LADISLAO ROGER TICONA MELO

**ESTUDO DE EFEITOS DINÂMICOS DE PONTES FERROVIÁRIAS
CONSIDERANDO INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA**

São Paulo

2016

LADISLAO ROGER TICONA MELO

**ESTUDO DE EFEITOS DINÂMICOS DE PONTES FERROVIÁRIAS
CONSIDERANDO INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção
do Título de Doutor em Ciências.

São Paulo

2016

LADISLAO ROGER TICONA MELO

**ESTUDO DE EFEITOS DINÂMICOS DE PONTES FERROVIÁRIAS
CONSIDERANDO INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção
do Título de Doutor em Ciências.

Área de Concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Dr. Túlio Nogueira Bittencourt

São Paulo

2016

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catlogação-na-publicação

Ticona Melo, Ladislao Roger
ESTUDO DE EFEITOS DINÂMICOS DE PONTES FERROVIÁRIAS
CONSIDERANDO INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA / L. R. Ticona Melo --
versão corr. -- São Paulo, 2016.
271 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Pontes ferroviárias 2.Análise dinâmica 3.Veículos I. Universidade de
São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e
Geotécnica II.t.

Aos meus pais Segundina e Gabriel.

À minha esposa Diana e meu filho Gabriel.

Às minhas irmãs Geovanna e Rossi.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por me dar forças e coragem para enfrentar os momentos difíceis.

A meus queridos pais Segundina e Gabriel e minhas irmãs Geovanna e Rossi, pelo apoio incondicional durante minha vida acadêmica.

À memória da minha avó Francisca, que sempre se preocupou por mim em vida. Continue orando por mim querida *Mamagrande* de onde você estiver.

À minha esposa Diana e meu filho Gabriel, pelo carinho, amor, apoio, incentivo e paciência ao longo destes anos de pesquisa.

Ao professor Túlio Nogueira Bittencourt pela confiança, orientação, paciência, apoio e motivação para o desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores Rui Calçada e Diogo Ribeiro, pela forma amigável e calorosa como me receberam na Universidade do Porto, pelos ensinamentos, pela disponibilidade, pelos comentários e observações colocados no decorrer deste trabalho.

Aos professores do Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica (PEF) que contribuíram na minha formação.

Aos amigos: Alfredo Neto, Agleilson Borges, Alberto Colombo, Enson Portela, Luis Bittencourt Jr., Melquiades Sahuinco, Osmar Manzoli, Teruo Yanagihara, Rafael Hune, Ramon Silva e Ritermayer Teixeira pela amizade e apoio.

Aos amigos que fizeram com que minha estada no Portugal fosse agradável e me apoiaram durante o desenvolvimento desta pesquisa Joel Malveiro, Andreia Meixedo e Cristiana Bonifacio.

Ao M.Sc. Paulo Cavalcanti pela amizade, apoio e ensinamentos práticos na área de pontes.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela concessão de uma bolsa no Brasil e suporte financeiro no contexto do Programa de Doutorado Sanduíche no Exterior (PSDE) em Portugal. À Fundação de Apoio à Universidade de São Paulo (FUSP) pelo suporte financeiro complementar para o desenvolvimento desta pesquisa.

A todos aqueles que, embora não citados, contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho.

RESUMO

Este trabalho apresenta o estudo dos efeitos dinâmicos de duas pontes ferroviárias para trens de carga pesada e trens de alta velocidade considerando a interação veículo-estrutura. O estudo centrou-se principalmente no desenvolvimento de uma metodologia iterativa para a simulação do fenômeno de interação. Em seguida, a metodologia desenvolvida foi utilizada para analisar a ponte Suaçuí (Brasil) e a ponte Antuã (Portugal), e para realizar um estudo paramétrico para avaliar o comportamento não linear da interface via-estrutura de algumas tipologias de pontes ferroviárias.

A fim de entender os princípios básicos que governam a resposta dinâmica do sistema veículo-estrutura, foi realizada uma revisão das formulações analíticas e os conceitos básicos de interação veículo-estrutura. A partir das formulações analíticas desenvolveu-se uma metodologia para a resolução de problemas dinâmicos de interação, aproveitando as ferramentas de modelagem do programa ABAQUS por meio do programa MATLAB. A validação do aplicativo foi realizada comparando as respostas de exemplos simples analisados com programas de referência. A principal vantagem desta metodologia é a flexibilidade na seleção dos métodos de resolução do problema dinâmico, permitindo inclusive a incorporação de não linearidades tanto no modelo do veículo quanto da ponte. Utilizando a capacidade de simulação do aplicativo para problemas não lineares foi realizado um estudo paramétrico para verificar os parâmetros que mais influenciam no comportamento não linear da interface via-estrutura e uma aplicação prática para avaliar o desempenho de algumas tipologias de pontes ferroviárias.

Para a análise dinâmica da ponte Suaçuí e Antuã desenvolveram-se modelos numéricos tridimensionais de elementos finitos no programa ABAQUS. As propriedades dos materiais das pontes, assim como as propriedades dinâmicas dos veículos foram determinadas a partir de técnicas de calibração numéricas, experimentais e da literatura. A calibração dos modelos numéricos foi realizada utilizando metodologias iterativas baseadas em técnicas de otimização, tais como os algoritmos genéticos. Na falta de dados experimentais das irregularidades, estas foram geradas a partir de funções de densidade espectral de potência. A validação dos modelos numéricos da ponte envolveu a comparação dos resultados numéricos, obtidos da análise de interação, e os resultados experimentais, encontrados nos

ensaios dinâmicos sob ação de tráfego. Os resultados da comparação mostraram que os modelos numéricos conseguem reproduzir com boa aproximação as respostas medidas experimentalmente. Finalmente, são realizadas simulações das pontes sob ação de tráfego para diferentes velocidades de circulação dos veículos, a fim de verificar a segurança estrutural da ponte e da via, além do conforto dos passageiros.

Palavras-chave: Pontes ferroviárias, Análise dinâmica, Interação veículo-via-estrutura, Velocidade, Irregularidades.

ABSTRACT

This research presents the study of the dynamic effects of two railway bridges for heavy axle load trains and high speed trains considering the vehicle-structure interaction. The study was mainly focused on the development of an iterative method for simulating the interaction phenomenon. The developed methodology was used to investigate the Suaçuí railway bridge (Brazil) and the Antuã railway bridge (Portugal), and to carry out a parametric study to evaluate the non-linear behavior of the track-structure interface of some typologies of railway bridges.

In order to understand the basic principles that govern the dynamic response of the vehicle-structure system, a review of the analytical formulations and the basics of the vehicle-structure interaction were performed. Based on the analytical formulations a methodology for solving dynamic interaction problems was developed, taking advantage of modeling tools of the ABAQUS software managed from MATLAB. The validation of the methodology was carried out by comparing responses of simple examples analyzed with reference programs. The main advantage of this methodology is the flexibility in the selection of the methods for solving the dynamic problem, even allowing the incorporation of nonlinearities in the vehicle and bridge model. Using the capability of the developed program for modeling nonlinear problems it was carried out a parametric study to determine the parameters that influence in the non-linear behavior of the track-structure interface and a practical application to evaluate the performance of some typologies of railway bridges.

For dynamic analysis of the Suaçuí and Antuã railway bridge three-dimensional numerical finite element models in ABAQUS program were developed. Material properties of the bridges, as well as the dynamic properties of the vehicles were determined through numerical and experimental calibration techniques and from the literature. The calibration of numerical models was performed using iterative methodologies based on optimization techniques, such as genetic algorithms. In absence of experimental data irregularities of the Suaçuí bridge, these were generated using spectral density functions. The validation of numerical models of the bridges involved the comparison of numerical results obtained from the interaction analysis with experimental results obtained from dynamic tests under traffic loads. The results of comparison showed that the numerical models were capable to

reproduce with good accuracy the responses experimentally measured. Finally simulations of the bridges under traffic loads were performed for different vehicle speeds in order to evaluate the structural and track safety and passenger comfort.

Keywords: Railway bridges, Dynamics of structures, Vehicle-track-structure interaction, Speed, Irregularities.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Incremento de velocidades de circulação dos trens (Wiberg, 2009).	2
Figura 1.2 - Mapa da rede ferroviária de alta velocidade planejada no Brasil (Halcrow - Sinergia, 2012).	8
Figura 1.3 - Principais ferrovias administradas pela companhia VALE: (a) estrada de ferro Vitória a Minas, (b) estrada de ferro Carajás (www.vale.com/brasil).	9
Figura 2.1 - Ressonância em uma viga isostática devido à distância característica entre eixos do trem: a) Deslocamentos, b) Acelerações (Riquelme & Gabaldon, 2005).	18
Figura 2.2 - (a) Modelo simplificado: equivalência entre o sistema global e o sistema de 1 grau de liberdade, (b) Influência da massa nos valores máximos de deslocamento e aceleração para a passagem do trem Eurostar em uma ponte simplesmente apoiada com vão de 15m.	19
Figura 2.3 - Influência da rigidez nos valores máximos de deslocamento e aceleração para a passagem do trem Eurostar em uma ponte simplesmente apoiada com vão de 15m.	20
Figura 2.4 - (a) Influência do amortecimento nos valores máximos de deslocamento em uma ponte, (b) Deslocamento de uma viga sem e com sistema de controle de atenuadores (Correa, 2008).	21
Figura 2.5 - Influência da inércia rotacional na resposta dinâmica: envoltória de deslocamentos e função temporal no centro do vão de uma viga de $L = 40$ m (Riquelme & Gabaldon, 2005).	22
Figura 2.6 - Efeito da flexibilidade do corpo do veículo: (a) com irregularidades, (b) sem irregularidades, (c) função temporal, (d) espectro de aceleração (Li et al., 2010).	22
Figura 2.7 - Resposta dinâmica no meio do vão das pontes de 5, 20 e 40 m: (a) deslocamentos, (b) acelerações (Ticona Melo, 2014).	24
Figura 2.8 - Resposta dinâmica no meio do vão das pontes de 5 e 20 m para vias com lastro e sem lastro: (a) deslocamentos, (b) acelerações (Ticona Melo, 2014).	25
Figura 2.9 - Detalhes da modelagem de elementos finitos de uma ponte tipo treliça com laje de concreto desenvolvido por Q Li et al., (2010).	27
Figura 2.10 - Detalhes do modelo de interação veículo-via-estrutura: (a) com lastro, (b) sem lastro desenvolvido por Zhai et al. (2013).	27
Figura 2.11 - Modelos em elementos finitos de pontes incluindo a modelagem da via desenvolvido por: (a) Costa et al. (2015) e (b) Ribeiro (2012).	28
Figura 2.12 - Modelagem do contato roda-trilho: (a) modelo de elementos finitos, (b) deformação devido à ação de forças; (c) deslocamentos e (d) forças no ponto de contato (Ju, 2012).	29
Figura 2.13 - (a) Funções PSD analíticas que representam a distribuição das irregularidades, (b) perfil de irregularidades gerada com base no modelo da AAR (Kouroussis et al., 2014).	33
Figura 2.14 - Irregularidades no trilho equivalente a moeda da roda.	33

Figura 2.15 - Modelo multicorpo de um veículo 3D: (a) vista em elevação, (b) vista lateral, (c) vista em planta (adaptado de Zhai et al., 2013).	34
Figura 2.16 - Modelo em elementos finitos de veículos desenvolvidos por: (a) Li et al. (2010), (b) Goicolea & Antolín (2011) e (c) Ribeiro (2012).	35
Figura 2.17 - Diagrama para determinar as cargas temporais por nó (Ribeiro, 2004).	37
Figura 2.18 - Características geométricas e cargas dos trens-tipo (NBR 7189, 1985)	42
Figura 2.19 - Variação do coeficiente de impacto em relação ao comprimento do vão da ponte.	43
Figura 2.20 - Modelo de carga LM71. Extraído de EN1991-2 (2003)	43
Figura 2.21 - Modelo de carga SW/0 e SW/2 (EN1991-2, 2003)	43
Figura 2.22 - Fatores dinâmicos Φ_2 e Φ_3 em função do comprimento de referência $L\Phi$.	45
Figura 2.23 - Assinaturas $S_0(\lambda)$ dos trens e alta velocidade europeus (Figueiredo, 2007)	47
Figura 2.24 - Modelo de carga Cooper 80 (adaptado de AREMA, 2013)	49
Figura 3.1 - (a) Representação do sistema veículo - estrutura como modelo de massas suspensas, (b) Elementos da interação veículo – estrutura (Yang et al., 2004).	54
Figura 3.2 - (a) Representação do sistema veículo - estrutura como modelo de elementos rígidos, (b) Diagrama do corpo livre do sistema veículo - estrutura.	56
Figura 3.3 - (a) Diagrama e os graus de liberdade dos nós (b) Transferência de cargas ao nó i .	58
Figura 3.4 - Modelo que representa a Interação do sistema veículo – estrutura (Adaptado de Ribeiro, 2012).	61
Figura 3.5 - Estrutura de funcionamento do AIVE.	62
Figura 3.6 - Procedimento em <i>Python</i> para analisar o modelo da ponte.	64
Figura 3.7 - Procedimento em <i>Python</i> para analisar o modelo do veículo.	64
Figura 3.8 - Funções de interpolação Hermitiana em um elemento unidimensional de dois nós.	65
Figura 3.9 - Cálculo da amplitude das irregularidades através da interpolação de Lagrange.	66
Figura 3.10 - Esquema para obter as forças nodais consistentes no nó i devida à carga P_c .	67
Figura 3.11 - Funções de cargas no nó i : (a) carga constante $P_c = 100\text{ kN}$, (b) carga variável $P_c = 100\cos 500x\text{ kN}$ para $v=150\text{ km/h}$ e $\Delta t = 0.001\text{ s}$.	68
Figura 3.12 - Visualização gráfica dos dados pós-processados no programa SignalPRO:	71
Figura 3.13 - Modelos do subsistema veículo e subsistema ponte desenvolvido em ABAQUS (Adaptado de Goicolea & Antolín, 2011).	72
Figura 3.14 - Detalhe de modelagem dos trilhos e sua ligação às palmilhas (adaptado de dos Santos, 2014).	73
Figura 3.15 - Viga simplesmente apoiada com massa suspensa móvel.	74
Figura 3.16 - Resposta dinâmica no meio vão da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.	75
Figura 3.17 - Resposta dinâmica da massa suspensa, a) Deslocamento, (b) Aceleração.	76
Figura 3.18 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.	76
Figura 3.19 - Resposta dinâmica da massa suspensa, a) Deslocamento, (b) Aceleração.	77
Figura 3.20 - Viga simplesmente apoiada sujeita a um veículo de dois eixos.	78

Figura 3.21 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.	78
Figura 3.22 - Resposta dinâmica do corpo do veículo (a) Deslocamento, (b) Aceleração.	79
Figura 3.23 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.	80
Figura 3.24 - Resposta dinâmica do corpo do veículo (a) Deslocamento, (b) Aceleração.	80
Figura 3.25 - Análise de convergência (a) Forças de contato na primeira roda, (b) Evolução do erro de aproximação por iteração.	81
Figura 3.26 - Viga biapoiada sujeita à passagem de uma serie de vagões.	82
Figura 3.27 - Geometria e carga por eixo do trem sueco X2000.	82
Figura 3.28 - Modos de vibração da locomotiva.	83
Figura 3.29 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.	84
Figura 3.30 - Resposta dinâmica nos veículos V2 e V4 (a) Deslocamentos, (b) Acelerações.	84
Figura 3.31 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.	85
Figura 3.32 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.	85
Figura 3.33 - Análise de convergência (a) Forças de contato na primeira roda do vagão V4, (b) Evolução do erro de aproximação por iteração.	86
Figura 3.34 - (a) Esquema de modelagem de uma viga biapoiada submetida a uma carga móvel com elementos de contato, (b) Discretização da viga em 2, 3, 6 e 12 elementos finitos.	88
Figura 3.35 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Acelerações para diferentes fatores de suavização, (b) Vistas detalhadas das acelerações.	89
Figura 3.36 - Deslocamento vertical no ponto de contato ao longo da viga (a) quatro casos de discretização, (b) viga discretizada em dois elementos finitos.	90
Figura 3.37 - Deslocamento vertical no ponto de contato ao longo da viga: (a) viga discretizada em três elementos finitos, (b) viga discretizada em seis elementos finitos.	91
Figura 3.38 - Resposta na primeira roda do vagão V2: a) Deslocamento no ponto de contato da roda, (b) Forças de contato.	92
Figura 4.1 - Componentes do fenômeno de interação via-estrutura (Adaptado de Ruge et al, 2009)	98
Figura 4.2 - (a) Lei não linear da resistência da via para o trilho UIC60, (b) definição da capacidade de deformação (Adaptado de Ruge et al, 2009)	100
Figura 4.3 - (a) Deslocamento relativo ($u_R - u_B$), (b) deslocamento u_D no elemento de interface e (c) capacidade de deformação elástica (Adaptado de Ruge et al, 2009)	101
Figura 4.4 - Comportamento do TLS sob o efeito de variação de temperatura (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)	102
Figura 4.5 - Tensão no trilho devido às cargas atuantes e transmissão destas à ponte (adaptado de Ramondenc et al., 2007)	103
Figura 4.6 - Casos típicos de arranjo estático de pontes (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)	104
Figura 4.7 - Comprimentos de dilatação (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)	104
Figura 4.8 - Fatores que influenciam a rigidez do apoio (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)	105

Figura 4.9 - Efeitos da carga vertical no tabuleiro e no trilho (adaptado de Ramondenc et al., 2007)	105
Figura 4.10 - (a) Resistência longitudinal da interface via-estrutura (b) Função bilinear do comportamento da interface via-estrutura (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).	106
Figura 4.11 - Efeitos da temperatura no tabuleiro e no trilho (adaptado de Ruge & Birk, 2006)	107
Figura 4.12 - Efeitos de frenagem e aceleração no trilho (adaptado de Ramondenc et al., 2007).	108
Figura 4.13 - Diagrama estrutural para a análise de interação via-estrutura (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)	109
Figura 4.14 - (a) Estrutura da via, (b) seção transversal, (c) vista lateral, (d-f) técnicas de modelagem para vias em 3D (adaptado de Lim et al., 2003)	110
Figura 4.15 - Modelagem simplificada de um viaduto de seção caixão (adaptado de Davis, 2007)	111
Figura 4.16 - Seção transversal do tabuleiro e parte do modelo simplificado da ponte.	113
Figura 4.17 - Modelo do sistema via-estrutura com elementos ELASTIC/PLASTIC (E/P).	113
Figura 4.18 - Ilustração conceitual do comportamento do conector CONN2D2, (b) Comportamento não linear do conector definido como dados tabulares (adaptado de ABAQUS, 2012)	114
Figura 4.19 - (a) Lei bilinear atribuído ao elemento elasto-plástico E/P, (b) histórico de deslocamento $U_{(t)}$ aplicado ao elemento.	114
Figura 4.20 - Elemento E/P: (a) Variação da força axial (b) relação força-deslocamento.	115
Figura 4.21 - Variação da tensão normal nos trilhos ao longo da distância.	116
Figura 4.22 - Deslocamento horizontal para diferentes ações: (a) sobrecarga LM71, (b) frenagem FR, (c) temperatura ΔT .	117
Figura 4.23 - (a) Modelo do sistema via-estrutura com elementos E/P+FRICTION, (b) leis constitutiva dos elementos da interface, (c) comportamento da interface como função da carga vertical.	119
Figura 4.24 - (a) Modelo básico de atrito de Coulomb, (b) Modelo de atrito com limite de força tangencial, (c) Deslizamento elástico e a força tangencial para o atrito de aderência e deslizamento (adaptado de ABAQUS, 2012).	120
Figura 4.25 - (a) Modelo de teste dos elementos E/P+FRICTION, (b) Comportamento dos elementos conectores - Lei bilinear.	120
Figura 4.26 - (a) Histórico de carregamento aplicado ao modelo $P_{(t)}$, (b) deslocamentos horizontal resultante $U_{(t)}$ após análise.	121
Figura 4.27 - Relação força-deslocamento: (a) E/P, (b) FRICTION.	121
Figura 4.28 - Modelo do sistema veículo-via-estrutura D1-3	123
Figura 4.29 - Deslocamento vertical no meio do vão: (a) devido a ação inicial de temperatura no tabuleiro, (b) histórico devido à temperatura inicial e a passagem do veículo.	124

Figura 4.30 - Resposta no meio do vão considerando apenas a ação do veículo e desconsiderando a ação inicial da temperatura: (a) deslocamento, (b) aceleração.	125
Figura 4.31 - Auto espectro das acelerações no meio do vão da ponte.	125
Figura 4.32 - Deslocamento horizontal nos trilhos para uma temperatura de 35°C e a passagem do veículo: (a) para cada instante de tempo (b) envoltórias.	126
Figura 4.33 - Deslocamento horizontal nos trilhos: (a) para diferentes condições iniciais de temperatura, (b) envoltórias devido a ação da temperatura e a carga móvel.	127
Figura 4.34 - Deslocamento horizontal no tabuleiro para uma temperatura de 35°C e a passagem do veículo: (a) para cada instante de tempo (b) envoltórias.	127
Figura 4.35 - Deslocamento horizontal no tabuleiro: (a) para diferentes condições iniciais de temperatura, (b) envoltórias devido a ação da temperatura e a carga móvel.	128
Figura 4.36 - Tensão no trilho: (a) devido a ação da carga móvel, (b) devido a ação combinada da carga móvel e a temperatura inicial de 35°C no tabuleiro.	128
Figura 4.37 - Tensão no trilho: (a) para diferentes condições de temperatura, (b) envoltórias devido à ação combinada da temperatura e a carga móvel.	129
Figura 4.38 - Efeito da temperatura na força longitudinal da interface com rigidez $q = 20 \text{ kN/m}$ (via descarregada).	130
Figura 4.39 - Efeito da ação combinada da temperatura com a carga móvel na força longitudinal da interface com rigidez $q = 20 \text{ kN/m}$ (Via carregada).	130
Figura 4.40 - Envoltória de respostas da interface elasto-plástica para diferentes níveis de temperatura e carga móvel: (a) deslocamento relativo, (b) força de resistência longitudinal.	131
Figura 4.41 - Efeito da ação combinada da temperatura com a carga móvel nos elementos de contato com $q = 40 \text{ kN/m}$: (a) deslocamento relativo, (b) força de resistência longitudinal.	131
Figura 4.42 - Envoltória de respostas da interface com elementos de contato para diferentes condições de temperatura: (a) deslocamento relativo, (b) força de resistência longitudinal.	132
Figura 4.43 - Comportamento dos elementos elasto-plásticos ao longo da ponte: (a) histórico de deslocamentos e forças, (b) relação de força-deslocamento.	133
Figura 4.44 - Resposta dinâmica no corpo do veículo (a) deslocamentos, (b) acelerações.	134
Figura 4.45 - Deslocamento no meio do vão para diferentes valores de K_H do apoio: (a) devido à ação da temperatura inicial, (b) devido à temperatura e a carga móvel.	135
Figura 4.46 - Resposta no meio do vão da ponte desconsiderando a ação inicial da temperatura: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	135
Figura 4.47 - Deslocamento horizontal nos trilhos para diferentes valores de K_H : (a) devido a uma temperatura inicial de 35°C, (b) envoltória devido à ação da temperatura e a carga móvel.	136

Figura 4.48 - Deslocamento horizontal no tabuleiro para diferentes valores de K_H : (a) devido a uma temperatura inicial de 35°C, (b) envoltória devido à ação da temperatura e a carga móvel.	137
Figura 4.49 - Tensão no trilho para diferentes valores de K_H : (a) devido à ação inicial da temperatura de 35°C, (b) envoltórias devido à ação da temperatura e a carga móvel .	137
Figura 4.50 - Envoltória das respostas da interface elasto-plástica devido à temperatura e a carga móvel para diferentes valores de K_H : (a) deslocamentos relativos, (b) forças de resistência longitudinal.	138
Figura 4.51 - Envoltória das respostas da interface com elementos de contato devido à temperatura e a carga móvel para diferentes valores de K_H : (a) deslocamentos relativos, (b) forças de resistência longitudinal.	139
Figura 4.52 - Resposta dinâmica no corpo do veículo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	140
Figura 4.53 - (a) Irregularidade da via gerada empiricamente, (b) Amplitude dos espectros das irregularidades em função do número de onda.	141
Figura 4.54 - Resposta no meio do vão considerando apenas a ação do veículo e desconsiderando a ação inicial da temperatura: (a) deslocamento, (b) aceleração.	141
Figura 4.55 - (a) Modos de vibração da ponte, (b) influência das irregularidades no espectro das acelerações no meio do vão.	142
Figura 4.56 - Resposta dinâmica no corpo do veículo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	143
Figura 4.57 - Seções típicas das pontes analisadas.	144
Figura 4.58 - Modelo simplificado adotado para as pontes analisadas.	144
Figura 4.59 - Resposta dinâmica das pontes de 12 m: (a) deslocamentos e acelerações verticais no meio do vão, (b) envoltória de deslocamentos horizontais no trilho e no tabuleiro, (c) deslocamentos relativos e forças na interface elasto-plástica, (d) deslocamentos relativos e forças no elemento de contato, (e) tensão nos trilhos.	146
Figura 4.60 - Respostas no corpo do veículo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	147
Figura 4.61 - Resposta dinâmica das pontes de 45 m: (a) deslocamentos e acelerações verticais no meio do vão, (b) envoltória de deslocamentos horizontais no trilho e no tabuleiro, (c) deslocamentos relativos e forças na interface elasto-plástica, (d) deslocamentos relativos e forças no elemento de contato, (e) tensão nos trilhos.	148
Figura 4.62 - Respostas no corpo do veículo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	149
Figura 4.63 - Resposta dinâmica das pontes de 90 m: (a) deslocamentos e acelerações no meio do vão, (b) tensão nos trilhos, (c) envoltória de deslocamentos horizontais no trilho e no tabuleiro, (d) deslocamentos relativos e forças na interface elasto-plástica, (e) deslocamentos relativos e forças no elemento de contato.	150
Figura 4.64 - Respostas no corpo do veículo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	151
Figura 5.1 - Ponte Suaçuí: (a) vista geral, (b) detalhe dos apoios	158
Figura 5.2 - Propriedades geométricas e instrumentação da ponte (Ticona Melo, 2011).	159

