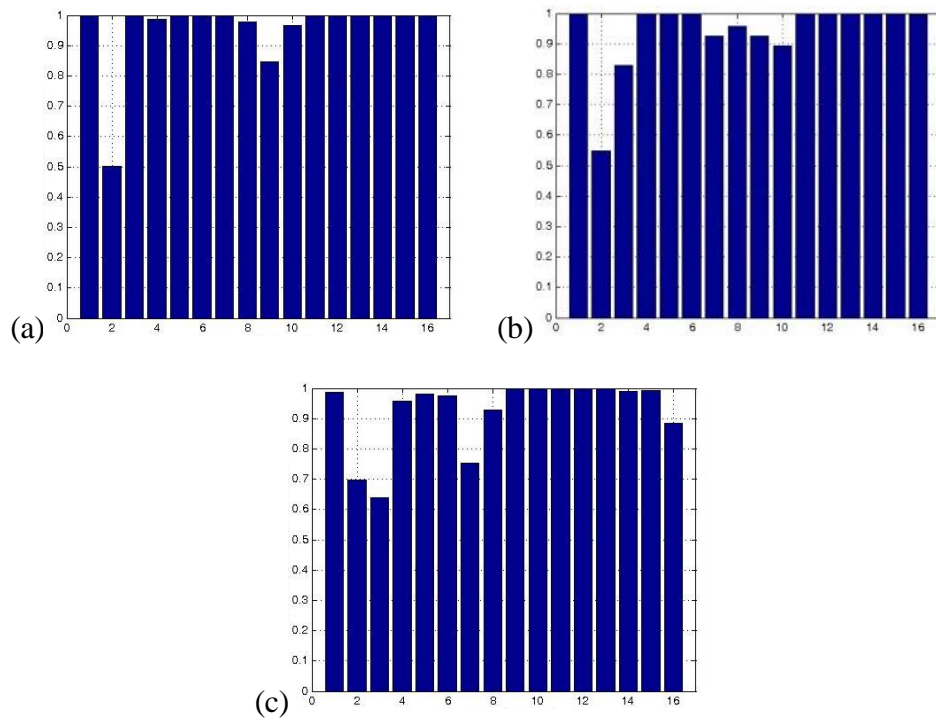


Figura 4.25 – Localização de dano para o caso de vibração livre. (a) 0% ruído, (b) 3% ruído, (c) 5% ruído.

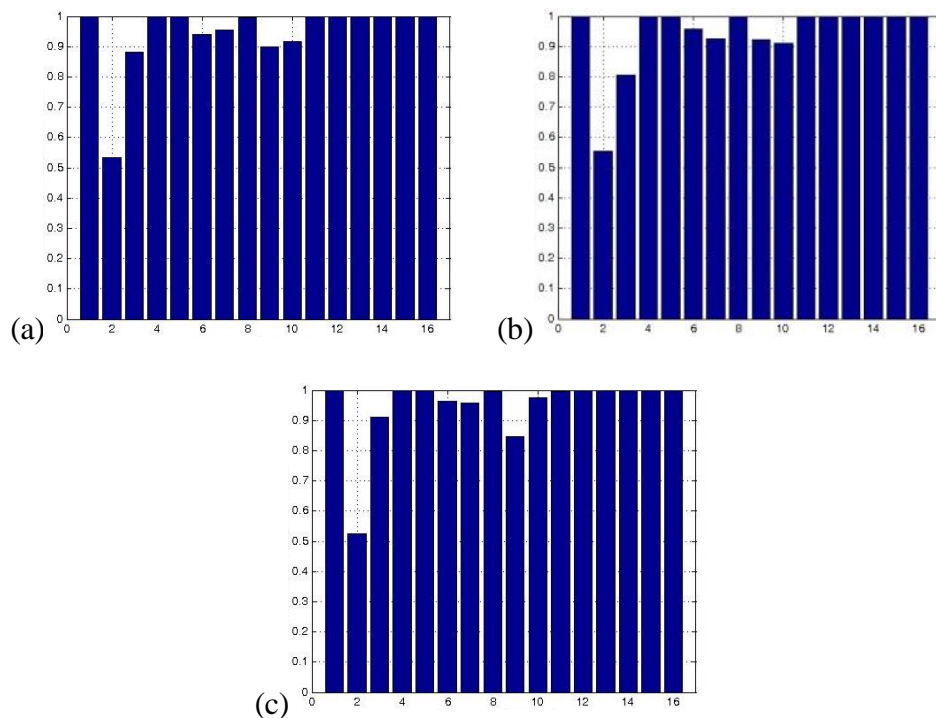


Figura 4.26 – Localização do dano para o caso de vibração ambiental. (a) 0% ruído, (b) 3% ruído, (c) 5% ruído.