Figura 5.3 - Secções transversais baseadas no levantamento geométrico da ponte.	159
Figura 5.4 - Seções instrumentadas nos elementos da ponte	160
Figura 5.5 - Sistema de medição: (a) deslocamentos verticais, (b) acelerômetros.	160
Figura 5.6 - Veículos ferroviários: (a) locomotiva DASH 9W, (b) vagão Gôndola, (c) vagão Hopper.	161
Figura 5.7 - Medições experimentais no meio do vão da ponte: (a) deslocamentos, (b) acelerações, (c) espectro das acelerações em vibração livre.	162
Figura 5.8 - Determinação dos coeficientes de amortecimento relativos ao: (a) modo 2, (b) modo 5.	163
Figura 5.9 - Modelo tridimensional da ponte ferroviária Suaçuí.	165
Figura 5.10 - (a) Percurso da carga móvel definido através de <i>sets</i> , (b) deslocamentos no meio do vão da ponte obtidos devido à contribuição de múltiplos modos.	166
Figura 5.11 - Modos de vibração da ponte obtidos numericamente.	167
Figura 5.12 - Vista geral de um trem de carga atravessando uma ponte (CVRD, 2002).	168
Figura 5.13 - Características geométricas dos veículos.	168
Figura 5.14 - Trem minério: (a) esquema de cargas por eixo, (b) assinatura dinâmica.	169
Figura 5.15 - Modelo tridimensional do veículo	170
Figura 5.16 - Veículo real e modelo numérico: (a) locomotiva DASH 9W, (b) vagão Gôndola GDE.	171
Figura 5.17 - Modelo numérico simplificado dos veículos: Locomotiva e vagão.	172
Figura 5.18 - Algoritmo de otimização (adaptado de Ribeiro, 2012).	174
Figura 5.19 - Definição do problema de otimização (adaptado de Horas, 2011).	175
Figura 5.20 - Diagrama do método iterativo baseado em algoritmos de otimização.	179
Figura 5.21 - Influência da variação dos parâmetros nas resposta modal do vagão.	182
Figura 5.22 - Valores da função objetivo em cada geração: (a) médio e mínimo, (b) máximo, médio e mínimo.	182
Figura 5.23 - Modos de vibração calibrados do vagão GDE.	183
Figura 5.24 - Modos de vibração da locomotiva DASH 9W.	185
Figura 5.25 - (a) Irregularidades da via gerados aleatoriamente, (b) amplitude do espectro das irregularidades em função do número de onda.	187
Figura 5.26 - (a) Comparação dos deslocamentos no meio do vão da ponte para três classes de irregularidades, (b) vista detalhada de um trecho da função temporal dos deslocamentos.	188
Figura 5.27 - Comparação das respostas no meio do vão da ponte: (a) função temporal, (b) vista detalhada de um trecho da função temporal e (c-d) espectro dos deslocamentos.	189
Figura 5.28 - Comparação das respostas no meio do vão da ponte: (a) acelerações, (b) espectro das acelerações.	190
Figura 5.29 - Comparação das respostas no corpo dos veículos V-1 e V-6: (a) acelerações, (b) espectro das acelerações.	191

Figura 5.30 - Visualização numérica dos resultados de deslocamento da análise da interação desacoplada veículo-ponte a) ponte, b) trem com duas locomotivas e dez vagões.	192
Figura 5.31 - Comparação numérico experimental das respostas no meio do vão da ponte: (a) função temporal dos deslocamentos, (b) vista detalhada.	193
Figura 5.32 - Comparação numérico experimental das acelerações no meio do vão da ponte.	193
Figura 5.33 - Espectro das acelerações no meio do vão da ponte: (a) experimental, (b) numérico e (c) assinatura dinâmica do trem para uma velocidade de 30 km/h.	194
Figura 5.34 - Respostas máximas no meio do vão da ponte: (a) deslocamentos, (b) acelerações e (c) fator de amplificação dinâmica (FAD) nos deslocamentos.	196
Figura 5.35 - Acelerações máximas nos corpos dos veículos V-1, V-6 e V-11.	197
Figura 6.1 - Localização e vista geral da ponte ferroviária de Antuã.	204
Figura 6.2 - Vista longitudinal da ponte ferroviária de Antuã.	205
Figura 6.3 - Ponte ferroviária de Antuã: (a) seção transversal, (b) painéis pré-fabricados da laje do tabuleiro, (c) propriedades geométricas dos perfis metálicos.	205
Figura 6.4 - Parâmetros modais obtidos experimentalmente (adaptado de dos Santos, 2014).	207
Figura 6.5 - Comparação das configuração modais do tramo 2 da ponte obtidas por via experimental e numérica (adaptado de dos Santos, 2014).	209
Figura 6.6 - Pontos instrumentados no segundo tramo da ponte: (a) elevação, (b) planta, (c) seção transversal (adaptado de dos Santos, 2014).	210
Figura 6.7 - Medições experimentais nos pontos de medição D1, D2 e A1: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	210
Figura 6.8 - Vista tridimensional do modelo numérico da ponte Antuã.	212
Figura 6.9 - Seção transversal do modelo numérico da ponte Antuã.	212
Figura 6.10 - Modelagem do tabuleiro: (a) seção transversal, (b) vista 3D, (c) malha de elementos finitos.	214
Figura 6.11 - Elementos não estruturais: (a) massas pontoais, (b) massas distribuídas por área.	214
Figura 6.12 - Modelagem do tabuleiro e as vigas: (a) seção transversal, (b) disposição das vigas longarinas e transversinas.	215
Figura 6.13 - Via férrea da ponte Antuã: (a) visita à obra, (b) modelo numérico.	215
Figura 6.14 - Malha de elementos finitos da via considerando as regiões com degradação do lastro.	216
Figura 6.15 - Modelagem da via ferroviária: lastro, dormente e palminhas.	217
Figura 6.16 - Comportamento das palmilhas com material: (a) isotrópico, (b) ortotrópico, (c) excentricidade atribuída ao trilho (Fernandes, 2010)	218
Figura 6.17 - Detalhe da ligação do trilho nas palminhas.	218
Figura 6.18 - Modelagem das zonas de ligação por meio de conectores do tipo CONN3D2-BEAM.	219
Figura 6.19 - Modelagem dos aparelhos de apoio por meio de molas.	219

Figura 6.20 - Percurso da carga móvel definido no modelo numérico através de <i>sets</i> .	220
Figura 6.21 - Modos de vibração da ponte Antuã obtidos numericamente.	220
Figura 6.22 - Vista do comboio Alfa Pendular com identificação das carruagens (Bonifacio, 2012).	223
Figura 6.23 - Esquema de cargas por eixo do trem Alfa Pendular.	224
Figura 6.24 - Assinatura dinâmica do trem Alfa Pendular.	224
Figura 6.25 - Modelo numérico do trem Alfa Pendular: (a) Modelo completo (Ribeiro, 2012), (b) Simplificação da caixa (Meixedo et al., 2014).	225
Figura 6.26 - Modos de vibração: (a) modelo completo (Ribeiro, 2012), (b) modelo simplificado (Meixedo et al., 2014)	226
Figura 6.27 - Modelo numérico simplificado do veículo BBN.	226
Figura 6.28 - Modos de vibração do veículo BBN.	228
Figura 6.29 - Influência do número de modos nos valores máximos das respostas no meio do vão do tramo em estudo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	231
Figura 6.30 - Influência dos amortecimentos nos valores máximos das respostas no meio do vão do tramo em estudo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	232
Figura 6.31 - Registos temporais no meio do vão da ponte para a passagem do trem Alfa Pendular às velocidades de 160 km/h e 340 km/h, em termos de: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	234
Figura 6.32 - Valores máximos das respostas no meio do vão do tramo para a passagem do trem Alfa Pendular a diferentes velocidades: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	235
Figura 6.33 - Registro das irregularidades da via para o trilho esquerdo e direito para comprimentos de onda na gama D1 [3, 25] m e D2 [25, 70] m.	235
Figura 6.34 - Amplitude dos espectros das irregularidades em função do número de onda para um comprimento de via com inclusão da ponte de 600 m no trilho esquerdo e direito.	236
Figura 6.35 - Influência das irregularidades nas respostas no meio do vão do tramo para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidade de 160 km/h, em termos de: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	236
Figura 6.36 - Influência das irregularidades nas respostas no meio do vão do tramo para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidade de 340 km/h, em termos de: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	237
Figura 6.37 - Influência das irregularidades nos espectros das acelerações no meio do vão para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidades de: (a) 160 km/h, (b) 340 km/h.	237
Figura 6.38 - Influência das irregularidades nos valores máximos das respostas no meio do vão da ponte, em função da velocidade: (a) deslocamentos, (b) acelerações.	238
Figura 6.39 - Influência das irregularidades nas respostas no corpo dos veículos V-1 e V-6 para uma velocidade de 160 km/h: (a) acelerações, (b) espectro de acelerações.	239

- Figura 6.40** - Respostas experimentais junto ao apoio (D1) e a 1/3 do vão do tramo 2 da ponte (D2) para a passagem do trem Alfa Pendular às velocidades de 156 km/h e 160km/h: (a) deslocamentos, (b) espectro dos deslocamentos. 241
- Figura 6.41** - Acelerações medidas a 1/3 do vão do tramo 2 da ponte (A1) para a passagem do trem à velocidade de 156 km/h: (a) acelerações, (b) espectro, (c) assinatura dinâmica do trem. 241
- Figura 6.42** - Comparação numérico experimental dos deslocamentos, para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h: (a) junto ao apoio (D1), (b) a um terço do vão (D2). 243
- Figura 6.43** - Comparação numérico experimental das acelerações no ponto A2, para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidade de 160 km/h: (a) amortecimento EFDD, (b) amortecimento DL. 244
- Figura 6.44** - Espectros das acelerações no ponto A2 do vão: (a) experimental, (b) numérico. 244
- Figura 6.45** - Verificação regulamentar: (a) segurança estrutural da ponte como função dos deslocamentos e (b) acelerações máximas, no meio do vão do tramo 2 da ponte. 245
- Figura 6.46** - Acelerações máximas nos corpos dos veículos V-1, V-3 e V-6. 246

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Irregularidades da via e do trilho (adaptado de Vale, 2010)	30
Tabela 2.2 - Efeito dos comprimentos de onda das irregularidades (adaptado de Vale, 2010).....	30
Tabela 2.3 - Parâmetros a serem usados na equação 2.5 (Kouroussis et al., 2014)	31
Tabela 2.4 - Modelos de veículos ferroviários simplificados.....	34
Tabela 2.5 - Formas de modelagem de veículos ferroviários.	34
Tabela 2.6 - Cargas dos trens-tipo.....	42
Tabela 2.7 - Características do modelo de carga SW/0 e SW/2.....	44
Tabela 2.8 - Características de trens europeus de alta velocidade (ERRI D214/RP9, 2001)	46
Tabela 3.1 - Características do trem X2000 (Takemiya, 2003 e Rashid, 2011).	82
Tabela 3.2 - Comparação entre os custos computacionais para as diferentes metodologias.....	86
Tabela 4.1 - Resumo dos resultados obtidos na presente pesquisa.	117
Tabela 4.2 - Comparação de resultados com os calculados por Sanguino & Requejo (2007) e Delgado (2013).....	117
Tabela 4.3 - Comparação de resultados das duas formas de modelagem.....	122
Tabela 4.4 - Características geométricas e mecânicas das pontes.	144
Tabela 5.1 - Carregamentos para diferentes veículos ferroviários.....	161
Tabela 5.2 - Coeficientes de amortecimento para pontes (adaptado de EN1991-2, 2003).....	164
Tabela 5.3 - Dimensões geométricas dos veículos (CVRD, 2002; CVRD-EFVM, 2000).....	172
Tabela 5.4 - Características dos parâmetros do modelo numérico do vagão.....	180
Tabela 5.5 - Frequências naturais do vagão GDE.....	183
Tabela 5.6 - Parâmetros mecânicos dos veículos	184
Tabela 5.7 - Frequências naturais da locomotiva DASH 9W	184
Tabela 6.1 - Parâmetros considerados na otimização do modelo numérico.	208
Tabela 6.2 - Valores dos parâmetros do modelo numérico calibrado.	209
Tabela 6.3 - Coeficientes de amortecimento experimentais estimados por dos Santos (2014)..	211
Tabela 6.4 - Tipo de elementos finitos utilizados no modelo numérico.....	213
Tabela 6.5 - Características geométricas dos elementos do tabuleiro.....	213
Tabela 6.6 - Módulos de elasticidade do lastro.....	217
Tabela 6.7 - Tipos de elementos usados para a modelagem numérica.....	221
Tabela 6.8 - Comparação dos modos de vibração do segundo tramo da ponte.	222
Tabela 6.9 - Comparação do grau de complexidade dos modelos do veículo BBN.	226
Tabela 6.10 - Propriedades dinâmicas do trem Alfa Pendular: veículo BBN.....	227
Tabela 6.11 - Frequências naturais do veículo BBN.	228
Tabela 6.12 - Estimativa das velocidades ressonantes.....	233

SUMÁRIO

RESUMO

ABSTRACT

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	GENERALIDADES	1
1.2	JUSTIFICATIVA	7
1.3	OBJETIVOS.....	12
1.4	METODOLOGIA	12
1.5	ORGANIZAÇÃO DA TESE	13
2	EFEITOS DINÂMICOS NO SISTEMA VEÍCULO - ESTRUTURA	16
2.1	INTRODUÇÃO	16
2.2	EFEITOS DINÂMICOS EM PONTES FERROVIÁRIAS.....	17
2.2.1	O fenômeno de ressonância associado à ação dos veículos.....	17
2.2.2	Fatores que influenciam o comportamento dinâmico de pontes	18
2.2.3	Importância do estudo do fenômeno de interação veículo-estrutura	23
2.3	CRITÉRIOS PARA A MODELAGEM DO SISTEMA VEÍCULO-ESTRUTURA	26
2.3.1	Modelagem da ponte e da via	26
2.3.2	Modelagem do contato roda-trilho.....	28
2.3.3	Modelagem das irregularidades da via	29
2.3.4	Modelagem dos veículos	33
2.4	METODOLOGIAS PARA A ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA VEÍCULO - ESTRUTURA	36
2.4.1	Metodologias numéricas	36
2.4.1.1	Análise dinâmica sem interação veículo - estrutura.....	36
2.4.1.2	Análise dinâmica com interação veículo - estrutura	37
2.4.1.3	Resolução das equações de equilíbrio dinâmico.....	38
2.4.2	Metodologias simplificadas	41
2.5	ASPECTOS REGULAMENTARES PARA PONTES FERROVIÁRIAS	42
2.5.1	Modelos de carga segundo a NBR 7189.....	42

2.5.2	Modelos de carga segundo a EN1991-2.....	43
2.5.3	Modelos de carga segundo a norma AREMA.....	49
3	METODOLOGIA DE ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO VEÍCULO - ESTRUTURA.....	50
3.1	INTRODUÇÃO	50
3.2	CONCEITOS BÁSICOS DE INTERAÇÃO VEÍCULO – ESTRUTURA	53
3.2.1	Modelagem do veículo como sequência de massas suspensas.....	54
3.2.2	Modelagem do veículo com inclusão de elementos rígidos	55
3.3	DESCRIÇÃO DA METODOLOGIA.....	59
3.4	IMPLEMENTAÇÃO DO APLICATIVO DE INTERAÇÃO VEÍCULO - ESTRUTURA (AIVE)	61
3.4.1	Pré - processamento.....	62
3.4.2	Processamento	69
3.4.3	Pós - processamento	70
3.5	CONSIDERAÇÕES PARA A MODELAGEM DOS SUBSISTEMAS NO ABAQUS.....	71
3.6	VALIDAÇÃO DO APLICATIVO COMPUTACIONAL AIVE	73
3.6.1	Viga simples submetida a uma massa suspensa móvel	74
3.6.2	Viga simples submetida a um veículo de dois eixos.....	77
3.6.3	Viga simples submetida a uma serie de vagões	81
3.6.4	Análise de interação veículo-estrutura usando algoritmos de contato.....	87
3.7	CONCLUSÕES	93
4	INTERAÇÃO VEÍCULO - VIA - ESTRUTURA.....	95
4.1	INTRODUÇÃO	95
4.2	CONCEITOS TEÓRICOS DO FENÔMENO DE INTERAÇÃO VIA - ESTRUTURA.....	98
4.3	ASPECTOS REGULAMENTARES DA ANÁLISE DE INTERAÇÃO VIA - ESTRUTURA.....	102
4.3.1	Comportamento da via sobre aterro.....	102
4.3.2	Efeito da ponte na via.....	103
4.3.3	Fatores que influenciam no fenômeno de interação via-estrutura.....	103
4.3.3.1	Parâmetros da ponte	103
4.3.3.2	Parâmetros da via	105
4.3.4	Ações a considerar no fenômeno de interação via-estrutura.....	106
4.3.5	Critérios de dimensionamento.....	108
4.3.6	Critérios para a modelagem numérica	109

4.4	MODELAGEM NUMÉRICA DA INTERAÇÃO VIA - ESTRUTURA	112
4.4.1	Validação do modelo numérico de interação via-estrutura	112
4.4.2	Estudo paramétrico da interação veículo-via-estrutura	122
4.4.3	Estudo do desempenho de algumas tipologias de pontes ferroviárias	143
4.5	CONCLUSÕES	152
5	ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE SUAÇUÍ	156
5.1	INTRODUÇÃO	156
5.2	DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA	157
5.3	ENSAIOS EXPERIMENTAIS DE CAMPO	159
5.4	MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE.....	164
5.5	MODELAGEM DA COMPOSIÇÃO – TREM MINÉRIO	167
5.5.1	Assinatura dinâmica do trem minério	168
5.5.2	Modelo numérico	169
5.5.3	Metodologia para a calibração de modelos numéricos	173
5.5.3.1	Descrição do método iterativo	174
5.5.3.2	Análise de sensibilidade	175
5.5.3.3	Otimização	175
5.5.3.4	Algoritmos genéticos	176
5.5.3.5	Implementação computacional do método iterativo	178
5.5.4	Calibração do modelo numérico	180
5.6	ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA DO VEÍCULO-ESTRUTURA	185
5.6.1	Irregularidades da via	186
5.6.2	Influência da interação veículo-estrutura e as irregularidades.....	188
5.6.3	Comparação de respostas numéricas e experimentais.....	191
5.6.4	Simulação do comportamento dinâmico do sistema veículo-estrutura.....	195
5.7	CONCLUSÕES	198
6	ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE ANTUÃ.....	203
6.1	INTRODUÇÃO	203
6.2	DESCRIÇÃO DA PONTE.....	204
6.3	PESQUISAS ANTERIORES	206
6.4	TESTES EXPERIMENTAIS	207

6.4.1	Ensaio de vibração ambiental.....	207
6.4.2	Ensaio dinâmico sob ação de tráfego.....	209
6.5	MODELAGEM NUMÉRICA DA PONTE.....	212
6.5.1	Modelagem do tabuleiro.....	213
6.5.2	Modelagem das vigas	214
6.5.3	Modelagem da via	215
6.5.1	Análise modal	220
6.5.2	Validação do modelo numérico.....	221
6.6	MODELAGEM DO VEÍCULO: ALFA PENDULAR.....	223
6.6.1	Descrição do trem Alfa Pendular.....	223
6.6.2	Assinatura dinâmica do trem	224
6.6.3	Modelo numérico	225
6.7	ANÁLISE DINÂMICA DO SISTEMA VEÍCULO-ESTRUTURA	229
6.7.1	Definição de parâmetros para a análise dinâmica	229
6.7.2	Influência da interação veículo-estrutura e as irregularidades.....	233
6.7.3	Validação experimental do modelo numérico	240
6.7.4	Simulação do comportamento dinâmico do sistema veículo-estrutura.....	245
6.8	CONCLUSÕES	247
7	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	252
7.1	CONCLUSÕES	252
7.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	259
	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS	261

Capítulo

INTRODUÇÃO**1 Introdução****1.1 Generalidades**

Durante os últimos anos, o interesse na construção de linhas para trens de alta velocidade tem se estendido a diversos países do mundo como África do Sul, Argentina, Brasil e EUA, seguindo uma tendência já existente na Europa e na Ásia. Isso se deve às múltiplas vantagens que o sistema ferroviário oferece, tais como a eficiência no transporte de passageiros e bens, de maneira fácil e rápida, evitando congestionamentos, além de oferecer custos ambientais muito inferiores e ser um meio de transporte menos cansativo, mais produtivo e mais confiável que as viagens de carro ou avião. No Brasil, além do interesse da construção de linhas de alta velocidade, existe também a necessidade de ampliar sua rede ferroviária para atender suas necessidades atuais, uma vez que o transporte ferroviário é econômico para o transporte de mercadorias a médias e longas distâncias. No caso de vias com elevadas cargas por eixo, como as vias administradas pela companhia VALE¹, há a necessidade de desenvolvimento contínuo de seu material rodante e de sua

¹ VALE - Mineradora brasileira que administra maior parte da rede ferroviária nacional.

infraestrutura, visando aumentar a capacidade de transporte e, consequentemente, a produtividade do sistema. Diante dessa situação, vê-se que a infraestrutura ferroviária não se encontra preparada para tal aumento de capacidade e, por tal motivo, estudos mais aprofundados dos componentes do sistema ferroviário, particularmente pontes e viadutos, precisam ser realizados.

A evolução tecnológica das ferrovias é um processo contínuo e levou ao desenvolvimento de trens capazes de atingir velocidades de circulação superiores a 200 km/h (Figueiredo et al., 2009) e trens com elevada capacidade de carga. O incremento de velocidades nas linhas férreas e a capacidade de carga dos trens colocam novos desafios à concepção estrutural de pontes, com ênfase no comportamento dinâmico, onde as vibrações induzidas pela passagem do tráfego ferroviário provocam na estrutura, em geral, deslocamentos e esforços internos superiores aos produzidos pela aplicação estática da carga, os quais podem pôr em risco a segurança estrutural da ponte.

Para o aumento das velocidades de circulação dos trens, estes sofreram alterações estruturais significativas, as quais consistiram basicamente na redução de massa e a rigidez das caixas dos veículos. Esta nova filosofia de concepção teve repercussões negativas no aumento de vibrações no interior da caixa e é fonte causadora de desconforto dos passageiros, motivo pela qual muitos pesquisadores empreenderam estudos tentando entender e resolver esses fenômenos (Tomioka et al., 2006). No caso de veículos de carga pesada, seus componentes devem estar dimensionados para resistir à carga máxima, associadas às forças longitudinais de tração, compressão e impacto (dos Santos, 2011). Na Figura 1.1 apresenta-se a evolução das velocidades máximas de circulação dos trens com o decorrer dos anos, que certamente está vinculada à evolução tecnológica do sistema ferroviário.

Figura 1.1 - Incremento de velocidades de circulação dos trens (Wiberg, 2009).

O fato de existirem trens cada vez mais rápidos e com maior capacidade de carga implica a necessidade de desenvolver modelos estruturais mais realistas para as pontes ferroviárias, a via permanente e para o veículo, a fim de quantificar com precisão os efeitos da carga dinâmica. No caso de pontes projetadas em vias de alta velocidade, as soluções estruturais adotadas precisam atender a um conjunto de verificações diferentes daquelas que são normalmente especificadas para pontes em vias convencionais. Estas verificações foram implementadas, por exemplo, nas normas europeias e envolvem aspectos relacionados com a segurança estrutural, com a segurança da via e com o conforto dos passageiros (Ribeiro, 2012).

Quando a velocidade do tráfego dos trens excede 200 km/h, os efeitos dinâmicos devem ser avaliados levando em consideração vários aspectos, tais como as velocidades de tráfego dos trens, o comprimento destes, o espaçamento das cargas por eixo, as características da suspensão dos veículos e as imperfeições das rodas. No caso das pontes, deve-se levar em conta o comprimento do vão, as propriedades modais, as irregularidades e as características dinâmicas da via que inclui lastro, dormentes, trilhos e acessórios (Rebelo et al., 2008).

Na atualidade, existem muitas metodologias de análise dinâmica de pontes que foram desenvolvidas por diferentes pesquisadores, cada um deles dando ênfase ao estudo de algum parâmetro específico. A seguir apresenta-se uma síntese de alguns trabalhos encontrados na literatura.