4.3.3 Análise Experimental da Viga 2

A viga do caso experimental possui as mesmas propriedades geométricas e mecânicas da viga anteriormente analisada. Os três acelerômetros se encontram espaçados ao longo do comprimento de acordo com a Figura 4.21. Cinco cenários de dano são propostos para este caso, sendo o primeiro deles representado por um dano no elemento 9. Em seguida, danos progressivos são introduzidos no elemento 2, caracterizando, assim, os outros quatro cenários analisados. Testes de vibração livre foram conduzidos a fim de se extrair os parâmetros modais, da mesma forma como foram feitos no caso do pórtico. A Tabela 4.29 apresenta as frequências naturais identificadas para os casos sem dano e com dano e a Tabela 4.30 apresenta os modos de vibração para os mesmos casos.

Tabela 4.29 – Frequências naturais (Hz) identificadas da viga.

Modos	Sem dano	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5
1°	11,50	11,23	10,94	10,82	10,40	9,60
2°	68,28	65,88	65,32	65,19	64,51	63,38
3°	189,20	183,77	183,53	183,63	183,40	183,17
4°	314,21	307,05	306,63	306,90	306,62	307,04

Tabela 4.30 – Modos identificados para cada cenário de dano.

Sem dano			Cenário 1			Cenário 2		
0,1521	0,6601	-1,000	1,0000	0,1620	-0,6052	1,0000	0,1683	-0,6029
0,4165	1,0000	-0,0676	0,4617	-1,0000	-0,0186	0,4670	-1,0000	-0,0220
1,0000	-0,1551	0,7100	0,1653	-0,6354	1,0000	0,1682	-0,6390	1,0000
Cenário 3			Cenário 4			Cenário 5		
1,0000	0,1712	-0,6084	1,0000	0,1800	-0,6033	1,0000	0,1957	-0,6100
0,4673	-1,0000	-0,0223	0,4760	-1,0000	-0,0267	0,4875	-1,0000	-0,0323
0,1694	-0,6379	1,0000	0,1746	-0,6434	1,0000	0,1829	-0,6482	1,0000

Foram feitos cinco ensaios para cada cenário de dano. Abaixo se apresentam os coeficientes de variação de cada frequência natural e de cada componente modal para os cenários de dano propostos (tabelas 4.31 e 4.32). Em posse dos valores das frequências naturais e modos de vibração identificados, procede-se à etapa de localização do dano. A Figura 4.27 mostra graficamente os resultados da localização de dano para cada cenário proposto.

Para o caso experimental propôs-se um cenário de dano progressivo para que se pudesse avaliar a sensibilidade da metodologia proposta a casos reais de dano. Observa-se nos gráficos da Figura 4.27 que houve considerável perturbação nos elementos vizinhos aos elementos

danificados. O dano em apenas um elemento da amostra afetou mais de um elemento na etapa de localização. Porém, mesmo com a perturbação observada, fica evidente a vizinhança em que se localiza o dano. Dos gráficos, também se observa que a progressão do dano pode ser notada quando se considera a região afetada da falha, enquanto que o dano não progressivo, se mantém estável a partir do segundo cenário. Considera-se que a região danificada foi caracterizada com certa dificuldade, mas tendo em conta a disponibilidade restrita de sensores, os resultados são aceitáveis.

Tabela 4.31 – Coeficientes de variação das frequências naturais identificadas da viga.