Os primeiros modelos de veículo para o estudo da resposta dinâmica de pontes foram os modelos de carga móvel, massa móvel e massa móvel suspensa (Timoshenko, 1922; Lowan, 1935; Frýba, 1972 e outros). Com o desenvolvimento das ferramentas computacionais após os anos de 1950 e, principalmente com a utilização dos Métodos dos Elementos Finitos (MEF) a partir dos anos 70, o estudo de vibrações em pontes tornou-se mais sofisticado.

Em 1996, Frýba apresentou um estudo completo sobre os efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias e os parâmetros que mais influenciam as respostas. Os efeitos foram avaliados na direção vertical e na direção transversal da estrutura.

Yang et al. (2004) publicou um livro no qual sintetiza um conjunto de pesquisas realizadas em relação ao estudo da interação dinâmica entre o veículo e a ponte, com aplicação a vias de alta velocidade. Este trabalho inicialmente trata os

problemas de carga móvel, os efeitos da ressonância, os efeitos do amortecimento estrutural, o fator de impacto e outros parâmetros que afetam o comportamento dinâmico de estruturas. Na segunda parte deste livro, são realizados estudos sobre os problemas de interação dinâmica com base no método de condensação proposto pelos pesquisadores. O método de condensação proposto consistiu basicamente na eliminação dos graus de liberdade na interface de contato roda-trilho.

Devido à complexidade de modelagem do fenômeno de interação veículo - estrutura, as pesquisas iniciais dedicaram esforços para o estudo do fenômeno por meio de modelos simplificados e bidimensionais, preocupados principalmente com as vibrações verticais e longitudinais. Além disso, o efeito da estrutura da via foi totalmente ignorado ou parcialmente considerado nestes modelos. Uma vez que a via é uma estrutura flexível que vibra juntamente com o sistema veículo-ponte, esta afeta significativamente a interação entre eles, especialmente em velocidades elevadas. Por essa razão, é necessário incluir a estrutura da via na análise dinâmica do sistema.

Para modelos mais realistas, outros parâmetros precisam ser investigados, a exemplo das vibrações laterais e rotacionais ou torcionais, a resposta induzida pela passagem de dois trens se cruzando, as irregularidades da via, a flexibilidade do veículo, entre outros. Nesse sentido, algumas pesquisas que envolvem a modelagem de interação em 3D foram desenvolvidas, por exemplo, por Wu et al. (2001), onde foram levados em conta as irregularidades de natureza aleatória nos trilhos. Os resultados obtidos dessa pesquisa indicaram que as ressonâncias podem acontecer nas vibrações laterais e torcionais da ponte assim como na vibração vertical. Sob o cruzamento de dois trens em movimento, a vibração vertical da ponte foi intensificada ainda mais, enquanto que as respostas laterais e torcionais eram incrementadas ou reduzidas, dependendo de como os dois trens cruzavam um em relação ao outro. Finalmente, dois índices foram usados para avaliar a possibilidade de descarrilamento dos trens que passam sobre a ponte a diferentes velocidades.

Estudos envolvendo trens de carga pesada foram realizados por Zhang et al., (2010), nos quais se descreve o processo de cálculo e os resultados da passagem de um trem de carga pesada de 30 tf/eixo em uma ponte continua de 500 m de comprimento. Para tal, foi proposta uma metodologia iterativa para a solução do problema dinâmico de interação. As respostas obtidas nas locomotivas mostraram

que a velocidade do trem tem uma ligeira correlação com as acelerações no corpo do veículo. Já no caso dos vagões de carga, as acelerações verticais aumentaram e as acelerações laterais diminuíram proporcionalmente com o aumento da velocidade do trem.

Outra pesquisa interessante encontrada na literatura foi a de Li et al. (2010), na qual foi desenvolvido um método numérico para analisar o sistema acoplado veículo-estrutura levando em consideração os efeitos não lineares. A conexão entre os dois subsistemas foi realizado por meio de modelos de contato roda-trilho com e sem perda de contato. Todas as forças não lineares, as forças de amortecimento e as forças de contato não lineares na interface foram tratadas como pseudo forças para facilitar a análise não linear. O método de superposição modal foi usado para a resolução do problema dinâmico de ambos os subsistemas; foram usados também processos iterativos e não iterativos para encontrar a melhor solução. No processo iterativo, a compatibilização dos deslocamentos nos pontos de contato dos dois subsistemas foi realizada para cada incremento de tempo. Já no processo não iterativo, estudaram-se os métodos de integração numérica mais apropriada para a resolução do problema dinâmico. A taxa de convergência dos processos iterativos foi avaliada com e sem perda de contato das rodas, sendo o método de integração explícita a que teve maior taxa de convergência em relação aos outros métodos. Nos exemplos aplicativos, o método de elementos finitos codificado no programa ANSYS foi utilizado para modelar a ponte e o veículo como estrutura flexível.

Na literatura também foi encontrada uma grande quantidade de investigações, estudos e orientações realizadas pelo Professor Rui Calçada e seu grupo de estudo da Universidade do Porto (FEUP), relacionadas à avaliação dos efeitos dinâmicos em pontes induzidos pelo tráfego ferroviário. Entre tais trabalhos, podem-se citar as pesquisas realizadas por Calçada (1995), Ribeiro (2004), Figueiredo (2007), Pinto (2007) e Albuquerque (2008). Nelas foram desenvolvidas ferramentas para a análise dinâmica considerando a interação veículo-estrutura, avaliaram-se o desempenho de modelos com diferentes graus de complexidade, realizaram-se análises de fadiga em pontes metálicas, estudaram-se a importância da inclusão da via nos modelos numéricos e realizaram-se a calibração experimental de modelos numéricos.

Estudos realizados por Ribeiro (2012), Delgado (2013) e dos Santos (2014) foram tomados como referência direta para os desenvolvimentos apresentados

nesta pesquisa. Ribeiro (2012) apresentou um estudo de formas usuais de modelação dinâmica e de caracterização experimental dos subsistemas veículo e ponte. Para a modelagem do sistema veículo - estrutura, foi desenvolvido um aplicativo computacional baseado em uma metodologia iterativa para a solução de problemas dinâmicos usando os programas MATLAB e ANSYS. Os estudos experimentais foram feitos a fim de estimar parâmetros modais de ambos os subsistemas, em particular as frequências e os modos de vibração. Finalmente, foi realizada a calibração do modelo numérico com base na informação experimental usando algoritmos genéticos.

O estudo de Delgado (2013) consistiu no desenvolvimento de metodologias avançadas para a avaliação não linear da interação via-ponte em linhas ferroviárias. No estudo, é proposto um modelo numérico de análise quase estático da interação via-estrutura com histórico de carregamento conhecido, para o qual foram utilizados elementos mola e de contato (atrito), de modo que a resistência da interface seja função direta da posição e das cargas do veículo. Finalmente, as técnicas numéricas desenvolvidas foram aplicadas a um estudo de caso, depois de serem validadas e calibradas com base nos resultados de dados experimentais. Dos Santos (2014) centrou-se no estudo numérico e experimental da ponte Antuã, a qual envolveu a calibração e validação do modelo numérico da ponte a partir de dados obtidos nos ensaios de vibração ambiental e ensaios sob ação de tráfego.

No âmbito nacional, também foram desenvolvido inúmeros trabalhos voltados à análise dinâmica considerando a interação veículo-estrutura, tais como Correa (2003), Correa e Battista (2005), Correa (2008), Cunha (2011) e Silva (2012).

Correa (2008) desenvolveu uma ferramenta numérico-computacional para a análise dinâmica de pontes ferroviárias, considerando o fenômeno de interação trem-trilhos-dormentes-lastro-estrutura. Neste estudo, o veículo foi representado por um modelo numérico de nove graus de liberdade. Os resultados mostraram que os fatores que mais influenciam nas respostas dinâmicas da ponte ferroviária foram as irregularidades geométricas nos trilhos e nas rodas, sendo que as irregularidades das rodas foram as mais prejudiciais, provocando grandes picos de deslocamentos. Para reduzir a amplitude dos deslocamentos, o autor propôs sistemas de atenuação dinâmica acoplados à estrutura em pontos estratégicos.

Outro trabalho de aplicação prática foi apresentado por Cunha (2011) sobre o estudo de vibrações em ponte ferroviária de concreto armado, para o qual se desenvolveu a modelagem de um veículo de 15 graus de liberdade considerando irregularidades no trilho. Os carregamentos provenientes do trem modelado sobre tabuleiro rígido foram condensados estaticamente e aplicados em um modelo estrutural simplificado, com a finalidade de avaliar a amplificação dinâmica em comparação com o valor do coeficiente de impacto prescrito na norma brasileira.

Silva (2012) apresentou um método para simular a interação veículo-estrutura por meio de um único elemento de interface. O elemento esteve composto por molas e amortecedores, cujas propriedades variavam de acordo com a posição das rodas dos veículos. Por intermédio de testes paramétricos, o método proposto foi validado.

Diante do panorama descrito acima, percebe-se que o estudo dos efeitos dinâmicos induzidos pelo tráfego de trens de alta velocidade e trens com carga pesada é de suma importância, pois irá contribuir para uma melhor compreensão dos fenômenos dinâmicos em pontes ferroviárias, especialmente no Brasil, onde há relativa escassez de pesquisas no campo, apesar das relevantes demandas exigidas pelo sistema ferroviário nacional, que possui trens cujas capacidades de cargas estão entre as maiores em todo o mundo. Para este tipo de estudo, é fundamental dispor de uma ferramenta computacional para análises de interação veículo - estrutura a fim de viabilizar a abordagem do problema dinâmico e realizar estudos mais elaborados sobre o assunto.

1.2 Justificativa

No Brasil, há um planejamento para implantação de uma rede ferroviária para trens de alta velocidade, que deverá ser implementado pelo governo federal nos próximos anos. Esta iniciativa terá grande importância para o desenvolvimento do país, pois mobilizará vultosos investimentos econômicos e envolverá um número significativo de usuários. Já foram oficialmente apresentadas quatro possibilidades de linhas, todas situadas para interligar apenas capitais e outras cidades do centro sul brasileiro, tal como se mostra na Figura 1.2.

O Trem de Alta Velocidade Rio - São Paulo (TAV RJ-SP) é a principal linha do projeto do governo federal e tem a função de interligar as duas principais metrópoles brasileiras: São Paulo e Rio de Janeiro. Porém, atrasos na preparação do edital de

licitação comprometeram o prazo de início das obras. Como alternativa, o novo estudo técnico de viabilidade incluiu ligar Campinas, São Paulo e Rio de Janeiro em uma só linha de 518 km de extensão.

Figura 1.2 - Mapa da rede ferroviária de alta velocidade planejada no Brasil (Halcrow - Sinergia, 2012).

A linha Brasília-Anápolis-Goiânia ganhou a denominação de "Expresso Pequii" e pode ser transformada em uma linha de média velocidade. O projeto prevê uma linha de cerca de 210 km, com trens a uma velocidade variante de 180 km/h a 200 km/h. O percurso vai de Brasília a Goiânia com uma única parada em Anápolis. Seu objetivo é desenvolver a área entre as duas capitais e criar empregos às margens da ferrovia, além da integração das duas áreas metropolitanas, unindo uma região de cerca de 7 milhões de habitantes (Halcrow - Sinergia, 2012).

A linha Belo Horizonte - Curitiba é outra linha que se encontra em projeto entre as cidades de Belo Horizonte e Curitiba, passando por cidades do interior do estado de Minas Gerais, do estado de São Paulo e do estado de Paraná. Esta Linha teria 1150 km de extensão, aproximadamente o dobro da Linha entre o Rio de Janeiro e Campinas, que passará por São Paulo, e ligaria mais de 50% de toda a produção econômica e aproximadamente mais da metade de toda a população do país. A linha Campinas - Triângulo Mineiro é outro projeto que ainda está em fase de estudos que ligará Campinas a Uberlândia. A implantação das linhas permitirá um programa de transferência de tecnologia de modo a qualificar a indústria nacional a fabricar equipamentos e sistemas para a ferrovia de alta velocidade.

No que se refere a trens de carga pesada, a companhia VALE responde por mais da metade do transporte ferroviário de cargas de minérios com alto peso específico, além de prover serviço de trens passageiros de longa distância em dois

trechos importantes no país. Para reforçar essa competitividade e sustentar a expansão de suas operações, a companhia está desenvolvendo projetos para o aumento da capacidade das ferrovias. A Figura 1.3 apresenta as principais ferrovias administradas pela companhia VALE. A estrada de ferro Vitória a Minas tem uma extensão de 905 km e permite a conexão entre o interior de Minas Gerais e o Porto de Tubarão, no Espírito Santo. Esta via serve principalmente para o transporte de minério de ferro da Vale e carga geral para terceiros (carvão e produtos agrícolas). O serviço de trem de passageiros é utilizado anualmente por 1 milhão de pessoas (Figura 1.3a). A estrada de ferro Carajás tem uma extensão de 892 km e permite a conexão entre as minas de Carajás, no Pará, e o terminal marítimo de Ponta da Madeira, no Maranhão. A via é usada para o transporte de minério de ferro, manganês, ferro-gusa, cobre, combustíveis e carvão. O serviço de trem de passageiros é utilizado por 350 mil anualmente (Figura 1.3b).

Figura 1.3 - Principais ferrovias administradas pela companhia VALE: (a) estrada de ferro Vitória a Minas, (b) estrada de ferro Carajás (www.vale.com/brasil).

Entre os projetos que a companhia VALE pretende desenvolver pode-se citar a duplicação da estrada de ferro de Carajás, que prevê aumentar a capacidade de transporte e escoamento das minas de Carajás de 130 milhões de toneladas métricas por ano (tmpa) para 150 tmpa. Para tal, novos vagões e locomotivas deverão ser adquiridos, além da ampliação do terminal Marítimo de Ponta da Madeira. Com relação ao material rodante, a companhia tem mostrado interesse no aumento da capacidade de transporte dos vagões a fim de aumentar a produtividade do sistema.

Novos critérios técnicos de concepção de obras de arte em linhas de alta velocidade e linhas com cargas pesada serão necessários, pois as linhas propostas na maioria das vezes estarão compostas por um número significativo de pontes,

viadutos, túneis, etc. O estudo das investigações e a experiência internacional serão um bom ponto de partida para o desenvolvimento de códigos de acordo com a realidade brasileira. Para conseguir tal objetivo, as parcerias com as universidades, centros de pesquisa e convênios internacionais serão de fundamental importância.

As pontes ferroviárias em linhas de alta velocidade são estruturas em que os efeitos dinâmicos podem atingir valores significativos por estarem sujeitas a cargas de elevada intensidade, que comprometem a vida útil dos elementos estruturais, necessitando, portanto, ser levadas em conta no dimensionamento. O conhecimento dos efeitos dinâmicos é importante no projeto de pontes ferroviárias pelos seguintes motivos:

- As vibrações induzidas pela passagem dos trens sobre a ponte originam, em geral, deslocamentos ou esforços na estrutura, maiores do que aqueles que seriam provocados caso as cargas fossem aplicadas de uma forma estática.
- Vibrações excessivas da estrutura podem agravar os fenômenos de fadiga.
- As deformações e acelerações da ponte devem ser controladas dentro de determinados valores limite de forma que seja assegurada, em qualquer instante, a estabilidade da via e do contato roda-trilho.
- As acelerações nos veículos deverão ser limitadas de forma a garantir o conforto dos passageiros e a integridade das cargas.

Vários pesquisadores envolvidos no assunto (Museros 2002, Mellier 2010, Dai et al. 2010), concordam que apesar da vasta experiência na construção de linhas de alta velocidade em diferentes países como China, Japão, Espanha e França, ainda existem inúmeros problemas e desafios para a concepção de pontes que precisam ser investigados, entre eles:

- Nas normas não estão bem detalhadas as formas de modelagem dinâmica de pontes de pequeno porte. Nestes casos se subestima a influência dos trilhos, a condição de contorno e o módulo de elasticidade dinâmico do concreto é maior que o módulo estático, e este, por sua vez, é maior que o módulo de elasticidade real.
- Em geral, os modelos de carga são representados por cargas verticais aplicadas ao eixo da via férrea. Com essa representação a distribuição das cargas no trilho e no lastro é desprezada, portanto não simulam a realidade.

- Em relação aos estados limites de serviço, a aceleração do tabuleiro é a que precisa ser analisada com mais detalhe, pois este parâmetro está relacionado com os fenômenos de instabilidade na camada de lastro, os quais podem levar à perda da resistência lateral da via férrea e à perda de contato entre roda e o trilho.
- Pesquisas elaboradas pelo ERRI D214 (2001) indicam a redução da resposta dinâmica de pontes levando em conta o fenômeno de interação veículo - estrutura na modelagem. A quantificação desse fenômeno com modelos complexos seria interessante, pois sua importância resultaria mais relevante em pontes de pequeno vão.
- A influência das não linearidades associadas à interface via-estrutura e ao contato roda-trilho na resposta dinâmica do sistema veículo-via-estrutura, particularmente em situações de ressonância.

No que se refere à regulamentação, a norma brasileira de pontes ferroviárias (NBR 7189, 1985) e a norma de ações e segurança nas estruturas (NBR 8681, 2003) não fixam os requisitos mínimos para a verificação da segurança de pontes submetidas à ação de trens de alta velocidade, nem os critérios de quantificação e combinação das ações e das resistências dos materiais a considerar nas análises dinâmicas. No caso de pontes submetidas a trens com carga pesada, a norma apenas especifica os trens tipo a considerar nos projetos estruturais de obras novas. No entanto, não define os critérios mínimos de verificação de segurança da ponte nem do sistema veículo-via.

Neste contexto, esta pesquisa tem a oportunidade de contribuir com o aprimoramento de metodologias de análise dinâmica de pontes, levando em conta o fenômeno de interação veículo-estrutura de uma forma menos complexa, usando de forma otimizada as ferramentas de modelagem do programa ABAQUS (2012). Além disso, é realizada a análise dinâmica de duas pontes como estudos de caso, a ponte Suaçuí (Brasil) e a ponte Antuã (Portugal) e um estudo paramétrico para estudar o comportamento dinâmico não linear da interface via-estrutura. Os resultados destes estudos irão contribuir com o estado da arte sobre a modelagem numérica de interação veículo-estrutura e servir como estudo precedente para o desenvolvimento de futuros projetos de trens de carga pesada e trens de alta velocidade no Brasil.

1.3 Objetivos

O objetivo principal desta pesquisa é o desenvolvimento de uma metodologia para a resolução de problemas dinâmicos considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura, com diferentes graus de complexidade, por meio de processos iterativos. Nas análises procura-se uma máxima eficiência computacional na solução dos problemas dinâmicos, particularmente em modelos de elevada complexidade.

Entre os objetivos específicos podemos indicar os seguintes:

- Desenvolver um aplicativo que permita a resolução de problemas de interação veículo-estrutura. Para isso serão utilizadas as ferramentas de modelagem e programação do software ABAQUS em um esquema de solução integrado ao programa MATLAB.
- Discutir a aplicação das técnicas de modelagem com estudos executados por outros pesquisadores de forma a aperfeiçoar a metodologia desenvolvida.
- Desenvolver modelos bidimensionais e tridimensionais do sistema veículo - estrutura, a fim de validar a metodologia iterativa proposta.
- Realizar estudos paramétricos de exemplos simples a fim de verificar o efeito das não linearidades da interface via-estrutura na resposta dinâmica da ponte e do veículo.
- Realizar a análise dinâmica de duas pontes como estudos de caso (Suaçuí e Antuã), por via numérica e experimental, e verificar a influência das irregularidades no comportamento dinâmico do sistema veículo-estrutura.
- Validar os estudos numéricos desenvolvidos a partir dos dados experimentais obtidos durante o monitoramento das pontes.

1.4 Metodologia

O desenvolvimento da metodologia de análise dinâmica para o estudo de vibrações em pontes ferroviárias, levando em conta o fenômeno de interação veículo-estrutura pode ser dividido em quatro etapas que são detalhadas a seguir:

Etapa 1: Implementação de um algoritmo eficiente para a modelagem da interação veículo - estrutura.

A etapa inicial da pesquisa consiste na implementação de um algoritmo para a modelagem do fenômeno da interação de veículo - estrutura. A automatização do

processo é realizada com a utilização de programas assistentes, escritos nas linguagens PYTHON e MATLAB, através de scripts de comandos para acessar as funcionalidades de uma plataforma de simulação em elementos finitos, mais precisamente o programa ABAQUS.

Etapa 2: Desenvolvimento de modelos numéricos

Os modelos numéricos são desenvolvidos em elementos finitos utilizando o software ABAQUS, desde os mais simples até os mais complexos. Para isso, são aproveitadas as ferramentas de modelagem disponíveis na biblioteca do programa.

Etapa 3: Análise dinâmica no aplicativo de interação veículo-estrutura (AIVE)

A metodologia de análise dinâmica considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura é aplicada para investigação de duas pontes ferroviárias. Uma ponte nacional (Suaçuí) e outra ponte portuguesa (Antuã). O objetivo dos estudos é aplicar as metodologias já aferidas levando em conta todos os parâmetros possíveis na modelagem. É realizada também uma análise dinâmica considerando algumas não linearidades da via.

Etapa 4: Calibração e validação de modelos numéricos

Os modelos numéricos desenvolvidos na etapa anterior são calibrados e validados com os resultados experimentais obtidos nas monitorações das pontes.

1.5 Organização da tese

A tese foi estruturada em sete capítulos, de forma a sintetizar e descrever as atividades desenvolvidas para cumprir com os objetivos propostos. Uma descrição sumária de cada um destes capítulos é realizada a seguir:

No Capítulo 1 é realizada uma introdução geral da pesquisa, procurando contextualizar e justificar o assunto abordado, assim como os objetivos gerais e específicos, a metodologia a utilizar e a organização da tese.

No Capítulo 2 apresentam-se os conceitos básicos para o estudo dos efeitos dinâmicos no sistema veículo-estrutura entre eles sua importância, a descrição dos parâmetros que influenciam as respostas dinâmicas, os aspectos relacionados com a modelagem numérica dos subsistemas, o estudo das metodologias numéricas para a resolução dos problemas dinâmicos e uma breve revisão dos aspectos regulamentares a considerar durante a análise dinâmica do sistema.

No Capítulo 3 apresenta-se o desenvolvimento de uma metodologia para a análise dinâmica do sistema veículo-estrutura, para o qual é realizada inicialmente uma breve revisão dos conceitos básicos de interação veículo-estrutura. Em seguida são abordados os aspectos da implementação do aplicativo computacional baseada em uma metodologia iterativa para a resolução do problema de interação dinâmica veículo-estrutura, desenvolvida nos programas ABAQUS-MATLAB. A validação do aplicativo é realizada através da comparação de respostas de exemplos calculados com o aplicativo desenvolvido e os obtidos com os programas TBI e ANSYS. Para entender a forma de cálculo dos programas comerciais usando algoritmos de contato, realiza-se um estudo paramétrico a fim de verificar a precisão das respostas devido à discretização dos elementos e à transferência das forças externas dos pontos de contato aos nós dos elementos.

O Capítulo 4 trata do estudo da interação veículo-via-estrutura a fim de avaliar o comportamento dinâmico do sistema quando submetidos a ações, com particular incidência na resposta dos trilhos. Uma breve revisão bibliográfica e os aspectos regulamentares são estudados para entender o fenômeno de interação via-estrutura. Seguidamente são implementadas e validadas metodologias numéricas para simular o comportamento não linear da interface entre o trilho e a estrutura. Finalmente, são realizadas análises para verificar a influência de parâmetros na resposta do sistema veículo-via-estrutura e uma aplicação prática para avaliar o desempenho de algumas tipologias de pontes ferroviárias.

O Capítulo 5 apresenta a análise dinâmica da ponte Suaçuí. Para tal fim, são desenvolvidos numéricos da ponte e do veículo. As propriedades dos materiais da ponte são determinadas a partir dos testes experimentais e da literatura. No caso dos veículos, as propriedades dinâmicas são determinadas a partir de informações teóricas das frequências utilizando metodologias de calibração numérica. A análise dinâmica é realizada com o aplicativo AIVE considerando varias metodologias de carga móvel com e sem interação. Na falta de informações experimentais das irregularidades, estas são geradas a partir de funções de densidade espectral de potência. Os resultados das análises dinâmicas são comparados e validados com dados experimentais. Uma simulação da ponte Suaçuí sob ação de tráfego é feita a fim de verificar a variação dos valores máximos absolutos dos deslocamentos e das acelerações como função das velocidades.

O Capítulo 6 trata da análise dinâmica da ponte Antuã. Os modelos da ponte e do veículo são criados com base a informações obtidas durante o estágio doutoral do autor na Universidade de Porto (FEUP) em Portugal. As propriedades dos materiais da ponte, assim como as propriedades dinâmicas do modelo simplificado gerado em 3D do trem Alfa Pendular, são adotadas a partir de estudos de calibração experimentais realizados em pesquisas anteriores. Da mesma forma que no capítulo anterior, a análise dinâmica é realizada com o aplicativo AIVE. Inicialmente, são realizados estudos paramétricos a fim de verificar o efeito de diferentes variáveis nas respostas dinâmicas. Em seguida, é realizada a validação experimental do modelo numérico por intermédio da comparação de respostas obtidas por via numérica e experimental. Na modelagem numérica também são consideradas as irregularidades da via obtidas por meio de medições experimentais. A partir dos modelos numéricos calibrados, é realizada a simulação do comportamento dinâmico do sistema veículo-estrutura sob ação de tráfego para diferentes velocidades. As respostas obtidas das análises dinâmicas são comparadas com as respostas obtidas da análise estática para o modelo LM71 estabelecido na norma, a fim de verificar os aspectos relacionados com a segurança estrutural, a segurança da via e o conforto dos passageiros.