Modos	Cenário 1	Cenário 2	Cenário 3	Cenário 4	Cenário 5
1°	0,000158	9,3767E-05	0,00021106	0,00072181	0,00076269
2°	0,00064927	0,00020609	0,00122799	0,00027268	0,00064295
3°	0,00076991	0,00017493	0,00024569	0,00068017	0,00073357
4°	0,00160391	0,00039262	0,00094314	0,00068452	0,00111142

Tabela 4.32 – Coeficientes de variação das componentes modais identificadas para cada cenário de dano

			Cenário 1			Cenário 2		
			0	0,001852	0,00264	0	0	0,00232211
			0,003899	0	0,1129	0	0	0,01363636
			0,00363	0,00441	0	0	0,0005	0
Cenário 3								
0	0	0,00214	0	0,000556	0,00464	0	0,00153	0,00147541
0,000856	0	0,02691	0,001261	0	0,05243	0,0014359	0	0,06811146
0	0,00047	0	0,001718	0,00155	0	0,00273373	0,0014	0

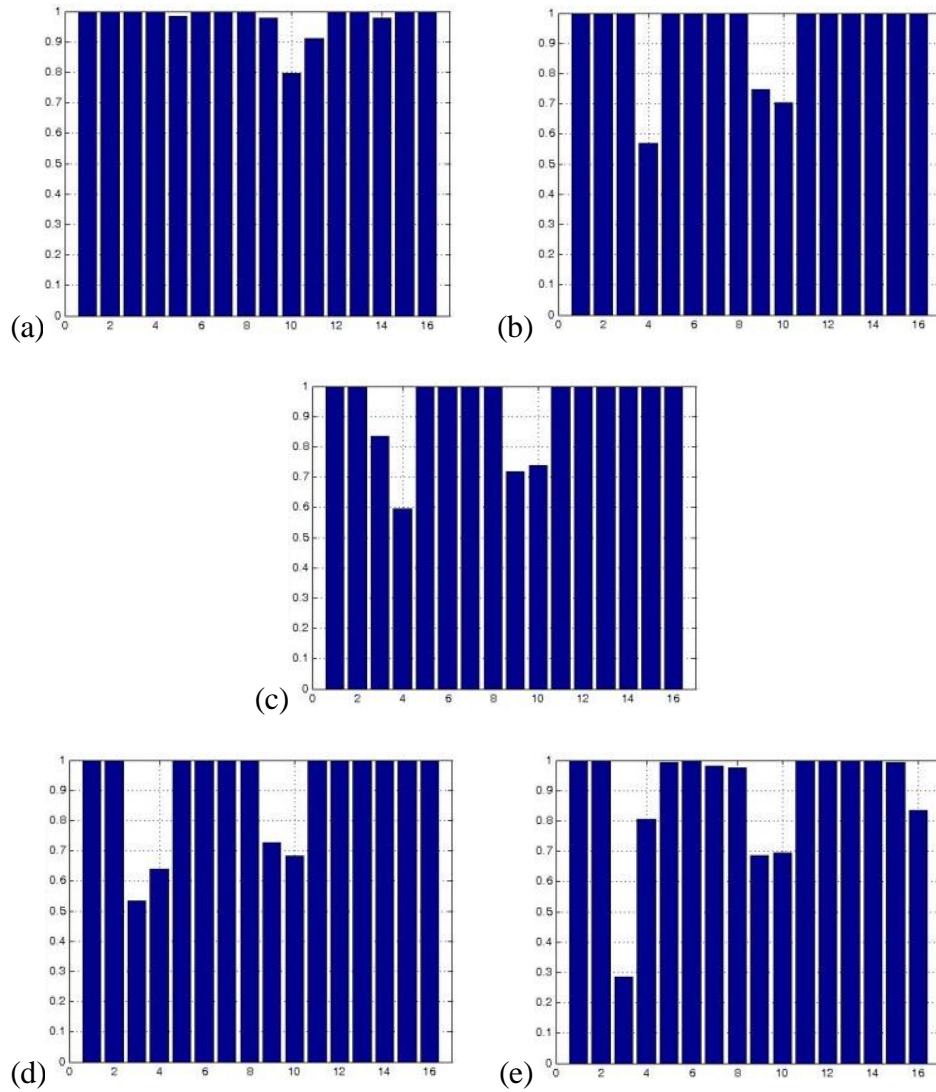


Figura 4.27 – Localização do dano para os cenários propostos. (a) Cenário 1, (b) Cenário 2, (c) Cenário 3, (d) Cenário 4, (e) Cenário 5.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS

O trabalho foi desenvolvido com a ideia inicial de se aplicar técnicas recentes de identificação modal estocástica envolvendo problemas de localização de dano. Desenvolveu-se uma rotina em que os parâmetros modais que caracterizavam o estado da estrutura pré e pós dano foram utilizados em um algoritmo de otimização estocástico para confronto das diferenças teóricas e experimentais. Utilizaram-se as ideias amplamente aceitas de redução na rigidez elementar para caracterizar o dano e de ruído branco gaussiano estacionário para caracterizar a vibração causada pelo ambiente.

Desenvolveu-se um modelo numérico das estruturas em elementos finitos para que se pudesse simular a sua resposta dinâmica a certos tipos de excitação, e também utilizá-lo como base no algoritmo de otimização. Implementaram-se as técnicas de identificação modal estocástica a fim de que se pudesse, a partir das respostas dinâmicas registradas, realizar a identificação dos parâmetros modais considerados. E, por fim, o algoritmo de otimização utilizado (BSA) se mostrou robusto em localizar o dano a partir da função objetivo escolhida.

Após a enumeração dos objetivos alcançados, convém comentar a respeito da etapa de identificação modal estocástica. O algoritmo proposto por Overschee e De Moor, 1996 e utilizado por Peeters, 2000 em aplicações de engenharia estrutural se mostrou bastante robusto para a identificação das frequências naturais e dos modos de vibração. As aplicações numéricas apresentam erros muito pequenos para a identificação com ruído e a partir de vibrações ambientais, que seria o caso mais complexo de identificação presente neste trabalho. A Tabela 4.21 apresenta erros percentuais crescentes à medida que as frequências identificadas aumentam, porém, ainda que crescentes, muito baixos. Para todos os casos numéricos analisados neste trabalho, erros consideravelmente baixos se mantiveram como uma tendência. Escolheu-se o índice MAC para demonstrar a efetividade na identificação dos modos de vibração. Esta identificação também bastante satisfatória. Percebe-se pelos valores calculados para os casos numéricos que todos os modos possuíam índices muito próximos de 1, sendo que em definição, um valor maior do que 0,9 já representa boa concordância entre dois modos. A Figura 4.12 demonstra de que maneira o ruído afeta a identificação dos modos considerados. Nela percebe-se que à medida que o modo aumenta, há uma perturbação evidente na identificação, porém, como dito anteriormente, perturbação não suficiente para fazer com que o modo identificado discorde do modo de vibração teórico. Já para os resultados experimentais, pode-se comentar a respeito da pequena variabilidade dos resultados obtidos, tanto para frequências naturais, como para modos de vibração. Houve uma concordância muito alta dos

resultados entre ensaios, evidenciando uma elevada robustez do algoritmo utilizado. As Tabelas 4.31 e 4.32 evidenciam um desvio crescente, porém, baixo das frequências naturais e pequenos desvios de coordenada modal a coordenada modal. Conclui-se, então, que o algoritmo de identificação estocástica de subespaço (SSI) é uma ferramenta extremamente robusta, capaz de identificar os parâmetros com baixa variabilidade, o que faz com que danos cada vez mais sutis possam ser captados. O algoritmo também foi capaz de identificar os parâmetros modais com instrumentação de sensores limitada, poupando, assim, o volume de dados a ser processado.

Para a etapa de localização do dano, os resultados são satisfatórios, tanto para os casos numéricos, como para os casos experimentais. No caso de análise numérica do pórtico plano simplificado, o cenário de dano proposto foi localizado com precisão. Já na análise do caso experimental do pórtico plano simplificado, o dano foi localizado com sutileza apesar dos danos impostos chegarem ao ponto de comprometer o pilar do primeiro piso do modelo. Na análise numérica do pórtico plano completo, os dois cenários de dano foram reconhecidos. Na localização do dano das vigas, as vizinhanças dos elementos danificados foram afetadas de maneira sutil nos casos numéricos. Entretanto, o coeficiente de redução na rigidez foi quantificado com certa precisão. No caso experimental, houve um ligeiro *offset* dos elementos danificados para a direita, mas como o dano afetou uma região de mais de um elemento, entende-se que o resultado foi satisfatório em apontar a região que possuía a avaria. Outro ponto que deve ser comentado, foi que a progressão de um dos danos na análise experimental da viga 2 conseguiu ser detectada, enquanto não houve variação na outra região danificada.