No Capítulo 7 são apresentadas as conclusões obtidas nesta pesquisa, assim como as sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo

**EFEITOS DINÂMICOS NO SISTEMA VEÍCULO -
ESTRUTURA****2****2 Efeitos dinâmicos no sistema veículo - estrutura****2.1 Introdução**

Os efeitos dinâmicos produzidos pela ação da carga móvel nas pontes ferroviárias podem atingir valores significativos com o incremento da velocidade de circulação dos trens e da capacidade de carga dos vagões.

Nesse sentido, são tratados nesta seção os principais conceitos relacionados com o estudo dos efeitos dinâmicos do sistema veículo-estrutura, baseados em pesquisas recentes na área. São também identificados os principais fatores que influenciam a resposta dinâmica do sistema e explica-se o porquê da importância das análises de interação veículo-estrutura. Em seguida, realiza-se uma breve revisão das considerações a levar em conta durante a modelagem dos subsistemas, entre eles da ponte, do veículo, da via, do contato roda-trilho e das irregularidades. Além disso, é realizado um estudo das metodologias numéricas para a solução do problema dinâmico. Finalmente são descritos de forma resumida os aspectos regulamentares para a verificação da estabilidade estrutural, da estabilidade da via e do conforto dos passageiros.

2.2 Efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias

Os fenômenos dinâmicos são geralmente originados pela passagem animada dos trens devido à velocidade, provocando forças inerciais no sistema veículo-via-estrutura que tendem a amplificar-se com a presença de irregularidades na via e nas rodas dos veículos. Além disso, a passagem de trens compostos por um grande número de vagões com um espaçamento regular d_k entre grupo de eixos pode levar à ressonância da estrutura. A forma clássica de atender aos efeitos dinâmicos consiste em multiplicar os valores obtidos da análise estática por um fator de impacto. No entanto, estudos realizados por Rigueiro (2007) mostraram que o fator de impacto não contempla os fenômenos de ressonância associados à passagem de um grande número de cargas igualmente espaçadas dos eixos do trem, isto é, que o fator de impacto não consegue cobrir as amplificações geradas pela ressonância.

2.2.1 O fenômeno de ressonância associado à ação dos veículos

As respostas em ressonância de uma ponte induzida pelo movimento de trens estão principalmente relacionadas a ações periódicas de carga móvel. No entanto, picos de ressonância secundária podem aparecer induzidos pela carga periódica das forças de oscilação do trem excitada pelas irregularidades da via e o movimento das rodas. O fenômeno de ressonância em uma estrutura devido a forças excitadoras pode produzir incrementos consideráveis nos deslocamentos e acelerações, sendo importante levar em consideração nas análises dinâmicas.

A ressonância ocorre quando um veículo se movimenta sobre uma ponte a uma velocidade constante v , cada um dos eixos passa sobre um ponto da ponte com certa frequência, dado por v/d_k . Quando uma frequência natural de flexão vertical da ponte f_o coincide com a frequência dos eixos ou é múltiplo inteiro desta, existirá risco de ressonância devido às distâncias características do trem d_k , (Frýba, 1996; Dominguez, 2001; Ju e Lin, 2003):

$$i = \frac{f_o}{v/d_k}, \quad i = 1, 2, 3, \dots \quad (2.1)$$

A Figura 2.1 mostra, a título de exemplo, os valores dos deslocamentos e das acelerações em relação à variação das frequências da ponte e as velocidades do veículo (Riquelme & Gabaldon, 2005). Nas linhas definidas pela equação 2.1 ($i=1$, $i=2$, $i=3$), observa-se que existe um incremento nas respostas dinâmicas.

Pesquisas feitas por Ju e Lin (2003), evidenciam que em estruturas complexas, tais como pontes em arco, este fenômeno também é de muita importância.

Figura 2.1 - Ressonância em uma viga isostática devido à distância característica entre eixos do trem: a) Deslocamentos, b) Acelerações (Riquelme & Gabaldon, 2005).

Por outro lado, estudos realizados por Yang et al., (2004) mostraram que o fenômeno de ressonância e cancelamento de ressonância, em uma viga simples, dependem da geometria da ponte (comprimento do vão L) e do espaçamento regular entre grupo de eixos d_k . Considerando que a frequência da excitação imposta pela carga móvel é dada por $\Omega_n = n\pi v/L$ e a frequência de vibração da ponte por ω_n ; a relação entre estes parâmetros $S_n = \Omega_n/\omega_n = n\pi v/L\omega_n$ permite identificar as velocidades onde se dá o fenômeno de ressonância e cancelamento. A expressão $S_1 = d_k/(2iL)$, $i = 1,2,3, \dots$ permite quantificar a ressonância e a relação $S_1 = 1/(2i - 1)$, $i = 1,2,3 \dots$ permite quantificar o cancelamento de ressonância.

2.2.2 Fatores que influenciam o comportamento dinâmico de pontes

Entre os principais fatores que influenciam na resposta dinâmica do sistema podemos mencionar os inerentes à ponte, à via ferroviária e aos veículos. A seguir são mostrados estudos paramétricos em que se observa as influências dos parâmetros mais relevantes dos subsistemas nas respostas dinâmicas:

a) Influência das características da ponte

Os principais parâmetros da ponte, que influenciam a resposta da estrutura em ressonância, são a massa, a rigidez e o amortecimento. Por meio da análise paramétrica de uma viga simples, avalia-se a influência destes no comportamento dinâmico da ponte para diferentes cenários, baseado em estudos realizados por Rigueiro (2007) e ao modelo simplificado ilustrado na Figura 2.2a.

Massa: A massa da ponte constitui-se um dos parâmetros principais no comportamento dinâmico da estrutura, cuja alteração implica a variação das

frequências. O cômputo desta deve levar em conta, além da massa dos elementos estruturais, a massa dos elementos não estruturais.

Os níveis de amplificação de uma ponte são inversamente proporcionais às suas massas, pelo fato destas implicarem um acréscimo das forças de inércia que se opõem diretamente à ação do trem. Deste modo, uma forma eficiente de controlar os níveis de amplificação dinâmica nas pontes ferroviárias consiste no aumento da sua massa, quer empregando um material estrutural de elevado peso volumétrico quer aumentando uma carga permanente adicional (lastro, dormentes, etc.).

A Figura 2.2b, apresenta a influência da massa nos valores máximos do deslocamento e da aceleração na velocidade de ressonância para passagem do trem Eurostar (comprimento de 386.67m e 48 eixos com carga de 170 kN) sobre uma viga simplesmente apoiada, onde se percebe que o aumento da massa provoca a diminuição da velocidade de ressonância, assim como a amplitude das acelerações, mas não afeta os deslocamentos máximos.

Figura 2.2 - (a) Modelo simplificado: equivalência entre o sistema global e o sistema de 1 grau de liberdade, (b) Influência da massa nos valores máximos de deslocamento e aceleração para a passagem do trem Eurostar em uma ponte simplesmente apoiada com vão de 15m.

Rigidez: A rigidez é outro dos parâmetros com maior influência nas frequências naturais da estrutura e, conseqüentemente, nas velocidades críticas de

circulação do trem. No entanto, verifica-se que um aumento de rigidez da estrutura implica geralmente aumento de sua massa, pelo que no cômputo geral a frequência natural de vibração não varia significativamente.

A Figura 2.3, apresenta a influência da rigidez no comportamento da ponte. Verifica-se que o aumento da rigidez provoca o incremento da velocidade de ressonância, assim com a diminuição da amplitude dos deslocamentos, mas não afeta os picos das acelerações máximas.

Figura 2.3 - Influência da rigidez nos valores máximos de deslocamento e aceleração para a passagem do trem Eurostar em uma ponte simplesmente apoiada com vão de 15m.

São inúmeros os fatores que influenciam a rigidez de uma estrutura, tais como o módulo de elasticidade do material, a forma da seção de cada elemento da estrutura, a fissuração do concreto e a variação das propriedades mecânicas de alguns materiais frente às solicitações dinâmicas, como por exemplo o concreto, que apresenta uma diferença entre os módulos de elasticidade estático e dinâmico.

Amortecimento: O amortecimento existente condiciona significativamente a amplitude das oscilações induzidas pela velocidade da passagem dos trens. A atenuação das vibrações, isto é, a dissipação de energia no interior da estrutura, depende quer do amortecimento intrínseco dos materiais de construção, o qual tem natureza distribuída, quer do efeito local de dispositivos de apoio ou outros sistemas de controle. O amortecimento adicional é também introduzido por elementos não estruturais, como guarda corpos ou elementos adicionais.

A resposta dinâmica da estrutura em situações de ressonância é fortemente dependente do amortecimento, sendo por isso prudente a consideração de valores subestimados nas análises dinâmicas. A sua incorreta avaliação pode levar a uma inadequada obtenção da resposta dinâmica da estrutura, em especial dos níveis de aceleração vertical.

A Figura 2.4a, apresenta a influência do amortecimento que mostra que seu aumento provoca a diminuição dos deslocamentos, mas não afeta a velocidade de ressonância. No entanto esta afirmação não pode ser generalizada, pois a atenuação das respostas depende principalmente da relação de massa e frequência natural dos componentes do sistema veículo-estrutura, cujo tratamento é similar a um sistema de atenuadores dinâmicos (ADS). A Figura 2.4b mostra as resposta em frequência dos deslocamentos de uma viga para diferentes relações de frequência e massa, analisada por Correa (2008).

Figura 2.4 - (a) Influência do amortecimento nos valores máximos de deslocamento em uma ponte, (b) Deslocamento de uma viga sem e com sistema de controle de atenuadores (Correa, 2008).

b) Influência das características do veículo

A metodologia com que se modela o veículo também tem influência nos resultados de análise dinâmica do sistema veículo-estrutura. Entre os parâmetros mais importantes podemos citar: a inércia rotacional, a massa, os sistemas de suspensão primário e secundário e a flexibilidade do veículo.

Inércia rotacional: Para calcular o momento de inércia rotacional do vagão I_v é necessário conhecer a distribuição de massas, a qual é geralmente difícil de estimar com precisão. Para quantificar a importância deste parâmetro na resposta da ponte por intermédio de modelos simples, pesquisas realizadas por Riquelme & Gabaldon (2005) mostraram que a magnitude dos momentos de inércia não influíram nos deslocamentos verticais nem nas acelerações. No entanto, na avaliação das acelerações no veículo para verificar o nível de conforto dos passageiros o autor recomenda utilizar modelos mais sofisticados dos trens. Na Figura 2.5 verifica-se um pico na envoltória dos deslocamentos a uma velocidade de 245 km/h e sua correspondente função temporal do deslocamento vertical no centro do vão para três momentos de inércia.

Figura 2.5 - Influência da inércia rotacional na resposta dinâmica: envoltória de deslocamentos e função temporal no centro do vão de uma viga de $L = 40$ m (Riquelme & Gabaldon, 2005).

Massa dos veículos: Em geral, ao adicionar-se uma estrutura na ponte, como o caso do veículo, adiciona-se massa, a mesma que produto da velocidade de circulação pode vibrar e, portanto gerar forças inerciais adicionais. Este sistema veículo-estrutura com maior massa se caracteriza por apresentar períodos mais longos, o que implica frequências menores, consequentemente a velocidade de ressonância será menor. Desta forma, o efeito das forças inerciais do veículo sobre a estrutura se torna importante, podendo diminuir as velocidades de ressonância.

Figura 2.6 - Efeito da flexibilidade do corpo do veículo: (a) com irregularidades, (b) sem irregularidades, (c) função temporal, (d) espectro de aceleração (Li et al., 2010).

Flexibilidade do corpo do veículo: No estudo realizado por Li et al., (2010) sobre o assunto, chegou-se à conclusão de que as respostas das acelerações do corpo do vagão flexível são significativamente maiores do que as respostas de um vagão com corpo rígido para velocidades elevadas. Isso ocorre porque o corpo flexível do veículo sofre ressonâncias excitadas pelas irregularidades do trilho ou pela vibração da ponte, tal como mostrado na Figura 2.6. O estudo da flexibilidade do corpo dos veículos é recomendado principalmente para avaliar o conforto dos passageiros (Diana et al., 2002)

2.2.3 Importância do estudo do fenômeno de interação veículo-estrutura

Para este estudo foi realizado a análise dinâmica de uma ponte sob ação de tráfego ferroviário de duas formas simples: na primeira considerou-se o trem como uma série de forças por eixo em movimento, sem levar em conta as propriedades inerciais do veículo e na segunda considerando o fenômeno de interação. Embora a primeira metodologia permita reduzir significativamente os tempos de processamento, as respostas obtidas com este método podem ser muito conservadoras para determinados comprimentos de vão da ponte, propriedades dinâmicas e tipos de estrutura, além disso, não permite quantificar o efeito das irregularidades nas respostas dinâmicas do veículo.

Diante dessa situação, a análise com interação veículo - estrutura é mais relevante, particularmente quando se deseja avaliar a segurança estrutural da ponte, a estabilidade da via e o conforto dos passageiros, pois, além de considerar as propriedades da ponte, considera também as propriedades dinâmicas do trem (massa, inércias, suspensões, etc.) e da interface (trilho, lastro e irregularidades) nas respostas.

A seguir se apresenta um estudo paramétrico de três pontes simplesmente apoiadas, a fim de verificar a partir de que comprimentos de vão e para que velocidades de circulação dos trens é relevante o estudo do fenômeno de interação. A avaliação da resposta dinâmica foi realizada para a passagem do trem sueco X2000, circulando com velocidades compreendidas entre 80 e 400 km/h. Três tipos de modelos de carga foram adotados: carga móvel, massa suspensa e veículo completo em 2D. Informações detalhadas deste estudo se encontram no trabalho apresentado pelo autor no congresso do CILAMCE 2014. Na Figura 2.7 apresentam-se as respostas obtidas no meio do vão de cada ponte analisada.

Nas respostas da ponte de 5 m, verifica-se que os modelos de carga móvel (sem interação) fornecem resultados muito conservadores em relação aos modelos com interação, esta situação é ainda mais evidente em zonas onde a estrutura se encontra em ressonância. Já os modelos de massa suspensa e veículo completo apresentam resultados similares entre si.

Figura 2.7 - Resposta dinâmica no meio do vão das pontes de 5, 20 e 40 m: (a) deslocamentos, (b) acelerações (Ticona Melo, 2014).

No caso da ponte de 20 m, constata-se que o modelo de carga móvel e os modelos com interação apresentam respostas similares para baixas velocidades de circulação do trem, no entanto, essa similaridade é quebrada para velocidades superiores a 250 km/h e quando a ponte entra em ressonância. No instante da ressonância, a resposta do modelo de carga móvel é mais conservadora que o

modelo de veículo completo. Por outro lado, na ponte de 40 m, observa-se que os três modelos de carga apresentam resultados similares, com ligeiras variações para determinadas velocidades. Do estudo paramétrico das três pontes realizadas pode se concluir que estudar o fenômeno de interação veículo-estrutura é mais relevante em pontes de médio e pequeno porte (Ticona Melo & Bittencourt, 2014).

Outro parâmetro que também foi estudado é a influência da rigidez do lastro na resposta dinâmica. Para quantificar o efeito da via, dois modelos de ponte com comprimentos de vão de 5 e 20 m, com e sem inclusão de via foram analisados. A estrutura da via foi representada por meio de uma viga que simula o trilho apoiada sobre um suporte contínuo e homogêneo composto por molas e amortecedores. Os resultados das análises de interação são apresentados na Figura 2.8.

Figura 2.8 - Resposta dinâmica no meio do vão das pontes de 5 e 20 m para vias com lastro e sem lastro: (a) deslocamentos, (b) acelerações (Ticona Melo, 2014).

As respostas obtidas para a ponte de 5m (Figura 2.8) mostram que o pico dos deslocamentos e acelerações diminuem em 15 e 55 %, respectivamente, devido à introdução da via no modelo. Esta diferença pode ser atribuída ao fato de que a estrutura da via contribui na rigidez da ponte e redistribui as cargas por eixo do trem sobre a ponte por meio das molas. Já nos resultados da ponte de 20 m, observa-se

que não existem diferenças significativas nas respostas, o que pode dar indícios de que a estrutura da via não influencia nas respostas das pontes com este vão.

O efeito do lastro também pode ser avaliado como um sistema de isolamento, baseado nos conceitos de transmissibilidade (TR) abordados por Clough e Penzien, (2003). Segundo este estudo, o fator de transmissibilidade entre a fonte de excitação e a base de suporte tende a ser maior quando a rigidez do elemento de isolamento é maior e vice-versa. Assim, a rigidez vertical da ponte de pequeno vão de 5 m (com frequências naturais de flexão elevadas) é afetada pela adição do lastro, fazendo que a transmissibilidade da ação do trem à ponte diminua, quando comparado ao fator de transmissibilidade obtido da ação do trem sobre a ponte sem camada de lastro. Já no caso da ponte de 20 m, verifica-se que a adição da camada do lastro não afeta significativamente a rigidez vertical da ponte, portanto o fator TR é similar para ambas as condições da via, tal como se mostra na resposta dos deslocamentos e das acelerações ilustradas na Figura 2.8.

2.3 Critérios para a modelagem do sistema veículo-estrutura

2.3.1 Modelagem da ponte e da via

Gustafsson (2008) menciona que modelos numéricos mais avançados da ponte normalmente produzem resultados mais precisos durante as análises dinâmicas, no entanto, as análises com estes modelos complexos podem levar a tempos de cálculo elevados e precisam de uma descrição detalhada e bem conhecida da geometria da estrutura, das condições de contorno e das propriedades mecânicas dos materiais. Por outro lado, estudos realizados por Dieleman & Fournol (2003), em pontes de pequeno vão, revelaram diferenças consideráveis entre as respostas obtidas por via experimental e as obtidos de modelos numéricos simplificados. Estas diferenças podem ser atribuídas às deficiências na modelagem da ponte, no que se refere à definição do vão estrutural, às condições de contorno, à inadequada representação das rigidezes dos encontros e à não inclusão da via particularmente quando o trilho é contínuo sem considerar o efeito da interação via - estrutura. Evidencia-se, dessa forma, que os modelos simplificados são inadequados para a modelagem de pontes de pequeno vão. A Figura 2.9 mostra um exemplo de um modelo tridimensional de elementos finitos de uma ponte com via sem lastro desenvolvido por Li et al. (2010). No modelo da ponte estudada pelo autor, a treliça é representada com

elementos viga e a laje de concreto com elementos *shell*. Elementos de corte com barras rígidas foram usados para modelar os conectores de corte que acoplam o tabuleiro de concreto às vigas longarinas e transversinas.

Figura 2.9 - Detalhes da modelagem de elementos finitos de uma ponte tipo treliça com laje de concreto desenvolvido por Q Li et al., (2010).

A modelagem da via pode ser simulada através de modelos simplificados, usando elementos mola-amortecedor para representar a conexão entre o trilho e os dormentes, os dormentes com o lastro e o lastro com a estrutura, conforme se ilustra na Figura 2.10. Uma característica deste tipo de modelo é que permite considerar o efeito compósito entre o trilho e a estrutura devido à transmissão de forças cortantes através da camada de lastro.

Figura 2.10 - Detalhes do modelo de interação veículo-via-estrutura: (a) com lastro, (b) sem lastro desenvolvido por Zhai et al. (2013).

As vias podem também ser representadas por meio de modelos complexos, onde seus componentes são simulados por meio de elementos finitos de volume. Esta forma de modelagem permite simular de modo mais realista a transferência das cargas ferroviárias e o efeito de continuidade da via entre tabuleiros vizinhos e

entre o tabuleiro e o aterro, considerando inclusive geometrias complexas. Existem vários trabalhos que tratam deste tipo de modelagem entre eles: Bonifacio (2012), Ribeiro (2012), Malveiro et al. (2014), dos Santos (2014) e Costa et al. (2015). Um exemplo de modelos de elementos finitos de pontes ferroviária com inclusão da via é mostrado na Figura 2.11.

Figura 2.11 - Modelos em elementos finitos de pontes incluindo a modelagem da via desenvolvido por: (a) Costa et al. (2015) e (b) Ribeiro (2012).

2.3.2 Modelagem do contato roda-trilho

Para a modelagem da roda e do trilho pode-se usar elementos sólidos ou de volume e elementos de contato para simular a interação entre eles. No entanto, a malha de elementos finitos deve ser muito fina a fim de simular regiões de contato extremamente pequenas entre as rodas e os trilhos. Além disso, as irregularidades da via são difíceis de modelar usando malhas de elementos finitos, e usar este método para simular um trem inteiro se movimentando ao longo da ferrovia é quase impossível. Diante dessa dificuldade, uma alternativa para a simulação do contato roda-trilho é usar molas com rigidezes apropriada (Dinh et al., 2009; Xiao et al., 2011). Um método bastante conhecido para este tipo de simulação é o modelo de Hertz, onde a rigidez de contato roda-trilho é definida pela seguinte expressão:

$$K_H = \frac{3}{2} F^{1/3} c_H^{2/3} \quad (2.2)$$

onde F denota o valor da força de contato transmitida pela roda e c_H denota uma constante cujo valor depende do raio da roda, r_r , do raio do boleto do trilho, r_t , do módulo de elasticidade, E , e do coeficiente de Poisson, ν , do aço da roda e do trilho, conforme a equação 2.3 (Nguyen et al., 2009).

$$c_H = \frac{2E}{3(1 - \nu^2)} (r_r r_t)^{\frac{1}{4}} \quad (2.3)$$

Nas análises de interação realizadas nesta pesquisa, as rigidezes de contato roda-trilho foram determinadas usando a equação 2.2.

O modelo de Hertz é válido somente para geometrias regulares de discos ou superfícies curvas, e pode produzir erros para trilhos e rodas reais. Essa forma de modelagem de contato piora ainda mais quando se pretende modelar o fenômeno de contato-separação. Para contornar esse problema, Ju (2012) propôs um elemento finito simples para a simulação não linear do contato-separação entre a roda e o trilho. O elemento de rigidez proposto foi ajustado a partir dos resultados obtidos da análise do modelo com elementos finitos visualizada na Figura 2.12a. A principal vantagem desta abordagem é que permite reduzir o número de graus de liberdade do modelo que representa o fenômeno de contato – separação e os tempos de cálculo. Assim, o modelo simplificado com rigidez não linear conseguiu reproduzir com boa aproximação as respostas obtidas com o modelo de elementos sólidos e de contato, conforme se observa na Figura 2.12c-d. Já os modelos de rigidez linear não conseguiram simular o comportamento real do contato.

Figura 2.12 - Modelagem do contato roda-trilho: (a) modelo de elementos finitos, (b) deformação devido à ação de forças; (c) deslocamentos e (d) forças no ponto de contato (Ju, 2012).

2.3.3 Modelagem das irregularidades da via

Segundo Vale (2010) as irregularidades da via são outra fonte de excitação do sistema veículo-via-estrutura, provocando oscilações e vibrações no veículo, induzindo não só desconforto nos passageiros, mas também dano nos elementos

da via e da estrutura. A Tabela 2.1 apresentam-se os tipos de irregularidades mais frequentes da via e do trilho.

Tabela 2.1 - Irregularidades da via e do trilho (adaptado de Vale, 2010)

Irregularidades distribuídas	Periódicas	- desgaste ondulação do trilho
		- juntas do trilho igualmente espaçadas
	Aleatórias	- variação do alinhamento
		- variação do nivelamento longitudinal
		- variação do nivelamento transversal
		- variação de bitola
<hr/>		
Irregularidades isoladas	- empeno	
	- endentação do trilho	
	- defeito isolado	
	- defeito em uma junta do trilho	
- travessa não apoiada		

As irregularidades distribuídas da via são essencialmente caracterizadas pela amplitude e pelo comprimento de onda do defeito, que pode ser longo, médio ou curto. Fryba (1996) propôs um tipo de irregularidade distribuída periódica ao longo do desenvolvimento da via, dada pela expressão sinusoidal mostrada na equação 2.4, onde a_i , b_i , A_i e B_i são constantes estabelecidas pelo pesquisador que caracterizam a contribuição de cada irregularidade periódica.

$$r_{(x)} = \frac{1}{2} a_i \left[1 - \cos \frac{2\pi}{b_i} (x - kA_i - Bi) \right] \quad (2.4)$$

A Tabela 2.2 apresenta a relação entre o comprimento de onda das irregularidades da via com o tipo de defeito e as consequências que pode provocar.

Tabela 2.2 - Efeito dos comprimentos de onda das irregularidades (adaptado de Vale, 2010)

Gamas de comprimentos de onda	Tipo de irregularidade	Consequências
Muito pequeno: $\lambda < 3$ m	desgaste ondulatório defeitos isolados	ruído e vibrações
Pequeno: $3 < \lambda < 25$ m	irregularidade da via	redução de segurança
Médio: $25 < \lambda < 70$ m	irregularidade da via	redução de segurança redução de conforto
Longo: $70 < \lambda < 200$ m	irregularidade da via	redução de conforto
Muito longo: $\lambda > 200$ m	geometria vertical da via	redução de conforto

Para caracterizar a qualidade geométrica das vias a norma EN13848-5 (2008) apresenta os valores limite a considerar nas irregularidades de alinhamento e de nivelamento longitudinal com comprimentos de onda entre 3 e 25 m (D1) e entre 25 e 70 m (D2), para três níveis de ação: segurança, intervenção e alerta.