Conclui-se, finalmente, que a rotina desenvolvida foi capaz de localizar os cenários de danos propostos para as estruturas em análise tanto para os casos numéricos, quanto para os casos experimentais com diversos arranjos de instrumentação para aquisição das respostas. O estudo pode ser estendido para estruturas mais complexas e que possuam uma discretização com um número maior de elementos e deve ser considerado em problemas, não só de detecção de dano, mas também em problemas de identificação modal operacional.

A continuidade do estudo em detecção de dano utilizando vibrações (*vibration-based damage detection*) em estruturas se dá de diversas maneiras. Podem ser usados, desde a utilização de modelos numéricos até a análise das características dos sinais de respostas no tempo. Contribuições ainda podem ser feitas no estudo das variações do amortecimento devido ao dano e na identificação das razões de amortecimento em estruturas submetidas a vibrações ambientais, uma vez que é o parâmetro que possui maior sensibilidade às avarias. Relacionado a isso, a identificação das razões de amortecimento de estruturas não é simples e geralmente

possui variabilidade alta, então a metodologia de identificação modal estocástica utilizada neste trabalho pode ser aplicada para tal fim. Os efeitos de temperatura e os efeitos não-estacionários ainda atrapalham a identificação de parâmetros modais de estruturas submetidas a vibrações ambientais, então, ainda há demanda por trabalhos que incluam esses efeitos no modelo, a fim de se evitar falsas previsões de dano. Também devem ser analisados danos mais sutis para que se possa verificar a sensibilidade ao dano para os níveis de ruído propostos. Ou seja, identificar um nível de dano mínimo para cada nível de ruído com o objetivo de aumentar a confiabilidade das análises propostas.

Outro aspecto importante no estudo de detecção de dano com modelos numéricos é que a estrutura perde a complexidade quando modelada utilizando elementos de viga ou de barra, por exemplo. Essa simplificação também é causa de incerteza nos resultados, que como já dito anteriormente, ainda são perturbados por ruídos, condições ambientais e efeitos não-estacionários. Portanto, estudos que localizem o dano em estruturas reais submetidas a vibrações ambientais ainda podem ser feitos para melhorar a robustez dos métodos já existentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Adams, R.; Cawley, P.; Pye, C. J.; Stone, B., A vibration technique for non-destructively assessing the integrity of structure, **Journal Mechanical Engineering Science**, Vol. 20, N° 2, pp. 93-100, 1978.

Akaike, H., Power spectrum estimation through autoregressive model fitting, **Annals of the Institute of Statistical Mathematics**, 21, 407-419, 1969.

Allemang, R. J.; Brown, D. L., A Correlation Coefficient for Modal Vector Analysis, **IMAC I**, Orlando, USA, 1982.

Amani, M. G., **Identificación de sistemas y evaluación del daño estructural**, Tese, San Miguel de Tucumán, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina, 2004.

Amani, M. G.; Riera, J. D.; Curadelli, R. O., Identification of changes in the stiffness and damping matrices of linear structures through ambient vibrations, **Structural Control and Health Monitoring**, Vol. 14, pp. 1155-1169, 2007.

Bernal, D., Load Vectors for Damage Localization, **ASCE Journal of Engineering Mechanics**, Vol. 128, N. 1, p. 7-14, 2002.

Brown, D. L.; Allemang, R. J.; Zimmerman, R.; Mergeay, M., Parameter Estimation Techniques for Modal Analysis, **SAE Technical Paper Series**, N. 790221, 1979.

C. Rainieri, G. Fabbrocino, Influence of model order and number of block rows on accuracy and precision of modal parameter estimates in stochastic subspace identification, **Int. J. Lifecycle Perform. Eng.** 1 (4), 317–334, 2014.