As irregularidades distribuídas aleatórias são geralmente definidas com base em uma função da densidade espectral de potência (Ribeiro, 2012). A seguir são

apresentadas, a título de exemplo, funções espectrais referentes ao nivelamento longitudinal, das quais algumas foram utilizadas para a geração de irregularidades nos próximos capítulos:

a) Associação Americana de Ferrovias (AAR)

No estudo realizado por Garg & Dukkipati (1984) foram introduzidas seis classes de via que variam de 1 (má qualidade) a 6 (muito boa qualidade) para a qualificação das irregularidades da via, com base em dados coletados nos EUA pela Administração Ferroviária Federal (FRA). A função espectral proposta tem a seguinte forma:

$$S(\omega) = \frac{A_v \omega_2^2 (\omega^2 + \omega_1^2)}{\omega^4 (\omega^2 + \omega_2^2)} \quad (2.5)$$

onde A_v é uma constante da irregularidade, e ω_1 e ω_2 são as frequências espaciais. Na Tabela 2.3 são apresentados os valores dos parâmetros das diferentes classes de via. De acordo com os autores, esta metodologia deve ser limitada a uma gama de comprimentos de onda entre 1.5 e 300 m. Estas funções espectrais são interessantes porque permitem avaliar uma variedade abrangente de tipos de via.

Tabela 2.3 - Parâmetros a serem usados na equação 2.5 (Kouroussis et al., 2014)

Parâmetros		Classes de via					
Símbolo	Unidade	6	5	4	3	2	1
A_v	(10^{-6} m)	0.0954	0.1675	0.2968	0.530	0.954	1.6748
ω_1	(10^{-3} m $^{-1}$)	23.294	23.294	23.294	23.294	23.294	23.294
ω_2	(10^{-2} m $^{-1}$)	13.123	13.123	13.123	13.123	13.123	13.123

b) Level Deutsche Bahn (DB) - SIMPACK

O programa de simulação de multicorpo alemão SIMPACK oferece os meios para a modelagem de excitações randômicas entre a roda e o trilho ou o pneu e o pavimento através de sua biblioteca *times excitation generator* usando a seguinte expressão:

$$S(\Omega) = \frac{b_0 + b_1 j\Omega}{a_0 + a_1 j\Omega + a_2 (j\Omega)^2} \quad (2.6)$$

onde $S(\Omega)$ denota o valor médio quadrático da função PSD. Os coeficientes polinomiais das duas classes de qualidade da via proposta pelo estudo podem adotar os seguintes valores: $a_0 = 0.016986$, $a_1 = 0.8452$, $a_2 = 1$, $b_0 = 9.2806528 \times 10^{-4}$, $b_1 = 0$.

c) Caracterização de Anderson

Anderson et al. (2000) estudou os problemas dos defeitos do trilho a fim de mostrar sua influência nas respostas dinâmicas dos veículos. A partir de dados coletados das redes ferroviárias alemãs, o autor propôs a seguinte função espectral para vias normais:

$$S(\Omega) = \frac{4.028 \cdot 10^{-7}}{0.288 \cdot 10^{-3} + 0.68\Omega^2 + \Omega^2} \quad (2.7)$$

Para vias de baixa qualidade, o numerador deve ser substituído por 1.0785×10^{-6} .

Transformação de funções PSD em irregularidade dos trilhos

A seguir são detalhados os passos para o processo de transformação das funções PSD em irregularidades geométricas dos trilhos, baseados em pesquisas desenvolvidas por Lei & Noda (2002), Dumitriu et al. (2006), Durali & Jalili (2008) e Kouroussis et al. (2014).

O processo estocástico estacionário $r(x)$ com média zero e variância σ_k^2 , pode ser modelado por meio da série trigonométrica dada pela equação:

$$r(x) = \sum_{k=1}^N a_k \cos(\omega_k x + \varphi_k) \quad (2.8)$$

onde a_k denota uma variável aleatória (amplitude das irregularidades) de distribuição Gaussiana com média zero e variância σ_k^2 , definida pela equação 2.9. Sendo $S(\omega_k)$ a densidade espectral de potência padrão que pode ser adotada das normas ou da bibliografia.

$$\sigma_k^2 = 4S_x(\omega_k)\Delta\omega, \quad k = 1, 2, \dots, N \quad (2.9)$$

O parâmetro ω_k representa a frequência das irregularidades definida por:

$$\omega_k = \omega_i + (k - 1/2)\Delta\omega, \quad k = 1, 2, \dots, N \quad (2.10)$$

O incremento das frequências $\Delta\omega$ é dado pela equação 2.11, onde ω_i e ω_s são os limites inferior e superior da frequência das irregularidades e N é o número total de incrementos no intervalo (ω_i, ω_s) .

$$\Delta\omega = (\omega_s - \omega_i)/N \quad (2.11)$$

A variável φ_k denota o ângulo de fase com distribuição uniforme $\varphi_k \in [0, 2\pi]$ e x representa a coordenada global medida a partir do início da via.

A Figura 2.13 mostra, a título de exemplo, as funções PSD analíticas propostas pela AAR, por Anderson e pela DB, e o perfil de irregularidades gerada a partir da função PSD proposta pela AAR.

Figura 2.13 - (a) Funções PSD analíticas que representam a distribuição das irregularidades, (b) perfil de irregularidades gerada com base no modelo da AAR (Kouroussis et al., 2014).

Por outro lado, as irregularidades pontuais podem ser representadas na maioria das vezes pela expressão 2.12 dada por Fryba (1996), onde A e k são parâmetros que dependem do tipo de qualidade geométrica da via.

$$r(x) = Ae^{-k|x|} \quad (2.12)$$

Para definir as irregularidades das rodas, Vale (2010) sugere usar a equação 2.13, onde l é o comprimento do liso, d a profundidade do defeito e x a coordenada atual do trilho.

$$r(x) = \frac{d}{2} \left(1 - \cos \frac{2\pi x}{l} \right) \quad (2.13)$$

A Figura 2.14 mostra o detalhe da roda com achatamento e o perfil de irregularidades do trilho equivalente a um defeito em uma roda do veículo, onde R é o raio da roda.

Figura 2.14 - Irregularidades no trilho equivalente a mossa da roda.

2.3.4 Modelagem dos veículos

Os veículos geralmente são simulados através de: modelos simplificados obtidos de formulações de dinâmica multicorpo (Correa, 2008; Goicolea & Antolín,

2011, Zhai et al., 2013; Jin et al., 2014), modelos usando o método de elementos finitos (Li et al., 2010; Ribeiro, 2012) e a combinação de ambos tipos de modelagens, chamados modelos híbridos. Os modelos simplificados dos veículos podem apresentar diferentes graus de complexidade, tal como se detalha na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Modelos de veículos ferroviários simplificados.

Tipos	Descrição
- Cargas móveis	Forças por eixo, sem interação.
- Massas móveis	Desconsidera: sistema de suspensões, truques e caixa.
- Meio truque	Eixo equivalente a um sistema de um grau de liberdade
- Truque	Sistema de um grau de liberdade com dois eixos, sem caixa.
- Meio veículo	Considera meia caixa, truque, rodas e sistemas de suspensão.

Na Tabela 2.5 apresenta um resumo das formas de modelagem dos veículos ferroviários, os tipos de elementos finitos usados na simulação dos seus componentes e as vantagens e desvantagens de cada forma de modelagem.

Tabela 2.5 - Formas de modelagem de veículos ferroviários.

Tipo	Componente	Elemento Finito	Vantagens	Desvantagens
Multicorpo	Caixa	Vigas rígidas, massas.	Reduz a dimensão e complexidade dos modelos.	Desconsidera a flexibilidade dos elementos do veículo, em particular da caixa.
	Truque	Vigas rígidas, massas.		
	Suspensões	Mola, amortecedor	Menor tempo de cálculo.	
	Rodas	Massas		
	Roda-trilho	Mola		
Flexível	Caixa: paredes e cobertura	Shell (ortotrópico) e volume.	Mais sensíveis aos efeitos das irregularidades. Melhor avaliação do conforto dos passageiros.	Dificuldade na geração de modelos. Elevado número de graus de liberdade. Tempo de cálculos elevados
	Truque	Vigas flexíveis, volume.		
	Suspensões	Mola, amortecedor		
	Rodas	Volume		

A Figura 2.15 mostra um exemplo de modelagem de elementos multicorpo desenvolvido por Zhai et al., (2013).

Figura 2.15 - Modelo multicorpo de um veículo 3D: (a) vista em elevação, (b) vista lateral, (c) vista em planta (adaptado de Zhai et al., 2013).

Figura 2.15 - Continuação

Na Figura 2.16 são apresentados, a título de exemplo, modelos de veículos de diferentes graus de complexidade desenvolvidos por pesquisadores como Li et al., (2010), Goicolea & Antolín (2011) e Ribeiro (2012).

Figura 2.16 - Modelo em elementos finitos de veículos desenvolvidos por: (a) Li et al. (2010), (b) Goicolea & Antolín (2011) e (c) Ribeiro (2012).

Das respostas calculadas no estudo desenvolvido pelo autor, citado no item 2.2.3, Figura 2.7, sobre a forma de modelagem dos veículos, pode-se extrair as seguintes conclusões:

- Nas pontes de pequeno e médio vão, verificam-se diferenças consideráveis entre as respostas obtidas com as cargas móveis sem interação e as obtidas com modelos de interação (massa suspensa e veículo 2D).
- A simulação dos veículos como massas suspensas e veículo 2D produziram respostas similares nas pontes de pequeno vão.
- Na ponte de 20 m, verificaram-se diferenças entre as respostas obtidas com o modelo de massa suspensa e o veículo 2D. Essas diferenças podem ser atribuídas à desconsideração do efeito *pitching* do corpo do veículo no modelo de massa suspensa. Resultados similares foram obtidos por Lou (2007).
- No caso da ponte 40 m, constatou-se que as três formas da modelagem do veículo não tiveram influência significativa nas respostas da estrutura.

2.4 Metodologias para a análise dinâmica do sistema veículo - estrutura

Muitas metodologias analíticas, numéricas, simplificadas e empíricas para a análise dinâmica do sistema veículo - estrutura foram desenvolvidas por diversos pesquisadores como: Calçada (1995), Frýba (1996), Barbero (2001), Correa (2008), Ribeiro (2012), Silva (2012) e outros. Destas, as metodologias numéricas serão abordadas com maior ênfase nesta seção, por serem estas as mais utilizadas na atualidade com o desenvolvimento das ferramentas computacionais.

2.4.1 Metodologias numéricas

As metodologias numéricas apresentam a vantagem de permitir analisar o comportamento dinâmico de estruturas complexas do sistema veículo - estrutura, mas possuem a desvantagem de apresentar cálculos que podem demandar um alto custo computacional. Dentro destas metodologias podemos citar as metodologias de cargas móveis e as que consideram a interação veículo-estrutura. Nesta última a resolução das equações de equilíbrio dinâmico pode ser efetuada por diferentes métodos, entre eles o método de integração direta e o método de superposição modal.

2.4.1.1 Análise dinâmica sem interação veículo - estrutura

Nesta análise o veículo é considerado como um conjunto de cargas por eixo se movimentando a uma velocidade constante. A consideração das cargas móveis no problema dinâmico pode ser efetuada através da definição de funções de carga temporais nos nós pertencentes ao percurso das cargas. Para cada instante, o valor desta função representa a força nodal equivalente à carga móvel.

A seguir apresenta-se o procedimento adotado por Ribeiro (2004) para a determinação dos carregamentos temporais, em que primeiramente se definem os n nós que constituem o percurso das cargas móveis. A função de força $F_i(t)$ no nó i e instante t , com $i = 1, 2, 3, \dots, n$, pode ser obtida a partir de funções de forma, N_i , as quais assumem formas lineares limitadas pelos nós adjacentes $i - 1$ e $i + 1$, tal como mostrado na Figura 2.17.

No instante inicial, deve-se definir a posição da carga P_k em relação ao início do percurso $x_k(0)$. A posição de cada carga no instante t , $x_k(t)$, é obtida somando a posição inicial $x_k(t_0)$ o espaço percorrido pelo veículo, ou seja:

$$x_k(t) = x_k(t_0) + v \cdot t \quad (2.14)$$

onde v é a velocidade do veículo que viaja em movimento uniforme.

Conhecida a posição da carga no instante t , é possível estimar as forças nodais equivalentes, por intermédio da expressão:

$$F_i(t) = \sum_{k=1}^m P_k \cdot N_i(x_k(t)) \quad (2.15)$$

$$N_i(x_k) = \frac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}}, \quad \text{se } x_{i-1} \leq x_k \leq x_i$$

$$N_i(x_k) = 1 - \frac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}}, \quad \text{se } x_i \leq x_k \leq x_{i+1} \quad (2.16)$$

onde $N_i(x_k)$ denota a função de forma para o nó i da estrutura, x_{i-1} , x_i , x_{i+1} , $L_{i-1,i}$, $L_{i,i+1}$ e L são distâncias, tal como mostrado na Figura 2.17.

Figura 2.17 - Diagrama para determinar as cargas temporais por nó (Ribeiro, 2004).

2.4.1.2 Análise dinâmica com interação veículo - estrutura

Os modelos de interação supõem uma melhora a respeito dos modelos de carga móvel, pois neles se introduz uma representação mais refinada do veículo (massa, suspensões, inércias rotacionais, etc.) e da interface com a estrutura (lastro, trilho e irregularidades) (Museros, 2002).

Quando estudamos a resposta dinâmica da interação do sistema veículo-estrutura, duas equações de movimento podem ser escritas, uma para o veículo e outra para a ponte. A interação ou forças de contato existentes nos pontos de contato fazem que as equações dos dois subsistemas sejam acopladas. Durante as análises, conforme os pontos de contato mudam de posição, as equações de movimento do sistema devem ser atualizadas para cada incremento de tempo. Para a solução das equações de movimento do sistema, são geralmente

adotados procedimentos iterativos (Yang et al., 2004; Ribeiro, 2012; Zhang & Xia., 2013).

Com a finalidade de estimar a resposta dinâmica do sistema veículo-estrutura o mais próximo possível da realidade, muitos pesquisadores desenvolveram modelos de interação com diferentes graus de complexidade, desde modelos simples onde os veículos foram representados como massas suspensas (Biggs, 1964), modelos bidimensionais onde foi possível calcular as vibrações verticais e longitudinais (Yang et al., 2004) e modelos tridimensionais que levaram em conta as vibrações laterais, rotacionais, torcionais, a flexibilidade do veículo e outros parâmetros (Li et al., 2010). Nessas pesquisas, a resolução do problema dinâmico foi realizada considerando o sistema de forma acoplada ou desacoplada.

No desenvolvimento dos modelos de interação simplificadas, algumas hipóteses básicas foram adotadas como:

- O contato roda-trilho é representado como um único nó que possui os mesmos graus de liberdade nos dois subsistemas.
- A separação entre a roda e o trilho não é permitida.

No Capítulo 3 é apresentada uma descrição detalhada das formulações básicas do fenômeno de interação veículo-estrutura, assim como os aspectos do desenvolvimento de um aplicativo para a resolução de problemas de interação baseada em uma metodologia iterativa.

2.4.1.3 Resolução das equações de equilíbrio dinâmico

As equações de movimento do sistema são geralmente resolvidas por métodos de integração direta tais como: o método de Newmark, o método de Wilson - θ e suas respectivas variantes, e o método de superposição modal.

Método da Integração direta

No método de integração direta, as equações diferenciais de segunda ordem são integradas passo-a-passo, isto é, em vez de satisfazer a equação do equilíbrio dinâmico para todo o tempo t , procura-se uma solução que satisfaça a referida equação em intervalos de tempo discretos separados entre si de Δt . Em cada instante de tempo consecutivo assume-se uma determinada variação dos

deslocamentos, das velocidades e das acelerações, o que condiciona sua estabilidade, sua precisão e o custo computacional. Dentro dos métodos de integração direta podemos citar o método do Newmark, o método de Wilson - θ e o método da diferença central.

O método de Newmark baseia-se em um algoritmo de integração que serve de base para o desenvolvimento de outros métodos, cuja escolha dos parâmetros condiciona a estabilidade e precisão das soluções obtidas. Hughes (1987) sugere adotar os valores indicados na equação 2.17, para que a estabilidade incondicional e eficiência máxima sejam atingidas.

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \quad \beta = (\gamma + \frac{1}{2})^2 / 4 \quad (2.17)$$

Outro fator importante a levar em conta neste método é a fixação do incremento de tempo com o propósito de assegurar uma adequada representação dos modos de vibração. De acordo com o ERRI D214/RP9 (2001) e Ribeiro (2004), o Δt deve ser tomado igual ao mínimo dos seguintes valores:

$$\Delta t_1 = \frac{1}{8f_{m\acute{a}x}} \quad \Delta t_2 = \frac{L}{4nv_{m\acute{a}x}} \quad \Delta t_3 = \frac{1}{20f_{m\acute{a}x}} \quad (2.18)$$

onde $f_{m\acute{a}x}$ denota a frequência de vibração mais alta que pretende considerar na resposta, L é o vão da ponte, n é o número de modos e $v_{m\acute{a}x}$ a velocidade máxima do veículo. Para estimar os incrementos de tempo também se deve levar em conta as frequências do trem e as frequências induzidas pelas irregularidades, usando as seguintes expressões: $\Delta t_4 = 1/(20f_v)$ e $\Delta t_5 = \lambda_{m\acute{i}n}/(20v_{m\acute{a}x})$, onde f_v denota a frequência natural do veículo e $\lambda_{m\acute{i}n}$ o menor comprimento de onda das irregularidades.

Em relação ao amortecimento, para este método é comum assumir a matriz de amortecimento de Rayleigh (Clough e Penzien, 2003), expressa como combinação linear da massa e a rigidez, assim:

$$C = \alpha M + \beta K \quad \begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = 2 \frac{\omega_m \omega_n}{\omega_n^2 - \omega_m^2} \begin{bmatrix} \omega_n & -\omega_m \\ -\frac{1}{\omega_n} & \frac{1}{\omega_m} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{Bmatrix} \quad (2.19)$$

onde α e β denotam constantes cujos valores são determinados a partir da equação 2.19, ω_n e ω_m são as frequências angulares correspondentes aos modos m e n , e ξ_n e ξ_m são os coeficientes de amortecimento correspondentes.

Método de superposição modal

As frequências naturais e os modos de vibração de uma estrutura podem ser usados para caracterizar sua resposta dinâmica para cargas em regime linear. O método consiste basicamente na transformação das coordenadas iniciais em coordenadas modais, para depois proceder ao desacoplamento das equações diferenciais, permitindo que as respostas correspondentes a cada um dos modos de vibração da estrutura sejam obtidas independentemente dos outros, sendo logo combinados para obter a resposta total. A equação de equilíbrio dinâmico desacoplado relativo ao modo de vibração i é dada por (Chopra, 2006):

$$M_i \ddot{y}_i(t) + C_i \dot{y}_i(t) + K_i y_i(t) = F_i(t) \quad (2.20)$$

onde M_i denota a massa modal, C_i o amortecimento modal, K_i a rigidez modal e F_i a força modal. Para as condições de ortogonalidade entre os modos de vibração em relação à matriz de massa e rigidez, e a matriz de amortecimento de Rayleigh obtém-se:

$$\begin{aligned} M_i &= \phi_i^T \cdot M \cdot \phi_i & C_i &= \phi_i^T \cdot C \cdot \phi_i & K_i &= \phi_i^T \cdot K \cdot \phi_i \\ F_i(t) &= \phi_i^T \cdot F(t) \end{aligned} \quad (2.21)$$

Assumindo os modos de vibração normalizados em relação à matriz de massa, a equação de equilíbrio dinâmico desacoplada do modo de vibração i pode ser expressa pela equação 2.22, onde $\ddot{y}_i$, $\dot{y}_i$ e y_i denotam as acelerações, as velocidades e os deslocamentos modais respectivamente, ξ_i e ω_i correspondem ao amortecimento e à frequência angular do modo i respectivamente.

$$\ddot{y}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{y}_i + \omega_i^2 y_i = F_i \quad (2.22)$$

Os deslocamentos, velocidades e acelerações associadas a cada um dos graus de liberdade da estrutura podem ser determinados através das seguintes equações:

$$\begin{aligned} u(t) &= \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot y_i(t) \\ \dot{u}(t) &= \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot \dot{y}_i(t) \\ \ddot{u}(t) &= \sum_{i=1}^N \phi_i \cdot \ddot{y}_i(t) \end{aligned} \quad (2.23)$$

Em problemas estruturais a resposta dinâmica geralmente é dominada por um número pequeno de modos, tornando a superposição modal um método particularmente eficiente para calcular a resposta de tais sistemas. No entanto, existe um custo inicial para calcular os modos e as frequências. A economia obtida no cálculo da resposta é muito superior ao custo computacional requerido no método da integração direta. Esta técnica é apenas válida para simulações com deslocamentos pequenos, materiais elásticos lineares, e nenhuma condição de contato, em outras palavras, problemas lineares. Este método permite também atribuir amortecimentos diferentes a cada modo de vibração (Equação 2.22).

Algoritmos de contato

Por meio dos algoritmos é possível também determinar o comportamento dinâmico do sistema veículo-estrutura, para isso deve-se determinar primeiro o ponto de contato entre as superfícies da roda e do trilho, em seguida é preciso impor restrições de modo a impedir que o domínio de um corpo ultrapasse a fronteira do outro corpo, como resultado desenvolvem-se forças de contato normais e tangenciais que atuam na região de contato entre os corpos de modo a eliminar a sua sobreposição. Ao longo do processo de cálculo é fundamental conhecer as mudanças das condições de contorno (Peixoto, 2008). Este método tem a desvantagem de demandar um elevado custo computacional nos cálculos à medida que a complexidade do problema dinâmico aumenta.

As metodologias para a resolução do problema de contato se baseiam geralmente no método da penalidade, no método de Lagrange ou no método de Lagrange aumentado. Os aspectos conceituais e algumas aplicações de cada uma destas metodologias podem ser encontrados no livro de autoria de Wriggers (2002). Uma aplicação prática da análise de interação veículo-estrutura usando algoritmos de contato tipo ponto-linha são apresentados no capítulo 3.

2.4.2 Metodologias simplificadas

Estes métodos foram desenvolvidos pela comissão de especialistas D214 do ERRI (ERRI D214/RP6, 2000) e são aplicáveis a pontes isostáticas cuja resposta dinâmica possa ser traduzida pelo primeiro modo de vibração de flexão vertical. Entre os métodos simplificados podemos citar: o método da Decomposição da Excitação em Ressonância (DER) e o método da Linha de Influência Residual

(LIR). Estudos realizados por Ribeiro (2004) demonstraram a grande utilidade destes métodos particularmente na etapa do pré-dimensionamento de pontes em vias de alta velocidade, pois permitiram avaliar de uma forma rápida e simples os efeitos dinâmicos nestas estruturas.

2.5 Aspectos Regulamentares para pontes ferroviárias

2.5.1 Modelos de carga segundo a NBR 7189

Esta norma de cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias, vigente até 2015 e sem substituta, estabelecia quatro tipos de trens-tipo:

- TB-360: para ferrovias sujeitas a transporte de minério de ferro ou outros carregamentos equivalentes.
- TB-270: para ferrovias sujeitas a transporte de carga geral.
- TB-240: para ser adotado somente na verificação de estabilidade e projeto de reforço de obras existentes.
- TB-170: para vias sujeitas exclusivamente ao transporte de passageiros em regiões metropolitanas ou suburbanas.

As características geométricas e cargas dos trens-tipo são apresentados na Figura 2.18 e na Tabela 2.6:

Figura 2.18 - Características geométricas e cargas dos trens-tipo (NBR 7189, 1985)

Onde Q é a carga por eixo e q e q' são cargas distribuídas na via, simulando vagões carregados e descarregados.

Tabela 2.6 - Cargas dos trens-tipo

TB	Q (kN)	q(kN/m)	q'(kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
360	360	120	20	1.0	2.0	2.0
270	270	90	15	1.0	2.0	2.0
240	240	80	15	1.0	2.0	2.0
170	170	25	15	11.0	2.5	5.0

Segundo a norma NBR 7187 (2003) o efeito dinâmico das cargas móveis para obras ferroviárias pode ser modelado por cargas quase-estáticas multiplicado pelos coeficientes de impacto definido na seguinte expressão:

$$\phi = 0.001 (1600 - 60\sqrt{l} + 2.25l) \geq 1.2 \quad (2.24)$$

onde l denota o comprimento de cada vão teórico do elemento carregado, qualquer que seja o sistema estrutural, em metros.

Figura 2.19 - Variação do coeficiente de impacto em relação ao comprimento do vão da ponte.

2.5.2 Modelos de carga segundo a EN1991-2

Nesta seção descrevem-se os principais aspectos regulamentares usados na Europa para o dimensionamento de pontes e viadutos ferroviários para vias de alta velocidade.

a) Ações para a análise estática

As ações verticais utilizadas no cálculo estático da estrutura são compostas por quatro modelos de carga: O modelo LM71 e o modelo SW/0 (para pontes contínuas) são usados para representar o tráfego ferroviário normal, o modelo SW/2 é usado para representar o tráfego ferroviário pesado e o modelo de trem descarregado *Unloaded Train* é usado para representar o efeito do vento nos trens.

Figura 2.20 - Modelo de carga LM71. Extraído de EN1991-2 (2003)

O modelo LM71 é utilizado tanto para a verificação da segurança estrutural, em termos de resistência, equilíbrio estático e fadiga, como para a verificação da estabilidade da via e do conforto dos passageiros.

Figura 2.21 - Modelo de carga SW/0 e SW/2 (EN1991-2, 2003)

Os modelos de carga SW/0 e SW/2 constituem uma alternativa ao modelo de cargas LM71 em situações particulares.

Tabela 2.7 - Características do modelo de carga SW/0 e SW/2

Modelo de carga	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

O modelo de trem sem carga, consiste em uma carga vertical uniformemente distribuída com um valor característico de 10 kN/m.

Para considerar os efeitos dinâmicos por meio de análises estáticas a norma EN1991-2 (2003), estabelece dois fatores corretivos φ e Φ aplicados às cargas de trens reais e aos modelos de cálculo estático (LM71, SW/0 e SW/2). O fator φ corresponde a um fator de amplificação dinâmica devido à carga de um trem real e às irregularidades, já o fator Φ é restrito apenas aos modelos de carga (LM71, SW/0 e SW/2).

Fator de amplificação dinâmica para trens reais

Este fator é usado para considerar o efeito dinâmico induzido pela passagem de trens reais a uma velocidade v e é definido pela equação 2.25:

$$1 + \varphi = \begin{cases} 1 + \varphi' + \varphi'' & \text{vias com manutenção corrente} \\ 1 + \varphi' + \frac{\varphi''}{2} & \text{vias com manutenção cuidada} \end{cases} \quad (2.25)$$

onde o coeficiente φ' é obtido através da equação 2.26 e K é definido pela equação 2.27, sendo este dependente da velocidade do veículo $v(m/s)$, da frequência natural do primeiro modo de flexão vertical da estrutura n_0 e do comprimento de referência do vão da ponte L_Φ em metros.

$$\varphi' = \begin{cases} \frac{K}{1 - K + K^4} & \text{para } K < 0,76 \\ 1,325 & \text{para } K \geq 0,76 \end{cases} \quad (2.26)$$

$$K = \frac{v}{2L_\Phi n_0} \quad (2.27)$$

O fator φ'' representa o efeito das irregularidades da via e das rodas e pode ser obtido por meio da equação 2.28, onde o coeficiente α depende da velocidade do trem, conforme a equação 2.29.

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[56e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 50 \left(\frac{L_\Phi n_0}{80} - 1 \right) e^{-\left(\frac{L_\Phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0 \quad (2.28)$$

$$\alpha = \begin{cases} v/22 & \text{se } v \leq 22 \text{ m/s} \\ 1 & \text{se } v > 22 \text{ m/s} \end{cases} \quad (2.29)$$

As equações citadas anteriormente são válidas para situações em que não é esperada a ocorrência de fenômenos de ressonância.

Fator dinâmico

O fator dinâmico Φ está relacionado aos resultados dos modelos de carga LM71, SW/0 e SW/2. O cálculo deste fator foi feito a partir da condição 2.30, onde i denota a cada um dos trens tipo reais. No entanto, esta relação não considera os efeitos dinâmicos associados a fenômenos de ressonância.

$$\Phi \times S_{LM71} \geq (1 + \varphi)_i \times S_{RT,i} \quad (2.30)$$

O valor do fator depende da qualidade de manutenção da via, sendo que Φ_2 se aplica em situações em que a via está sujeita a uma manutenção cuidada, já o fator Φ_3 é usada para vias com manutenção corrente e L_Φ denota o comprimento determinante do vão da ponte em questão.

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82 \quad \text{em que } 1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67 \quad (2.31)$$

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{em que } 1.00 \leq \Phi_3 \leq 2.00 \quad (2.32)$$

A Figura 2.22 apresenta os valores dos coeficientes Φ_2 e Φ_3 em função do comprimento de referência L_Φ do vão da ponte.

Figura 2.22 - Fatores dinâmicos Φ_2 e Φ_3 em função do comprimento de referência L_Φ .

b) Ações para a análise dinâmica

Existem dois tipos de modelos de tráfego ferroviário a utilizar nas análises dinâmicas. O primeiro, que leva em conta os valores característicos das cargas por eixo dos trens reais de alta velocidade (Tabela 2.8) e o modelo de carga HSLM *High Speed Load Model*, que é usado no dimensionamento de pontes situadas em linhas internacionais, para atender às especificações de interoperabilidade.

Tabela 2.8 - Características de trens europeus de alta velocidade (ERRI D214/RP9, 2001)

Trem	Tipo de trem	Comprimento total (m)	Afastamento médio (D) entre truques (m)	Carga média por eixo (kN)
TGV Atlantique	Articulado	468.14	18.7	170
Eurostar 373	Articulado	386.67	18.7	170
Thalys 2	Articulado	393.34	18.7	170
ICE 2	Convencional	350.52	26.4	112
ETR Y 500	Convencional	295.70	26.1	120
Virgin	Convencional	258.70	23.9	170
Talgo AV2	Regular	356,05	13.14	170

Para avaliar o efeito dinâmico de um determinado trem pode-se utilizar do conceito de assinatura do trem (S_0), definido pela equação 2.33 (ERRI D214/RP9):

$$S_0(\lambda) = \text{MAX}_{i=1,N} \sqrt{\left(\sum_{k=1}^i P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2 + \left(\sum_{k=1}^i P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right) \right)^2} \quad (2.33)$$

onde N é o número de eixos do trem, λ é o comprimento de onda de excitação e P_k denota o valor da carga por eixo k , localizado a uma distância x_k do primeiro eixo.

A assinatura do trem pode ser explicada como uma transformada de Fourier da ação induzida por um conjunto de cargas constituídas pelos eixos do trem, indicando assim os comprimentos de onda nos quais esse conjunto produz os maiores efeitos. Na Figura 2.23 são apresentadas as assinaturas de vários trens de alta velocidade em circulação na Europa, em função do comprimento de onda.

Figura 2.23 - Assinaturas $S_0(\lambda)$ dos trens e alta velocidade europeus (Figueiredo, 2007)

Na figura anterior pode-se observar um ou vários picos associados à distância característica entre eixos de cada trem, assim também se identificam as gamas de comprimento de onda excitados pelos trens que circulam nas linhas de alta velocidade europeias: Para trens articulados com $\lambda = [17,21] m$, para trens convencionais com $\lambda = [24,28] m$ e para o trem regular Talgo com $\lambda = [13,14] m$.

Para atender aos critérios de operabilidade, a comissão técnica do ERRI D214 desenvolveu dois modelos HSLM-A e HSLM-B, os quais traduzem os efeitos dinâmicos de trens articulados, convencionais e regulares.

O modelo HSML-A é utilizado para avaliar o comportamento de pontes com vão superior a 7 m, em pontes contínuas ou que possuam estrutura complexa com vãos inferiores a 7 m. O modelo se caracteriza por ser composto por dez tipos de esquemas cujas cargas por eixo variam de 170 kN a 210 kN.

O modelo HSML-B é utilizado em pontes com vãos inferiores a 7 m, onde se verificou que a distância entre truques possui grande influência na agressividade do trem. O modelo se caracteriza por ser constituído por uma sucessão de N cargas pontuais de 170 kN espaçadas a uma distância d, onde d é determinado em função do comprimento do vão da ponte (EN1991-2, 2003).

c) Estados limites para as pontes ferroviárias

Os principais critérios a se levar em conta no dimensionamento de pontes ferroviárias, são os seguintes:

- Critérios de segurança estrutural

- Critérios de segurança da via
- Critérios de conforto dos passageiros

Para a verificação da segurança estrutural, os valores a considerar devem corresponder à situação mais desfavorável entre a análise estática e a dinâmica, caso esta não seja dispensável. Na análise estática, o cálculo é realizado com o modelo de carga LM71 e SW0 (para estruturas contínuas) multiplicado pelo fator dinâmico Φ , enquanto que na análise dinâmica, o valor é determinado pelo produto da carga dos trens reais ou o modelo de carga HSLM com o fator $(1 + \varphi'_{\text{dyn}} + \varphi''/2)$, onde φ'_{dyn} representa o fator de amplificação dinâmica e φ'' o fator que acrescenta a reposta dinâmica devido às irregularidades da via.

Os critérios de segurança da via são estabelecidos com a finalidade de impedir acidentes por descarrilamento dos trens e visa reduzir os gastos com a manutenção da via. Entre os principais critérios podem ser enumerados os seguintes: as acelerações máximas do tabuleiro, a deformação vertical máxima do tabuleiro, a condição de não levantamento dos apoios, a deformação longitudinal e transversal do tabuleiro e a deformação por torção do tabuleiro.

As acelerações máximas do tabuleiro são estabelecidas com a finalidade de evitar a instabilidade da camada do lastro e a perda de contato roda-trilho. Os valores limites de aceleração segundo a norma é de 3.5 m/s^2 nas vias lastradas e de 5 m/s^2 em vias não lastradas.

A deformação vertical do tabuleiro é estabelecida para assegurar que os raios de curvatura se mantenham compatíveis com o bom funcionamento do material rolante. Assim o valor máximo não deve exceder $L/600$ para a passagem dos modelos de carga LM71, SW0 e SW2.

A deformação por torção do tabuleiro é estabelecida para assegurar o correto alinhamento da via e assim evitar problemas associados à distribuição de carga pelas rodas. O máximo empenamento t do tabuleiro permitido entre duas seções distintas entre si em um comprimento de 3 m terá os seguintes limites: Para $v \leq 120 \text{ km/h} \Rightarrow t$ deve ser menor que 4.5 mm, para $120 \leq v \leq 200 \text{ km/h} \Rightarrow t$ deve ser menor que 3.0 mm e para $v \geq 200 \text{ km/h} \Rightarrow t$ deve ser menor que 1.5 mm.

Segundo o EN1990-AnnexA2 (2005), o nível de conforto dos passageiros está diretamente ligado às acelerações verticais no interior dos trens, cujos valores

máximos admissíveis em função dos níveis de conforto, podem ser definidos como: Muito bom para acelerações menores que 1 m/s^2 , bom para acelerações menores que 1.3 m/s^2 e aceitável para acelerações menores que 2 m/s^2 .

2.5.3 Modelos de carga segundo a norma AREMA

Segundo esta norma, as cargas móveis podem ser simuladas por meio do modelo Cooper 80. Este trem-tipo é comumente usado no dimensionamento das pontes ferroviárias administradas pela companhia VALE. A Figura 2.24 mostra as características geométricas e as cargas por eixo do modelo de carga Cooper 80.

Figura 2.24 - Modelo de carga Cooper 80 (adaptado de AREMA, 2013)

No caso de pontes com várias vias, as cargas móveis devem ser aplicadas seguindo os seguintes critérios:

- Duas vias: a carga móvel deve ser aplicada em ambas as vias.
- Três vias: a carga móvel completa deve ser aplicada em duas vias e metade na outra via.
- Quatro vias: a carga móvel completa deve ser aplicada em duas vias, metade em uma via e a quarta parte na via restante.
- Mais de quatro vias: adotado de acordo ao critério e experiência do calculista, procurando na medida do possível, realizar combinações que permitam obter as maiores solicitações na estrutura.

Segundo a norma AREMA (2013) o efeito dinâmico das cargas móveis para obras ferroviárias também pode ser modelado por meio de cargas quase-estáticas multiplicados por qualquer dos seguintes fatores de impacto:

Pontes com vãos menores que 24.4 m (80 ft):

$$\phi = 1 + 0.01 \left[40 - \frac{3L^2}{1600} \right] \quad (2.34)$$

Pontes com vãos maiores que 24.4 m (80 ft):

$$\phi = 1 + 0.01 \left[16 + \frac{600}{L - 30} \right] \quad (2.35)$$

onde L denota o comprimento do vão teórico da ponte em pés (ft).

Capítulo

**METODOLOGIA DE ANÁLISE DINÂMICA COM
INTERAÇÃO VEÍCULO - ESTRUTURA****3****3 Metodologia de análise dinâmica com Interação Veículo - Estrutura****3.1 Introdução**

A análise dinâmica do sistema veículo-estrutura consiste basicamente na determinação de esforços, tensões, acelerações e deslocamentos provocados pela passagem do veículo sobre a ponte, em diferentes velocidades. Os resultados da análise dinâmica são utilizados na etapa do dimensionamento da estrutura, nas verificações de segurança da via e do conforto dos passageiros. Na atualidade, muitas metodologias de análise dinâmica do sistema veículo - estrutura foram desenvolvidas por diferentes pesquisadores, entre elas pode-se citar os métodos analíticos, simplificados e numéricos. Os métodos analíticos oferecem a base teórica para um adequado entendimento da resposta dinâmica do sistema veículo-estrutura por meio das equações diferenciais do movimento. No entanto, suas soluções podem apresentar uma grande complexidade, de modo que sua aplicabilidade restringe-se somente a problemas de maior simplicidade. Em Frýba (1996) e Yang et al., (2004) é possível encontrar soluções analíticas de problemas clássicos de vibração em vigas submetidas a cargas em movimento.

Na atualidade, para a análise do comportamento dinâmico de estruturas com um elevado grau de complexidade, são utilizadas as metodologias de análise numéricas baseadas principalmente no Método de Elementos Finitos (MEF). As metodologias numéricas para solucionar as equações da interação veículo-estrutura dependem principalmente das hipóteses de interação da roda-trilho adotadas (Zhang & Xia, 2013). A metodologia mais simples considera o veículo como um conjunto de cargas em movimento, sendo de fácil implementação e utilização em programas de cálculos comerciais (Yang & Lin, 1995). É importante ressaltar que os modelos de cargas pontuais são apenas uma aproximação de baixo custo computacional, mas não estão necessariamente a favor da segurança.

O fato de que os modelos sem interação podem não ser tão eficientes para avaliar os efeitos da passagem de um veículo sobre a ponte, não gerando sequer a envoltória destes, faz necessário o uso de uma metodologia mais sofisticada, que inclua tanto o efeito inercial da massa dos veículos quanto os sistemas de suspensão. Tal comportamento é importante quando se pretende avaliar o estado limite último e de serviço da vibração do sistema, o efeito das irregularidades na via, o conforto e a segurança do tráfego na ferrovia. Para uma apropriada avaliação da segurança, da estabilidade e do conforto dos passageiros no sistema veículo-estrutura, muitas vezes é preciso incluir nas análises dinâmicas as não linearidades estruturais (de natureza friccional e/ou pneumática) no contato roda-trilho, no comportamento do lastro, em alguns tipos de aparelhos de apoio e nas suspensões dos veículos.

As pesquisas de interação veículo-estrutura têm incidido principalmente em análises lineares (Feriani et al., 2006; Neves et al., 2012; Ribeiro, 2012; Zhang & Xia, 2013). No entanto, existem também outras abordagens que incluem não linearidades em alguns componentes do sistema veículo-estrutura (Li et al., 2010; Antolin et al., 2013; Delgado, 2013; Jin et al., 2014; Real et al., 2015).

O problema de interação dinâmica veículo-estrutura, em sistemas lineares e não lineares, pode ser resolvido de duas formas distintas: a primeira considera o sistema veículo-estrutura de forma acoplada, onde uma equação global é montada por meio de coeficientes que variam de acordo com a adequação da interação roda-trilho nas matrizes não diagonais. Nesta metodologia, a resolução das equações de equilíbrio dinâmico é feita de forma conjunta, podendo exigir tempos de cálculo

elevados (Xia et al., 2001; Antolin et al., 2010; Yang & Yau, 2011). A outra forma de resolução das equações é a desacoplada, na qual o processo de compatibilização dos dois subsistemas é, geralmente, realizado através de métodos iterativos para cada incremento de tempo (Calçada, 1995; Feriani et al., 2006; Ribeiro, 2012; Zhang & Xia, 2013), métodos diretos (Neves et al., 2012) ou algoritmos avançados de contato (Alves, 2012).

Entre as pesquisas que têm sido feitas sobre a modelagem linear por meio de métodos iterativos, pode-se destacar a tese de Ribeiro (2012), o qual desenvolveu um aplicativo computacional, em ambiente ANSYS-MATLAB, denominado *TBI Train-Bridge Interaction*. Neste programa, a resolução das equações de equilíbrio dinâmico da ponte é efetuada usando o método de superposição modal, considerando apenas a informação modal dos nós do caminho de cargas onde existem forças aplicadas. Esta abordagem permite reduzir significativamente o tempo de análises do subsistema ponte. Em relação ao subsistema do veículo, as equações de equilíbrio dinâmico são resolvidas usando o método de integração direta.

Mais recentemente, Real et al., (2015) desenvolve outra metodologia integrando o programa ANSYS com o programa VAMPIRE PRO para o estudo dos benefícios do processo de manutenção do trilho na vibração do sistema. Para isso, foram desenvolvidos modelos de interação veículo-via que consideram o processo de manutenção da via como cargas equivalentes, com os quais se chegou à conclusão de que a eliminação da corrosão na superfície do trilho reduz significativamente as vibrações produzidas pela passagem de um veículo, especialmente na resposta lateral.

Outro estudo de interesse e que será implementado nesta pesquisa é o trabalho desenvolvido por Delgado (2013), o qual consistiu no desenvolvimento de metodologias avançadas para a avaliação não linear da interação via-ponte em linhas ferroviárias. No estudo, é proposto um modelo numérico de análise quase estática da interação via-estrutura com histórico de carregamento. Para tal, utilizam-se elementos de mola e de contato (atrito), de modo que a resistência da interface seja função direta da posição e das cargas do veículo. As técnicas numéricas desenvolvidas foram aplicadas a um estudo de caso, sem antes serem validadas e calibradas com base nos resultados de dados experimentais.

No Brasil, além das prescrições normativas (NBR 7189/1985; NBR 7187/2003; NBR 7188/2013), também há alguns trabalhos interessantes desenvolvidos por diferentes pesquisadores, que tratam da interação veículo-estrutura, tais como os trabalhos de Silva (1996), Barbosa (1999), Battista & Barbosa (2000), Correa & Battista (2005), Correa (2008) e Cunha (2011). Na maioria das pesquisas, foram desenvolvidas ferramentas computacionais em FORTRAN utilizando o Método de Elementos Finitos (MEF), entre as quais podem-se citar os programas GDYNABT, CONTROLMADS, PEFAMV, entre outros. Da mesma forma, foram usados programas comerciais, entre eles o ANSYS e ADINA.

Neste capítulo são apresentados os aspectos do desenvolvimento de um aplicativo para a resolução de problemas que envolvem o fenômeno de interação veículo-estrutura, baseado em uma metodologia iterativa. Esta abordagem possibilita o acoplamento entre o software ABAQUS, para simulação em elementos finitos, e sub-rotinas customizadas programadas em MATLAB para o gerenciamento e processamento recursivo com o mínimo de intervenção manual do usuário. A resolução das equações de equilíbrio dinâmico da ponte e do veículo é realizada diretamente no software ABAQUS, aproveitando o conjunto de *solvers* disponíveis no programa. A escolha apropriada do *solver* depende em grande medida da complexidade do modelo e da otimização dos tempos de processamento e do uso da memória do computador. O aplicativo também permite introduzir com facilidade não linearidades nos modelos do veículo e da estrutura. Finalmente, a validação da metodologia de análise de interação veículo-estrutura é realizada por meio de exemplos simples com soluções de referências encontradas na literatura e com respostas obtidas através do programa TBI desenvolvido por Ribeiro (2012) e do programa ANSYS, o qual usa algoritmos de contato.

3.2 Conceitos básicos de Interação Veículo – Estrutura

O fenômeno de interação manifesta-se quando um veículo passa sobre uma ponte, excitando a estrutura por meio das forças de contato em cada instante de tempo. A ponte reage afetando o comportamento do veículo devido à sua deflexão, às irregularidades da via e às forças de contato de reação (Yang et al., 2004). Para uma melhor compreensão deste fenômeno, será abordada a formulação analítica da modelagem da interação veículo-estrutura.

3.2.1 Modelagem do veículo como sequência de massas suspensas

Nesta modelagem, o veículo se deslocando a uma velocidade constante v é idealizado como uma sequência de massas suspensas e a ponte é modelada como elementos de viga (Figura 3.1a). O modelo simplificado do veículo é composto por duas massas concentradas, uma na parte superior, que representa a parte do corpo do veículo e a outra que representa a massa da roda. As duas massas são conectadas por meio de uma mola e um amortecedor que representam a suspensão do veículo.

Figura 3.1 - (a) Representação do sistema veículo - estrutura como modelo de massas suspensas, (b) Elementos da interação veículo – estrutura (Yang et al., 2004).

A equação de movimento para o modelo do veículo mostrado na figura 3.1b pode ser escrita da seguinte forma (Frýba, 1972):

$$\begin{bmatrix} m_w & 0 \\ 0 & M_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1 \\ \ddot{y}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_v & -c_v \\ -c_v & c_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_1 \\ \dot{y}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_v & -k_v \\ -k_v & k_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -m_w g + f_c \\ -M_v g \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

Onde, k_v denota a rigidez do sistema de suspensão do veículo, c_v é o coeficiente de amortecimento do sistema de suspensão do veículo, m_w é a massa concentrada da roda do veículo, M_v é a massa concentrada do corpo do veículo. Os deslocamentos verticais dos nós, a partir da posição de equilíbrio, são denotados por $\{y\}^T = \langle y_1, y_2 \rangle$.

As forças externas atuantes no veículo são denotadas por $\{P_v\}^T = \langle p, 0 \rangle$, onde $p = -(M_v + m_w)g$, sendo g a aceleração da gravidade. A força de interação existente entre o veículo e a ponte e a posição de atuação (ponto de contato) são denotados por f_c e x_c , respectivamente. Já $\{N_c\}$ denota as funções de interpolação

hermitiana cúbica para o deslocamento vertical avaliada no ponto de contato x_c , ou seja, $\{N_c\} = \{N_i(x_c)\}$.

A força de interação pode ser expressa como:

$$f_c = k_B(\{N_c\}\{u_b\} + r_c - y_1) \geq 0 \quad (3.2)$$

A condição $f_c \geq 0$ é imposta para excluir a separação do veículo da ponte, onde k_B denota a rigidez do lastro, $\{u_b\}$ são os deslocamentos nodais da viga e r_c representa as irregularidades do trilho no ponto de contato x_c .

A equação de movimento para a ponte pode ser escrita como:

$$[m_b]\{\ddot{u}_b\} + [c_b]\{\dot{u}_b\} + [k_b]\{u_b\} = \{P_b\} - \{N_c\}f_c \quad (3.3)$$

onde $[m_b]$, $[c_b]$, e $[k_b]$ denotam as matrizes de massa, rigidez e amortecimento da ponte, respectivamente e $\{P_b\}$ representa as cargas nodais externas na ponte.

Da equação 3.1 e 3.3, pode-se observar que o veículo e a ponte interagem por meio da força de contato f_c , a qual muda de posição em função do tempo. Para garantir que o veículo esteja sempre em contato com a ponte, a amplitude da força de reação exercida pela ponte sobre a massa suspensa deve ser o mínimo necessário. Quando a força de contato f_c é menor que zero, as massas das rodas saltam para cima e a condição de contato entre o veículo e a ponte é violada.

Da equação 3.1, a força de contato pode ser expressa como:

$$f_c = -p + m_w\ddot{y}_1 + M_v\ddot{y}_2 \quad (3.4)$$

Das equações 3.3 e 3.4, pode-se observar que a resposta dinâmica da viga é afetada não somente pela carga estática, mas também pelo efeito inercial do veículo na direção vertical.

3.2.2 Modelagem do veículo com inclusão de elementos rígidos

Na Figura 3.2a apresenta-se a idealização do sistema veículo–estrutura, na qual a ponte é modelada por um determinado número de elementos de viga e o veículo, com velocidade constante v , é representado por uma viga rígida suportada por dois sistemas de suspensão (mola-amortecedor), onde $r(x)$ são as irregularidades no trilho e m_w denota a massa da roda. O movimento da viga rígida pode ser descrito pelas coordenadas generalizadas $\{y\}^T = \{y_v, \theta_v\}$, onde y_v denota o deslocamento vertical e θ_v simboliza a rotação referente ao ponto central.

Figura 3.2 - (a) Representação do sistema veículo - estrutura como modelo de elementos rígidos, (b) Diagrama do corpo livre do sistema veículo - estrutura.

Os índices i, j denotam as rodas dianteiras e traseiras do veículo. Da Figura 3.2a pode-se observar que os elementos i e j da ponte também são afetados pela rotação em z do corpo do veículo através do sistema de suspensão.