Civicioglu, P., Backtracking search optimization algorithm for numerical optimization problems, **Applied Mathematics and Computation**, 219, 8121-8144, 2013.

Cole, H. A., On-line failure detection and damping measurement of aerospace structures by random decrement signatures, NASA CR-2205, 1973.

DiPasquale, E. et al., Relation between global damage indices and local stiffness degradation. **Journal of Structural Engineering**, v.116, p.1440-1456, 1990.

Ewins, D., **Modal Testing: Theory and Practice**, Research Studies Press LTD., John Wiley & Sons Inc., Exeter, 1984.

Fadel Miguel, L. F., **Identificação de sistemas e avaliação da integridade de estruturas treliçadas**, Tese, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, 2007.

Fadel Miguel, L. F.; Lopez, R. H.; Miguel, L. F. F., A hybrid approach for damage detection of structures under operational conditions, **Journal of Sound and Vibration**, 332, 4241-4260, 2013.

Fadel Miguel, L. F.; Miguel, L. F. F.; Kaminski Jr., J.; Riera, J. D., Damage detection under ambient vibration by harmony search algorithm, **Expert Systems with Applications**, 39, 9704-9714, 2012.

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, Los Alamos, New Mexico, EUA, 1994.

Ferrufino, J. E. V., **Identificação de dano em estruturas pela variação das características modais**. Dissertação de Mestrado, PROMEC, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 1993.

Fukuzono, K., **Investigation of Multiple-Reference Ibrahim Time Domain Modal Parameter Estimation Technique**, M. S. Thesis, Department of Mechanical and Industrial Engineering, University of Cincinnati, 1986.

Gadéa, A. S. M.; Roitman, N.; Magluta, C., Damage identification using frequency response function, **Proceedings of the 18th International Congress of Mechanical Engineering**, Ouro Preto, 2005.

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.

Gomes, H. M.; Silva, N. R. S., Some comparisons for damage detection on structures using genetic algorithms and modal sensitivity method, **Applied Mathematical Modelling**, Vol. 32, pp. 2216-2232, 2008.

Hearn, G.; Testa, R. B., Modal analysis for damage detection in structures, **Journal of Structural Engineering**, Vol. 117, N^o 10, pp. 3042-3063, 1991.

Ibrahim, S. R.; Mikulcik, E. C., A Method for the Direct Identification of Vibration Parameters from the Free Response, **The Shock and Vibration Bulletin**, Vol. 47, N. 4, p. 183-198, 1977.

Inman, D. J., **Vibration with control measurement and stability**, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, EUA, 1989.

Iturrioz, I.; Pasquetti, E.; Doz, G.; et al. Evaluation of structural damage through changes in dynamic properties, **International Symposium on Nondestructive Testing Contribution to the Infrastructure Safety Systems in the 21st Century**, pp. 162–166, 1999.

Jansson, M.; Wahlberg, B., On consistency of subspace methods for system identification, **Automatica**, 34 (12), 1507–1519, 1998.

Juang, J. N.; Pappa, R. S., An eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and model reduction, **J Guid, Control, and Dyn**, 8, 620-627, 1985.

Juang, J. N., **Applied System Identification**, 1^a ed., New Jersey, Prentice Hall, 394 p., 1994.

Kaminski Jr, J.; Riera, J. D., Structural damage detection by means vibration test, **Proceedings of the 14th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology – SmiRT 14**, Lyon, França, 1996.

Khatir, S.; Belaidi, I.; Serra, R., Genetic algorithm based objective functions comparative study for damage detection and localization in beam structures, **Journal of Physics: Conference Series**, 628, 012035, 2015.

Kim, S.; Kim, H. K., Damping identification of bridges under nonstationary ambient vibration, **Engineering**, Vol. 3, pp. 839-844, 2017.

Krames, C.; Smet, C.; Peeters, B., Comparison of ambient and forced vibration testing of civil engineering structures, **Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference (IMAC17)**, Kissimmee, Florida, 1030-1034, 1999.

Lieven, N.; Ewins, D. J., Spatial Correlation of Mode Shapes – The Coordinate Modal Assurance Criterion (COMAC), **IMAC VI**, Kissimmee, USA, 1988.

Litewka, A., On stiffness and strength reduction of solids due to crack development, **Engineering Fracture Mechanics**, v. 25, p.637-643. 1986.

Liu, J. K.; Yang, Q. W., A new structural damage identification method, **Journal of Sound and Vibration**, Vol. 297, N° 3, 694-703, 2006.

Meruane, V; Heylen, W., A hybrid real genetic algorithm to detect structural damage using modal properties, **Mechanical Systems and Signal Processing**, 25 (5), 449-461, 2011.

Pandey, A. K.; Biswas, M., Damage diagnosis of truss structures by estimation of flexibility change, **The International Journal of Analytical and Experimental Modal Analysis**, Vol. 10, N° 2, pp. 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, p.321-332. 1991.

Pastor, M.; Binda, M.; Harparika, T., Modal Assurance Criterion, **Procedia Engineering** 48, 543-548, 2012.

Peeters, B., **System Identification and Damage Detection in Civil Engineering**, PhD thesis, Katholieke Universiteit Leuven, Leuven, Belgium, 2000.

Peeters, B.; De Roeck, G., Reference-based stochastic subspace identification for output-only modal analysis, **Mechanical Systems and Signal Processing**, Vol. 13, N° 6, pp. 855-878, 1999.

Pridham, B.; Wilson, J., An application example illustrating the practical issues of subspace identification, **Proceedings of the 21th International Modal Analysis Conference**, Kissimmee, USA, 2003.

Reynders, E.; De Roeck, G., Reference-based combined deterministic-stochastic subspace identification for experimental and operational modal analysis, **Mechanical Systems and Signal Processing**, Vol. 22, N° 3, pp. 617-637, 2008.

Rodrigues, J., **Identificação Modal Estocástica – Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil**, Tese, Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2004.

Rodrigues, J.; Brincker, R., Application of the random decrement technique in operational modal analysis, **Proceedings of the 1st International Operational Modal**

Analysis Conference, April 26-27, 2005, Copenhagen, Denmark (pp. 191-200). Aalborg Universitet.

Salawu, O. S., Detection of structural damage through changes in frequency: a review, **Engineering Structures**, Vol. 19, N° 9, pp. 718-723, 1997.

Sim, S. H.; Spencer, B. F., **Damage detection using stochastic subspace identification**, 2014.

Small, E. P., Philbin, T., Fraher, M., and Romack, G. P., The current status of bridge management system implementation in the United States, **8th International Bridge Management Conference**, Denver, Colorado, 1999.

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.

Tondeau, G.; Deraemaeker, A., Numerical and experimental analysis of uncertainty on modal parameters estimated with the stochastic subspace method, **Journal of Sound and Vibration**, Vol. 333 (18), 4376-4401, 2014.

Valente, C.; Spina, D.; Nicoletti, M., Dynamic Testing and Modal Identification, **Seismic Upgrading of RC Buildings by Advanced Techniques**, Federico M. Mazzolani, Monza, 29-101, 2006.

Van Oversche, P.; De Moor, B., Subspace algorithm for the stochastic identification problem, **Automatica**, Vol. 29, N° 3, pp. 649-660, 1993.

Van Overschee P. and De Moor B. **Subspace Identification for Linear Systems: Theory - Implementation - Applications**. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 1996.

Vandiver, J. K., Detection of structural failure on fixed platform by measurement of dynamic response, **Proceedings of 7th annual offshore technology conference**, pp. 243-252, 1975.

Vold, H.; Kundrat, J.; Rocklin, G. T.; Russel, R., A Multi-Input Modal Estimation Algorithm for Mini-Computers, **SAE Technical Paper Series**, N. 820194, 1982.

Sinou, JJ. A review of damage detection and health monitoring of mechanical systems from changes in the measurement of linear and non-linear vibrations. **Sapri, RR (ed.) Mechanical vibrations: measurement, effects and control, Chapter 13**. Nova Science Publishers, pp. 643–702, 2009.

Rytter, A. **Vibration Based Inspection of Civil Engineering Structures**. PhD Thesis, Aalborg University, Denmark, 1993.