A Figura 3.2b mostra o diagrama de corpo livre dos componentes do sistema de interação, no qual $2W$ representa o peso do veículo (isto é, $W = 0.5 M_v g$, onde M_v denota a massa total do veículo e g a aceleração da gravidade), x_c a posição de contato das rodas com os elementos de viga, e u o deslocamento vertical do elemento de viga. As forças na suspensão da parte frontal e traseira do veículo são representadas por $f_{c1} + f_{c2} + W$ e $f_{c3} + f_{c4} + W$, respectivamente, cujas componentes estão dadas por:

$$\begin{aligned} f_{c1} &= c_v(\dot{u}_i - \dot{y}_v - 0.5L_c\dot{\theta}_v) \\ f_{c2} &= k_v(u_i + r_i - y_v - 0.5L_c\theta_v) \\ f_{c3} &= c_v(\dot{u}_j - \dot{y}_v + 0.5L_c\dot{\theta}_v) \\ f_{c4} &= k_v(u_j + r_j - y_v + 0.5L_c\theta_v) \end{aligned} \quad (3.5)$$

onde o ponto acima das variáveis denota a derivada com respeito ao tempo. k_v e c_v representam a rigidez e o coeficiente de amortecimento da suspensão, L_c denota a distância entre os eixos do veículo, r_i e r_j representam as irregularidades da via, e u_i e u_j simbolizam os deslocamentos dos elementos i e j avaliados nos pontos de contato. Assim, a equação de equilíbrio do veículo é dada por:

$$\begin{aligned} f_{c1} + f_{c2} + f_{c3} + f_{c4} &= M_v\ddot{y}_v, \\ 0.5L_c(f_{c1} + f_{c2} - f_{c3} - f_{c4}) &= I_v\ddot{\theta}_v, \end{aligned} \quad (3.6)$$

onde I_v representa a inércia rotacional do corpo rígido do veículo. Substituindo as componentes das forças expressas na equação 3.5 na equação 3.6, pode se obter

a equação de movimento para o deslocamento vertical e rotacional do corpo do veículo, ou seja:

$$\begin{bmatrix} M_v & 0 \\ 0 & I_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{y}_v \\ \ddot{\theta}_v \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2c_v & 0 \\ 0 & 0.5c_v L_c^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_v \\ \dot{\theta}_v \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 2k_v & 0 \\ 0 & 0.5k_v L_c^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_v \\ \theta_v \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} f_{ver} \\ f_{rot} \end{Bmatrix} \quad (3.7)$$

O vetor do lado direito da equação (3.7) contém as forças resultantes das duas unidades de suspensão:

$$\begin{Bmatrix} f_{ver} \\ f_{rot} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} c_v(\dot{u}_i + \dot{u}_j) + k_v(u_i + u_j) + k_v(r_i + r_j) \\ 0.5L_c[c_v(\dot{u}_i - \dot{u}_j) + k_v(u_i - u_j) + k_v(r_i - r_j)] \end{Bmatrix} \quad (3.8)$$

Para simular a ponte é usado o elemento de viga, onde o deslocamento axial é interpolado por funções lineares, e os deslocamentos transversais por funções de interpolação cúbicas (Hermitianas).

O deslocamento u do elemento de viga na direção y , em uma determinada seção x , pode ser escrito assim: $u = \langle N_c \rangle \{ \bar{u}_y \}$, onde $\{ \bar{u}_y \}$ denota os graus de liberdade do nó, isto é $\{ \bar{u}_y \}^T = \langle u_{yA}, l\theta_{zA}, u_{yB}, l\theta_{zB} \rangle$ e $\{ N_c \}$ representa a função de interpolação e l é o comprimento do elemento:

$$\{ N_c \} = \left[1 - 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 + 2\left(\frac{x}{l}\right)^3, \quad x\left(1 - \frac{x}{l}\right)^2, \quad 3\left(\frac{x}{l}\right)^2 - 2\left(\frac{x}{l}\right)^3, \quad \left(\frac{x}{l} - 1\right)\frac{x^2}{l} \right]^T \quad (3.9)$$

Por outro lado, a equação de movimento para os elementos i e j da ponte pode ser escrita da seguinte forma:

$$\begin{aligned} [m_i]\{\ddot{u}_i\} + [c_i]\{\dot{u}_i\} + [k_i]\{u_i\} &= -p_i\{N_{ci}\} \\ [m_j]\{\ddot{u}_j\} + [c_j]\{\dot{u}_j\} + [k_j]\{u_j\} &= -p_j\{N_{cj}\} \end{aligned} \quad (3.10)$$

onde $\{u\}$ denota o vetor do deslocamento, $[m]$, $[c]$ e $[k]$ denotam as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do elemento, respectivamente, $\{N_c\}$ são as funções hermitianas associadas com o deslocamento na direção y e avaliadas nos pontos de contato, o qual pode ser obtido substituindo $x = x_c$ na equação 3.9. Por outro lado, p representa as forças de contato em cada um dos elementos considerados:

$$\begin{aligned} p_i &= f_{c1} + f_{c2} + 0.5M_v g + m_w(g + \ddot{u}_i) \\ p_j &= f_{c3} + f_{c4} + 0.5M_v g + m_w(g + \ddot{u}_j) \end{aligned} \quad (3.11)$$

Na equação 3.10, os vetores do lado direito das igualdades são conhecidos como cargas nodais consistentes, atuando nos dois elementos devido às forças de

contato. Substituindo as equações das forças de contato 3.5 em 3.11, estas podem ser rescritas da seguinte forma:

$$\begin{aligned} p_i &= c_v(\dot{u}_i - \dot{y}_v - 0.5L_c\dot{\theta}_v) + k_v(u_i + r_i - y_v - 0.5L_c\theta_v) + 0.5M_v g + m_w(g + \ddot{u}_i) \\ p_j &= c_v(\dot{u}_j - \dot{y}_v + 0.5L_c\dot{\theta}_v) + k_v(u_j + r_j - y_v + 0.5L_c\theta_v) + 0.5M_v g + m_w(g + \ddot{u}_j) \end{aligned} \quad (3.12)$$

Na equação anterior, pode-se observar que as forças de contato atuantes nos elementos são compostas por quatro partes:

- 1.- Cargas estáticas associadas com o corpo e as rodas do veículo.
- 2.- Forças amortecidas resultantes da velocidade do corpo do veículo.
- 3.- Forças elásticas resultantes do deslocamento entre corpo-truque-roda.
- 4.- Forças inerciais devido à aceleração vertical da ponte.

As forças acopladas determinadas analiticamente entre os subsistemas mostram a complexidade de resolver o problema de interação veículo-estrutura. A partir da dedução analítica é possível aplicar um conjunto de métodos numéricos para a solução das equações de movimento. Assim, por exemplo, Yang et al. (2004) resolveu o problema reduzindo a equação do veículo a uma equação de rigidez equivalente usando para isso o método das diferenças finitas de Newmark, para logo condensar os graus de liberdade do veículo nos elementos de contato da ponte.

Figura 3.3 - (a) Diagrama e os graus de liberdade dos nós (b) Transferência de cargas ao nó i .

Para o caso em estudo nesta tese, a formulação analítica permitiu identificar dois pontos chaves a serem implementados: o cálculo dos deslocamentos em qualquer ponto de contato, utilizando as funções de interpolação hermitianas mostradas na equação 3.9, a partir dos deslocamentos e rotações dos nós vizinhos pertencentes ao elemento (Figura 3.3a) e a forma de transferência da carga móvel aos nós da ponte conforme indicado na equação 3.10 (Figura 3.3b).

3.3 Descrição da metodologia

A metodologia consiste em um processo iterativo para resolver a interação do sistema veículo-estrutura na direção vertical, considerando as irregularidades da via, a variação dos deslocamentos e as forças de contato durante a passagem do veículo. Durante o processo iterativo, as equações de movimento dos dois subsistemas são resolvidas separadamente, criando funções temporais ao longo do tempo total de simulação. As funções temporais obtidas em cada iteração permitem a compatibilização dos dois subsistemas estruturais em termos da força dinâmica de interação e dos deslocamentos sob as cargas móveis.

O desenvolvimento do aplicativo computacional é baseado nos conceitos teóricos indicados no item anterior e tendo como referência as pesquisas realizadas por Calçada (1995), Ribeiro (2012) e Zhang & Xia, (2013).

A seguir, apresentam-se as equações de movimento desacopladas do sistema veículo - estrutura para o instante de tempo t :

$$\begin{bmatrix} M_b & 0 \\ 0 & M_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{y}_v \end{Bmatrix}_t + \begin{bmatrix} C_b & 0 \\ 0 & C_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{y}_v \end{Bmatrix}_t + \begin{bmatrix} K_b & 0 \\ 0 & K_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_b \\ y_v \end{Bmatrix}_t = \begin{Bmatrix} F_b \\ F_v \end{Bmatrix}_t \quad (3.13)$$

onde os índices b e v estão associados às matrizes e vetores que se referem à ponte e ao veículo, respectivamente. Cada processo iterativo i consiste dos seguintes passos:

1. **Subsistema ponte:** é processado uma vez que as cargas móveis são aplicadas na estrutura, para obter as funções temporais dos deslocamentos nodais do caminho das cargas. Os deslocamentos nos pontos de contato são interpolados a partir das informações nodais, usando as funções de forma Hermitianas indicadas na equação 3.9. As cargas móveis são obtidas por meio da seguinte expressão:

$$F_b^i(t) = F_{sta} + F_{dyn}^{i-1}(t) \quad (3.14)$$

onde, F_{sta} denota a componente estática da força de interação e $F_{dyn}^{i-1}(t)$ denota a componente dinâmica da força de interação relativa à iteração anterior.

2. **Subsistema veículo:** é calculado tendo como sistema de excitação, a combinação dos deslocamentos obtidos da última iteração com as

irregularidades da via, para obter as funções temporais das forças de contato nas rodas do veículo. Os deslocamentos nos pontos de contato $u_v^i(t)$ são obtidos através da seguinte expressão:

$$u_v^i(t) = u_b^{i-1}(t) + r(t) \quad (3.15)$$

onde, $u_b^{i-1}(t)$ denota o deslocamento na ponte e $r(t)$ a irregularidade da via no ponto de contato. Da resolução do sistema de equação de movimento do veículo, encontram-se as forças de reação em cada eixo $F_v^i(t)$, que por sua vez, constituem as componentes dinâmicas das forças de interação $F_{dyn}^{i-1}(t)$ a serem aplicadas à ponte na iteração seguinte, isto é:

$$F_{dyn}^{i-1}(t) = F_v^i(t) \quad (3.16)$$

3. **Critério de convergência:** Para a verificação da convergência, o erro de aproximação é calculado entre as funções temporais da força de contato atualizada e as forças calculadas na iteração anterior. Se a tolerância permitida não é satisfeita, as forças dinâmicas de contato são aplicadas novamente à ponte e o processo iterativo se repete até que o erro de aproximação seja minimizado. A convergência quantifica-se pela seguinte expressão:

$$\epsilon = \max \frac{|F_{dyn}^i(t) - F_{dyn}^{i-1}(t)|}{|F_{dyn}^{i-1}(t)|} \leq \varepsilon \quad (3.17)$$

Se o erro ϵ for inferior ou igual a uma dada tolerância ε considera-se que os dois sistemas estruturais foram compatibilizados. Se isto não acontecer, avança-se para uma nova iteração. O processo inicia-se admitindo que as componentes dinâmicas da força de interação no instante inicial são nulas, $F_{dyn}(t=0) = 0$.

Na Figura 3.4, ilustra-se o problema clássico da interação entre o tabuleiro de uma ponte ferroviária e um veículo, onde as irregularidades da via também podem ser incluídas.

Figura 3.4 - Modelo que representa a Interação do sistema veículo – estrutura (Adaptado de Ribeiro, 2012).

3.4 Implementação do Aplicativo de Interação Veículo - Estrutura (AIVE)

Aproveitando as potencialidades dos programas ABAQUS e MATLAB, foi desenvolvido um aplicativo denominado AIVE, que, baseado em uma metodologia iterativa, permite a automatização dos processos de análise de interação veículo-estrutura. O aplicativo envolve um conjunto de sub-rotinas, escritas no programa MATLAB e *scripts* com comandos escritos em *Python*. As sub-rotinas assistentes foram organizadas em dois módulos, sendo o primeiro implementado em MATLAB para definir os parâmetros de modelagem do sistema veículo-estrutura e gerar os arquivos *Python*. O segundo módulo permite submeter os *scripts* em *Python* aos compiladores do ABAQUS para realizar a análise estrutural dos subsistemas.

Este aplicativo introduz como aspectos inovadores a utilização otimizada das ferramentas do programa ABAQUS para simulação complexa do fenômeno de interação veículo-estrutura, sem necessidade de recorrer a soluções numéricas complicadas. Nesta metodologia, com a resolução dos modelos separadamente, evita-se a iteração em cada incremento de tempo, reduzem-se o uso da memória do computador e a dificuldade de programação, e são fáceis de ser adaptados aos programas comerciais de análise estrutural. O aplicativo permite selecionar o *solver* mais adequado para a resolução das equações de equilíbrio dinâmico. Para o caso de análise linear do subsistema ponte, conseguiu-se reduzir significativamente o tempo de cálculo usando o recurso *Restart*, baseado no cálculo inicial dos modos de vibração da estrutura em uma única vez. Assim, o recurso *Restart* permite escrever a definição e o estado do modelo em uma determinada fase em arquivos predefinidos pelo ABAQUS. Em seguida realiza-se, de maneira rápida e eficiente, o

chamado da informação modal da ponte para a análise modal em cada processo iterativo. O aplicativo também permite incorporar não linearidades tanto no modelo da ponte quanto no modelo do veículo, antes destes serem submetidos ao processo de compatibilização de deslocamentos nos pontos de contato.

É importante salientar que, antes de iniciar a análise de interação, os modelos da estrutura e do veículo devem estar devidamente finalizados, levando em consideração todas suas propriedades e características. Em seguida, esses modelos são submetidos aos *solvers* do programa ABAQUS em modo “*batch*”, o qual gera um conjunto de arquivos de saída para pós-processamento. Na Figura 3.5, apresenta-se o esquema de funcionamento do Aplicativo de Interação Veículo-Estrutura (AIVE).

Figura 3.5 - Estrutura de funcionamento do AIVE.

Para um melhor entendimento do funcionamento do AIVE, este será descrito em três fases nos itens a seguir:

3.4.1 Pré - processamento

Antes de executar o aplicativo é necessário criar os modelos da estrutura e do veículo no módulo ABAQUS/CAE, para logo serem salvos como arquivos “*iBridge.cae*” e “*iVehicle.cae*”. Também é imprescindível definir as irregularidades

da via, as distâncias acumuladas e as cargas por eixo em arquivos de texto nomeados como “*iBridge_r.txq*” e “*iVehicle_G.txq*” respectivamente.

No MATLAB, são definidos basicamente os parâmetros necessários para a execução do programa, entre eles:

- a. O conjunto de velocidades de passagem do veículo, o incremento de tempo (Δt), o critério de convergência (ε), o número máximo de interações.
- b. Definição do tipo de modelo: plano ou tridimensional, que permite definir o número de trajetos a considerar na análise.
- c. Seleção do tipo de *solver* a utilizar na resolução do problema dinâmico da estrutura. Para casos de análise modal da estrutura é necessário definir o número de modos com seus respectivos coeficientes de amortecimentos.
- d. A posição de entrada e saída dos veículos em função do sistema de coordenadas do modelo da estrutura no ABAQUS.
- e. Definição das irregularidades da via e da posição das cargas por eixo dos veículos por meio de arquivos de texto.

Todos estes parâmetros definidos são reescritos de forma automática em código *Python*, em um arquivo de variáveis nomeado como “*aAlVEini.py*”. Este arquivo é chamado cada vez que são executados os *scripts* “*aBridge.py*” e “*aVehicle.py*”. Os dois *scripts* citados foram criados no módulo Abaqus PDE (*Python development environment*) e contém instruções para execução do cálculo dos modelos da estrutura e do veículo.

O procedimento de cálculo do modelo da ponte codificado no arquivo “*aBridge.py*” consiste na leitura inicial dos arquivos de texto das variáveis gerais do sistema veículo-estrutura e das cargas por eixo dos veículo. Logo é aberta a base de dados do modelo “*iBridge.cae*” para definir o tipo de *solver* para a solução das equações dinâmicas e as grandezas a serem armazenados na memória do computador (deslocamentos, rotações, acelerações, forças, etc.). Em seguida, identifica-se o percurso das cargas por meio de *sets* de nós para aplicar as funções de carga. Uma vez executado e finalizado o cálculo do modelo, são extraídos o histórico dos deslocamentos (U2) e rotações (UR3) dos nós do percurso da carga, para estimar os deslocamentos nos pontos de contato, usando funções de interpolação hermitianas. Finalmente, gera-se um arquivo de texto com os

deslocamentos calculados em cada ponto de contato. Na Figura 3.6 apresenta-se o procedimento de cálculo do modelo da estrutura.

Figura 3.6 - Procedimento em *Python* para analisar o modelo da ponte.

Da mesma forma, o procedimento de cálculo do veículo codificado no arquivo "aVehicle.py" consiste na leitura inicial dos arquivos de texto das variáveis gerais do sistema veículo-estrutura e dos deslocamentos nos pontos de contato. Logo é aberta a base de dados do modelo "iVehicle.cae" para definir o *solver* para a solução das equações dinâmicas e as grandezas a serem armazenadas na memória do computador (deslocamentos, acelerações, reações, etc.).

Figura 3.7 - Procedimento em *Python* para analisar o modelo do veículo.

Em seguida, identificam-se os pontos de contato, por meio de *sets* de nós, para aplicar as funções de deslocamento como condições de contorno. Uma vez executado e finalizado o cálculo do modelo, são extraídos os históricos de reações nos pontos de contato (RF2). Finalmente, gera-se um arquivo de texto com as forças de interação. Na Figura 3.7 apresenta-se o procedimento de cálculo do modelo do veículo.

Definição da trajetória das cargas: o percurso para o movimento das cargas móveis é atribuído pelo usuário no arquivo “*iBridge.cae*”. Para isso, define-se apenas o conjunto de nós que formam parte da trajetória, todos eles agrupados em *sets*. A partir dos *sets*, os *scripts* se encarregam de determinar a sequência correta para uma adequada aplicação das funções temporais de força. A trajetória das cargas é composta principalmente por elementos de viga com a finalidade de facilitar o cálculo dos deslocamentos nos pontos de contato.

Deslocamento e irregularidades nos pontos de contato: o cálculo dos deslocamentos em qualquer ponto da viga pode ser feito a partir dos valores nodais dos nós vizinhos i e j . Para tal, são usadas as funções de interpolação hermitianas representadas na Figura 3.8. Neste tipo de interpolação, não só são considerados os valores nodais das funções, mas também suas derivadas, que são apropriadas para a formulação de elementos finitos que consideram rotações. Assim, o deslocamento em qualquer ponto de contato na viga é dado por:

$$u_x = N_1 u_i + N_2 \theta_i + N_3 u_j + N_4 \theta_j \quad (3.18)$$

Figura 3.8 - Funções de interpolação Hermitiana em um elemento unidimensional de dois nós.

Na Figura 3.8 apresenta-se um elemento de viga com dois nós e comprimento L . A função u_x corresponde ao deslocamento vertical, cujos valores nodais são conformados em base aos deslocamentos u_i e u_j e as rotações θ_i e θ_j dos nós i e j , respectivamente.

O cálculo das amplitudes das irregularidades nos pontos de contato pode ser realizado a partir dos valores nodais de quatro nós vizinhos, tal como se mostra na Figura 3.9. A interpolação é realizada usando a fórmula de Lagrange (equação 3.20) particularizada para $n=4$. A amplitude r_x é determinada como a somatória do produto das funções de forma com as ordenadas dos nós vizinhos, conforme a seguinte equação:

$$r_x = N_1 r_1 + N_2 r_2 + N_3 r_3 + N_4 r_4 \quad (3.19)$$

$$N_i = \prod_{\substack{k=1 \\ (k \neq i)}}^{n=4} \frac{(x_c - x_k)}{(x_i - x_k)} \quad (3.20)$$

onde N_i representa as funções de forma, r_i são as ordenadas dos nós, x_i e x_k são as coordenadas cartesianas dos nós na abscissa.

Figura 3.9 - Cálculo da amplitude das irregularidades através da interpolação de Lagrange.

Transferência da carga móvel à estrutura: as cargas provenientes do veículo podem ser tratadas como cargas externas e transformadas em funções temporais nos nós do percurso de cargas. Identificam-se dois tipos de cargas, as que são constantes ao longo do tempo e as que variam para cada incremento de tempo. O primeiro deles é aplicado principalmente em análises dinâmicas sem interação, onde o veículo é considerado como um conjunto de cargas móveis em movimento. O segundo são as forças de contato dinâmicas obtidas após uma análise considerando a interação veículo-estrutura. Assim, a força atuante no nó i no instante t , pode ser obtida a partir de uma interpolação realizada com base na

função de forma N_i daquele nó. As funções N_i podem ser lineares ou podem ser hermitianas. No aplicativo, as interpolações lineares foram implementadas de acordo com a metodologia descrita no item 2.4.1.1. Baseado nessa metodologia, também foram implementadas as funções de forma hermitianas para obter as forças nodais em um instante de tempo t . A diferença das duas funções é que a primeira transforma as cargas móveis só em forças nodais, e a segunda transforma as cargas móveis em forças e momentos nodais nomeados como consistentes, e são definidos pelas seguintes expressões:

$$F_i(t) = P_{c(t)} \cdot N_{i\delta}(x_{c(t)}) \quad M_i(t) = P_{c(t)} \cdot N_{i\theta}(x_{c(t)}) \quad (3.21)$$

sendo que $F_i(t)$ e $M_i(t)$ são as forças nodais consistentes, $P_{c(t)}$ é a carga móvel em um instante de tempo t , $N_{i\delta}(x_{c(t)})$ e $N_{i\theta}(x_{c(t)})$ são as funções de forma relacionadas, respectivamente, à força e ao momento atuantes no nó i . As funções de forma são adotadas de acordo a posição da carga, conforme indicado na equação 3.22.

Para $x_{i-1} \leq x_c \leq x_i$:

Para $x_i \leq x_c \leq x_{i+1}$:

$$\begin{cases} N_{i\delta}(x_c) = N_3 \\ N_{i\theta}(x_c) = N_4 \end{cases} \text{ onde } \begin{cases} x = x_c - x_{i-1} \\ L = x_i - x_{i-1} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{i\delta}(x_c) = N_1 \\ N_{i\theta}(x_c) = N_2 \end{cases} \text{ onde } \begin{cases} x = x_c - x_i \\ L = x_{i+1} - x_i \end{cases} \quad (3.22)$$

onde x_{i-1} , x_i , x_{i+1} são distâncias tomadas conforme esquema mostrado na Figura 3.10, x_c corresponde à posição da carga $P_{c(t)}$ ao longo do tempo, N_k são as funções de forma definidas na Figura 3.8.

Figura 3.10 - Esquema para obter as forças nodais consistentes no nó i devida à carga P_c .

Com propósitos ilustrativos do significado da função de carga em um nó, na Figura 3.11 apresentam-se as funções de carga do nó i relativas à passagem de duas cargas, uma constante $P_c = 100 \text{ kN}$ e outra variável $P_c = 100 \cos(500x) \text{ kN}$, sobre uma viga de 1.75 m de comprimento ($L_{i-1,i} = 1 \text{ m}$ e $L_{i,i+1} = 0.75 \text{ m}$) discretizada através de 3 nós. As funções de carga foram definidas considerando as duas

funções de forma (linear e hermitiana) para fins de comparação, a uma velocidade de $v = 150 \text{ km/h}$ e incrementos de tempo de 0.001 s .

Figura 3.11 - Funções de cargas no nó i : (a) carga constante $P_c = 100 \text{ kN}$, (b) carga variável $P_c = 100 \cos(500x) \text{ kN}$ para $v=150 \text{ km/h}$ e $\Delta t = 0.001 \text{ s}$.

Nos dois gráficos anteriores pode-se observar que existe uma ligeira diferença na resposta das forças nodais. Esta diferença depende principalmente do tamanho e do número de discretizações da viga. Isto é, à medida que estes elementos tornam-se menores, as respostas das forças nodais tendem a coincidir e os momentos nodais tendem a ser mínimos. As forças nodais influem diretamente na resposta da viga, particularmente nos deslocamentos e rotações dos nós que compõem o percurso da carga, e indiretamente no deslocamento dos pontos de contato. Isto implica que também influenciam na resposta das forças de contato obtidas da análise dinâmica do veículo. As forças de contato são extremamente suscetíveis aos deslocamentos impostos nos pontos de contato; pequenas perturbações no deslocamento e variações bruscas de trajetória podem resultar no aparecimento de valores de forças de contato muito elevados e irreais. Esta situação se complica ainda mais quando se trata com carregamentos variáveis ao longo do tempo, onde a possibilidade de acumulação de erros é maior.

A importância da forma da transmissão da carga à estrutura é ainda mais relevante, uma vez que a análise de interação veículo-estrutura é um processo iterativo de compatibilização de deslocamentos nos pontos de contato onde a possibilidade de acumulação de erros pode dificultar o processo de convergência. Para tal fim, o aplicativo AIVE oferece ao usuário a possibilidade de escolher as duas formas de transferências das cargas móveis à estrutura.

Seleção de Solvers: o código ABAQUS dispõe de vários métodos para resolver os problemas dinâmicos. Entre os mais usados no aplicativo, destacam-se a análise dinâmica por integração direta e a superposição modal. O método de

integração direta implícita utiliza o Método HTT (Hilber et al., 1977) para a resolução das equações de movimento dinâmicas. Por meio do parâmetro α_H , o usuário pode controlar o nível de dissipação numérica do algoritmo. O amortecimento de Rayleigh é considerado no nível da definição do material e é definido pelos coeficientes α e β , proporcionais à massa e à rigidez, respectivamente (Chopra, 2006). Pode-se também parametrizar os incrementos de tempo Δt de forma automática ou fixá-los. Os parâmetros para a análise dinâmica por integração direta explícita são os mesmos considerados na integração implícita.

No método da superposição modal a resposta da estrutura é calculada a partir de uma combinação de modos de vibração da própria estrutura. O método caracteriza-se por ser muito eficiente para análise de estruturas complexas com comportamento linear (Chopra, 2006). Neste método, o amortecimento pode ser especificado para cada modo de vibração.

Uma vez definidos os parâmetros para a análise por superposição modal, é possível ativar a função *Restart* do ABAQUS, a qual permite recomeçar uma análise a partir de um determinado estado. Vários arquivos são gerados quando este recurso está ativo, entre eles: recomeçar (*.res), base de dados da análise (*.mdl e *.stt), informação das partes (*.prt) e base de dados das variáveis (*.odb). Esta forma de análise é mais eficiente do ponto de vista computacional, permitindo reduzir significativamente o tempo de análise dos subsistemas.

Arquivos de Saída (Output): nesta seção o usuário pode definir o tipo de arquivo em que serão salvo os resultados da análise (*.dat, *.fil, *.odb), os quais podem ser classificados na forma de *field output* e *history output*. O primeiro envolve dados a serem utilizados para a visualização gráfica (plotagem de deformadas, animações, etc.). O segundo é adequado para pequenas porções do modelo e tratamento de dados frequentes para plotagens x - y . Em todos os casos pode-se definir, através de *sets*, os nós e/ou elementos a serem monitorados e as variáveis de saída a serem armazenadas.

3.4.2 Processamento

Uma vez definidas todas as variáveis de entrada do sistema veículo-estrutura, procede-se à execução do aplicativo desde o MATLAB. Inicialmente, realiza-se o chamado dos arquivos de texto que contêm informações das cargas

móveis e as irregularidades. Na sequência, é gerado um *script* com todas as variáveis definidas em *Python*, para serem lidas durante as análises iterativas. Para a análise do subsistema ponte, o *script* “*aBridge.py*” (ver fluxograma da Figura 3.6) é submetido ao ABAQUS no modo *batch*. As funções temporais resultantes dos deslocamentos nos pontos de contato são combinadas com as irregularidades, para em seguida serem impostas na análise do subsistema veículo por meio do *script* “*aVehicle.py*” (ver fluxograma da Figura 3.7). Com as forças de interação resultantes da análise do subsistema veículo, realiza-se a verificação de convergência com as forças da iteração anterior.

O processo iterativo termina quando é satisfeito o critério de convergência estabelecido. A tolerância adotada nas análises toma valores próximos a 10^{-8} (Calçada, 1995 e Ribeiro, 2012). Ao terminar o processo iterativo, os seguintes tipos de arquivo de saída são gerados: arquivo binário de base de dados (*.odb), arquivo binário de resultados (*.fil) e arquivo texto com impressão de dados (*.dat). Estes arquivos podem ser pós-processados no módulo ABAQUS/Viewer e também podem ser transformados em vetores de dados com formato MATLAB, por meio dos *scripts* desenvolvidos em *Python*.

3.4.3 Pós - processamento

A fase de pós-processamento consiste basicamente na leitura, manipulação e visualização de resultados das grandezas calculadas na análise de interação veículo-estrutura. Devido à grande quantidade de informação gerada nessas análises, foi necessário desenvolver um aplicativo nomeado como SignalPRO para facilitar o processamento de dados de uma forma rápida e interativa.

Originalmente, os arquivos de saída (*.odb) gerados pelo ABAQUS podem ser visualizados rapidamente pelo módulo *Viewer*. No entanto, quando o estudo envolve uma grande quantidade de informação, de um ou vários modelos em simultâneo, o tratamento de dados pode ser complicado, especialmente quando se deseja fazer operações, comparações e manipulações com os dados. Neste contexto, de forma a facilitar o tratamento de dados e visualização dos resultados das análises dinâmicas, foi desenvolvido um aplicativo com interface gráfica no ambiente MATLAB. Entre as principais sub-rotinas implementadas pode-se destacar a aplicação de filtros digitais, remoção de ruídos, offsets, janelamentos,

auto espectros, determinação de envoltórias, comparação de curvas, geração de gráficos, etc.

Outra vantagem do aplicativo é que ele permite importar dados diretamente dos arquivos de saída do ABAQUS (*.odb) através de *scripts* que são executados em modo *batch*. Na Figura 3.12, apresenta-se a visualização gráfica dos deslocamentos e acelerações importados através do aplicativo SignalPRO.

Figura 3.12 - Visualização gráfica dos dados pós-processados no programa SignalPRO:
(a) Deslocamentos, (b) Acelerações.

3.5 Considerações para a modelagem dos subsistemas no ABAQUS

Antes de iniciar a análise de interação veículo-estrutura no aplicativo AIVE é importante definir, de forma adequada e independente, as características próprias de cada um dos modelos do sistema, aproveitando o conjunto de ferramentas de modelagem disponíveis no ABAQUS. Para tal, o programa apresenta uma extensa biblioteca de elementos finitos, o que o converte em uma poderosa ferramenta para a solução de uma grande variedade de problemas. Os diferentes tipos de elementos podem ser classificados segundo sua família, graus de liberdade, número de nós, formulação, integração e dimensão no espaço. Em geral, qualquer tipo de elemento finito (contínuo 3D, shell, viga ou treliça) pode ser atribuído aos modelos do veículo e da ponte.

Outro aspecto importante na modelagem dos subsistemas é a seleção do tipo de material e a definição dos requerimentos necessários para estabelecer seu comportamento. Para isso, ABAQUS oferece uma ampla biblioteca de materiais que permitem a simulação de modelos constitutivos com características lineares e não lineares, materiais isotrópicos e anisotrópicos. O comportamento dos materiais pode

ser definido dentro das seguintes categorias: elásticas, inelásticas, térmicas, acústicas, fluidos hidrostáticos, elétricas e outros (ABAQUS, 2012).

As análises no ABAQUS são definidas pela divisão do problema em *steps*. Para cada *step* é estabelecido um tipo de análise, são designadas as cargas, as condições de contorno e o controle das variáveis de saída. É importante salientar que somente um tipo de análise pode ser atribuído a cada *step*. O programa caracteriza-se por possuir duas formas de análise: a análise geral, usada para analisar respostas lineares e não lineares, disponível nos módulos *Standard* e *Explicit*; e a análise de perturbação linear, usada apenas para analisar problemas lineares, disponível no módulo *Standard*. Em uma análise geral, o módulo *Standard* calcula a solução para um grupo simples de carga aplicadas, igual ao procedimento adotado em uma análise de perturbação linear. No entanto, para análises estáticas e dinâmicas com perturbação linear, é possível encontrar soluções para múltiplos casos de carga ativando o recurso *Restart*.

Um exemplo de modelos de interação acoplados desenvolvidos em ABAQUS é apresentado na pesquisa de Goicolea & Antolín (2011), onde a ponte foi discretizada com elementos finitos tipo viga e *shell* e o veículo foi considerado como modelo multi-corpo tridimensional, tal como se mostra na Figura 3.13.

Figura 3.13 - Modelos do subsistema veículo e subsistema ponte desenvolvido em ABAQUS
(Adaptado de Goicolea & Antolín, 2011).

As seguintes hipóteses devem ser adotadas para a modelagem do veículo, da ponte e da interação roda-trilho:

- A velocidade de passo do trem sobre a ponte é constante.
- Os vagões que compõem o trem podem ser dependentes ou independentes entre si.
- Cada parte do veículo (corpo, truques e rodas) pode ser representada por elementos rígidos, elementos finitos de viga, casca e tridimensionais. Os

sistemas de suspensão primários e secundários podem ser representados por molas e amortecedores lineares e não lineares.

- No ponto de contato roda-trilho, os graus de liberdade da roda e do trilho são os mesmos na direção vertical (y_z) e na rotação (θ_z).
- Na modelagem da ponte, os materiais podem adotar modelos constitutivos com características lineares e não lineares.
- Especial atenção deve-se dar à modelagem dos trilhos e de sua ligação às palmilhas. Dependendo do tipo de elemento usado nesta modelagem, pode ser necessário usar algumas estratégias para garantir a adequada transferência de cargas à estrutura. Por exemplo, no modelo desenvolvido por dos Santos (2014), foi necessário mobilizar a rigidez à torção do trilho introduzindo barras de elevada rigidez posicionadas na direção perpendicular ao eixo do trilho (linhas de cor verde na Figura 3.14), estabelecendo a ligação entre o trilho e as extremidades das palmilhas. As barras rígidas foram modeladas com massa nula e o módulo de elasticidade longitudinal com magnitude 10 vezes maior que a do trilho.

Figura 3.14 - Detalhe de modelagem dos trilhos e sua ligação às palmilhas (adaptado de dos Santos, 2014).

3.6 Validação do aplicativo computacional AIVE

A fim de validar a metodologia proposta nesta pesquisa, foram analisados três exemplos adaptados da literatura. Nesta avaliação, as respostas dinâmicas calculadas pelo aplicativo AIVE são comparadas com as respostas obtidas por algoritmos de contato disponíveis no programa ANSYS, pelo método iterativo implementado no programa TBI e pelas soluções analíticas. No primeiro exemplo é estudada a resposta dinâmica de uma viga simplesmente apoiada submetida a uma massa suspensa móvel. No segundo exemplo, avalia-se a resposta de uma viga simples submetida a um veículo de dois eixos, onde se consideram a contribuição da rotação e o deslocamento vertical no centro do corpo do veículo, provocado pelo

deslocamento diferencial do sistema de suspensões. Finalmente, estuda-se a resposta da atuação conjunta de uma série de veículos de quatro eixos. Em todos os exemplos, as análises dinâmicas foram realizadas com e sem inclusão de irregularidades na via.

3.6.1 Viga simplesmente submetida a uma massa suspensa móvel

Para este exemplo, utilizou-se como referência a viga analisada por Yang & Yau (1997), cuja solução analítica está descrita na pesquisa de Biggs (1964). Neste exemplo, a viga é considerada como biapoiada com um comprimento $L = 25 \text{ m}$, momento de inércia $I = 2.90 \text{ m}^4$, massa por unidade de comprimento $m = 2.303 \text{ t/m}$, módulo de elasticidade $E = 2.87 \text{ GPa}$, coeficiente de Poisson $\mu = 0.2$ e primeira frequência natural $\omega_1 = 30.02 \text{ rad/s}$. O veículo é representado por uma massa suspensa $M_v = 5.75 \text{ t}$, rigidez da suspensão $K_v = 1595 \text{ kN/m}$, velocidade de passagem $v = 100 \text{ km/h}$ e frequência natural $\omega_v = 16.66 \text{ rad/s}$, conforme apresentado na Figura 3.15. Para visualizar o efeito das irregularidades foi imposto um perfil de irregularidades do tipo sinusoidal $r_{(x)} = 0.003 \text{ sen}\left(\frac{2\pi}{2.5}x\right) \text{ m}$, discretizado a cada 0.05 m .

Figura 3.15 - Viga simplesmente apoiada com massa suspensa móvel.

Nos aplicativos AIVE e TBI, a viga foi modelada por meio de 30 elementos tipo B23 e BEAM3, respectivamente. As respostas foram calculadas usando o método de superposição modal considerando os 20 primeiros modos de vibração vertical. No programa ANSYS, o sistema foi modelado de forma acoplada, cuja interação foi representada por intermédio de elementos de contato tipo ponto-linha. Nesta forma de modelagem os trilhos são definidos como linhas e as rodas do veículo como os pontos de contato. A resolução do problema de contato baseia-se no método de Lagrange aumentado, onde o controle da penetração e a variação da rigidez de contato foram definidos de forma automática pelo programa. Em todas as análises, foi desconsiderado o efeito do amortecimento da viga e da massa suspensa, e os incrementos de tempo foram de $\Delta t = 0.001 \text{ s}$.

Devido às oscilações observadas na resposta das acelerações calculadas pelo programa ANSYS, foi necessário aplicar um filtro Butterworth com uma frequência de corte a 60 Hz, de modo a remover os modos de vibração com frequências elevadas, que não foram integradas adequadamente pelo método de Newmark. Os mesmos critérios de remoção de modos com frequências elevadas também foram aplicados nos estudos realizados por Ribeiro (2012).

Na Figura 3.16a apresentam-se as respostas dinâmicas dos deslocamentos no meio do vão da viga calculadas pelas diferentes metodologias. Verifica-se que a resposta calculada pelo aplicativo AIVE apresenta uma excelente concordância com as respostas obtidas pelos programas ANSYS e TBI, e diferenças mínimas com a resposta analítica.

Figura 3.16 - Resposta dinâmica no meio vão da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.

A partir das respostas das acelerações verticais no meio do vão da viga mostrada na Figura 3.16b, pode-se afirmar que existe uma excelente concordância entre as respostas obtidas pelas metodologias numéricas, cujas oscilações são causadas pela contribuição dos modos com frequências elevadas. No entanto, a resposta analítica apresenta certa diferença, uma vez que na sua resolução a contribuição destes modos de vibração é desprezada (Yang & Yau, 1997).

As respostas dos deslocamentos e acelerações verticais da massa suspensa são apresentadas na Figura 3.17. Estas respostas evidenciam que as metodologias numéricas apresentam boa concordância entre si, no entanto, a diferença com a solução analítica pode ser atribuída à omissão dos modos com frequências elevadas, conforme foi indicado nos parágrafos anteriores. Com tudo

isso, pode-se concluir que a massa suspensa é mais suscetível à omissão de termos de ordem superior (Yang & Yau, 1997).

Figura 3.17 - Resposta dinâmica da massa suspensa, a) Deslocamento, (b) Aceleração.

O efeito das irregularidades nas respostas da viga e da massa suspensa, também foi avaliado neste exemplo. Para isso, o sistema foi submetido a uma análise considerando o perfil de irregularidades citada no enunciado do problema. A solução analítica deste exemplo não foi encontrada na literatura, nem calculada. Por tal motivo, a comparação é feita apenas entre as respostas das metodologias numéricas.

Figura 3.18 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.

Nas Figuras 3.18 e 3.19 apresenta-se a comparação dos deslocamentos e acelerações no meio do vão da viga e no veículo considerando o efeito das irregularidades. Nelas, pode-se observar que existe uma excelente concordância entre as respostas obtidas pelas três metodologias, com exceção da resposta de

aceleração na viga, que apresenta ligeiras diferenças. Estas diferenças podem ser atribuídas à forma como as irregularidades são introduzidas na etapa de modelagem. Por exemplo, no ANSYS a geometria da viga é adaptada de acordo ao perfil de irregularidades, entretanto nos aplicativos AIVE e TBI as irregularidades são impostas como deslocamentos adicionais nos pontos de contato.

Figura 3.19 - Resposta dinâmica da massa suspensa, a) Deslocamento, (b) Aceleração.

A partir das respostas acima avaliadas, pode-se concluir que o veículo é mais sensível à imposição das irregularidades, incrementando consideravelmente a magnitude de suas acelerações em relação às análises sem irregularidades. Já a viga apenas apresenta ligeiros incrementos nas suas respostas.

3.6.2 Viga simples submetida a um veículo de dois eixos

Neste exemplo, a análise de interação é realizada considerando o efeito *pitching* do veículo. Por tal motivo, na modelagem deste se incluiu o grau de rotação em torno do eixo transversal que considera o deslocamento diferencial do sistema de suspensões. Assim, o modelo do veículo foi representado por uma massa do corpo $M_v = 180 \text{ t}$, inércia rotacional $I_v = 4600 \text{ t.m}^2$, distância entre eixos $d = 17.5 \text{ m}$, rigidez da suspensão $k_v = 13783 \text{ kN/m}$ e uma velocidade de passo $v = 100 \text{ km/h}$. A viga foi modelada com um comprimento $L = 30 \text{ m}$, momento de inércia $I = 2.88 \text{ m}^4$, massa por unidade de comprimento $m = 12 \text{ t/m}$, módulo de elasticidade $E = 29.43 \text{ GPa}$, coeficiente de Poisson $\mu = 0.2$ e primeira frequência natural $\omega_1 = 29.15 \text{ rad/s}$, conforme mostrado na Figura 3.20. Para a análise com irregularidades, foi considerada a seguinte função $r(x) = 0.005 \text{sen}\left(\frac{2\pi}{2.5}x\right) \text{ m}$.

Figura 3.20 - Viga simplesmente apoiada sujeita a um veículo de dois eixos.

Os critérios de modelagem da viga foram os mesmos usados do exemplo anterior, com exceção dos elementos rígidos que foram introduzidas no começo e no fim da ponte com o objetivo de conter o veículo, particularmente nas análises com elementos de contato. No ABAQUS, o corpo do veículo foi representado por um elemento rígido do tipo RB2D2. No ANSYS e no TBI, este componente foi representado por uma barra de rigidez muito elevada.

Na Figura 3.21 apresentam-se as respostas dinâmicas dos deslocamentos e acelerações no meio da viga, calculadas usando o aplicativo AIVE, juntamente com as respostas calculadas pelos programas ANSYS e TBI e a solução analítica dada por Yau & Yang (1998) e Yang et.al., (2004). Nos gráficos, observa-se que as respostas obtidas pela presente metodologia concordam bem com a solução analítica e com as respostas das outras metodologias, o que confirma a capacidade de simulação do aplicativo AIVE. Na literatura, a solução analítica foi encontrada apenas para os deslocamentos no meio da viga.

Figura 3.21 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.

Na Figura 3.22 mostram-se as respostas das acelerações e deslocamentos no corpo do veículo determinadas pelo aplicativo AIVE e pelas outras

metodologias. As respostas obtidas pelo aplicativo AIVE e TBI apresentam uma excelente concordância entre si, devido à similitude das metodologias para a análise de interação, e uma ligeira diferença em relação às respostas obtidas no programa ANSYS. Estas diferenças podem ser atribuídas a muitos fatores, entre eles a forma como os deslocamentos são calculados nos pontos de contato, a forma como são determinadas as forças nodais equivalentes e a inclusão de elementos rígidos na entrada e na saída da viga para a análise de interação com elementos de contato. A influência destes fatores é mais notória à medida que a complexidade do modelo do veículo cresce. Observações similares foram feitas em estudos realizados por Ribeiro (2012).

Figura 3.22 - Resposta dinâmica do corpo do veículo (a) Deslocamento, (b) Aceleração.

Em análises de interação veículo-estrutura usando algoritmos de contato, a inclusão de irregularidades é complicada, uma vez que estas são definidas a partir da alteração da geometria da viga. À medida que o perfil de irregularidades e os modelos de interação aumentam de complexidade, a representação destes torna-se mais difícil, pior ainda, quando se têm amplitudes aleatórias, cuja adequada discretização pode significar o incremento do custo computacional.

Outro detalhe importante na modelagem com elementos de contato é a necessidade de inclusão de via na entrada e na saída da ponte, a fim de evitar que os vagões que estão fora da ponte estejam “flutuando”, conforme se mostra na Figura 3.20. Dependendo do comprimento do trem e da necessidade de considerar o efeito das irregularidades na análise, a inclusão da via pode significar um custo computacional elevado.

Uma das vantagens dos aplicativos baseados em metodologias iterativas,

como o AIVE e o TBI, é a inclusão do perfil de irregularidades e da extensão da via nas análises de forma simples. Isto é, as irregularidades são definidas através de um deslocamento adicional no ponto de contato e a extensão da via é tratada como condições de contorno no modelo do veículo, sem necessidade de modelagem com elementos adicionais. Assim, para o exemplo em estudo e para fins de aplicação das metodologias descritas no parágrafo anterior, a análise foi realizada considerando o perfil de irregularidades citado no enunciado do problema.

Nas Figuras 3.23 e 3.24, apresentam-se as respostas dos deslocamentos e acelerações do sistema veículo-viga considerando o efeito das irregularidades, calculadas através dos aplicativos AIVE e TBI. A comparação das respostas de ambas as metodologias mostram uma excelente concordância entre si.

Figura 3.23 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.

Figura 3.24 - Resposta dinâmica do corpo do veículo (a) Deslocamento, (b) Aceleração.

Dos gráficos anteriores também se pode constatar que as irregularidades têm mais efeito na magnitude das acelerações do sistema (comparativamente aos deslocamentos), em particular nas acelerações do corpo do veículo.

A seguir, realiza-se a avaliação do processo de convergência do exemplo para o caso da análise de interação sem irregularidades. Na Figura 3.25a, mostra-se a variação da força de contato da primeira roda do veículo para cada iteração. Nas primeiras quatro iterações as respostas das forças de contato apresentam uma série de acomodações antes de ajustar-se à força de contato final. Estas acomodações se dão especificamente na transição entre a viga e o suporte de rigidez elevada. Um total de sete iterações foi necessário para minimizar o erro de aproximação e satisfazer a tolerância permitida $\varepsilon=10^{-6}$, conforme se mostra na Figura 3.25b.

Figura 3.25 - Análise de convergência (a) Forças de contato na primeira roda, (b) Evolução do erro de aproximação por iteração.

3.6.3 Viga simples submetida a uma serie de vagões

A análise deste exemplo tem como finalidade a avaliação do tempo de processamento do aplicativo AIVE na solução de problemas de interação com respeito às outras metodologias. Para isso, uma viga biapoiada foi submetida à passagem de um trem cujo comprimento é maior que o vão da viga conforme se ilustra na Figura 3.26. A viga foi modelada por 20 elementos finitos com um comprimento total de $L = 20 \text{ m}$, produto do módulo de elasticidade inércia $EI = 13.75 \times 10^6 \text{ kN.m}^2$, massa por unidade de comprimento $m = 15 \text{ t/m}$, coeficiente de amortecimento $\xi = 1\%$ e a primeira frequência natural $\omega_1 = 23.62 \text{ rad/s}$. O veículo foi modelado a partir das características do trem X2000, composto por duas locomotivas e quatro vagões, com um comprimento total de 134.67 m. A velocidade de passagem considerada na análise foi de $v = 250 \text{ km/h}$.

Figura 3.26 - Viga biapoiada sujeita à passagem de uma serie de vagões.

Na figura anterior, a variável a denota a distância entre os eixos dos truques, c representa a distância entre as rodas do truque e d corresponde à distância de separação entre os vagões. As variáveis M_v , I_v e M_t , I_t denotam as massas e inércias rotacionais no corpo e nos truques do veículo, respectivamente, K_t , C_t e K_v , C_v constituem o sistema de suspensões primárias e secundárias, respectivamente, e m_w são as massas equivalentes às rodas. Na Figura 3.27 apresenta-se a geometria e as cargas por eixo do trem sueco X2000 (Takemiya, 2003). As características e as propriedades dos elementos que compõem o trem estão contempladas na Tabela 3.1 de acordo aos parâmetros indicados na Figura 3.26.

Figura 3.27 - Geometria e carga por eixo do trem sueco X2000.

Tabela 3.1 - Características do trem X2000 (Takemiya, 2003 e Rashid, 2011).

Parâmetros	Unidade	Locomotiva Dianteira	Vagão de Passageiros	Locomotiva Traseira
a	m	9.50	17.70	14.50
b	m	6.60	14.80	11.60
c	m	2.90	2.90	2.90
d	m	4.73	4.35	4.69
M_v	t	58.32	36.36	37.40
I_v	t-m ²	438.62	949.27	655.28
K_v	kN/m	1860.00	1740.00	1867.00
C_v	kN.s/m	12.00	12.00	12.00
M_t	t	3.24	2.02	1.00
I_t	t-m ²	2.27	1.42	0.70
K_t	kN/m	4800.00	2200.00	2200.00
m_w	t	2.05	1.65	1.65

Na modelagem do trem, este é considerado como uma sequência não interligada de vagões, onde cada vagão é representado por um modelo composto pela união de três corpos rígidos e sete massas concentradas, das quais quatro pertencem às rodas. Os elementos rígidos que representam o corpo do vagão e os dois truques foram modelados no ABAQUS com elementos tipo RB2D2. As massas e inércias rotacionais são concentradas no centro de gravidade dos elementos. O corpo do vagão e os truques são ligados por meio de um sistema de suspensão composta por elementos tipo SPRING2 e DASHPOT2. O modelo se completa quando os quatro pontos de contato são ligados aos truques por meio da suspensão primária.

A título de exemplo, na Figura 3.28 são apresentadas as frequências e os modos de vibração da locomotiva dianteira, a fim de identificar os modos de vibração que contribuem significativamente a resposta do veículo. Assim, os dois primeiros modos de vibração, com frequências de 1.505 Hz e 2.01 Hz, envolvem essencialmente a movimentação do corpo do vagão e os outros modos correspondem ao movimento dos truques.

Figura 3.28 - Modos de vibração da locomotiva.

Na Figura 3.29 ilustra-se a comparação das respostas dos deslocamentos e acelerações no meio da viga. Em geral, as respostas obtidas são praticamente coincidentes entre todas as metodologias, com exceção das ligeiras diferenças observadas nas acelerações. Essas diferenças podem ser atribuídas principalmente aos critérios de modelagem adotados em cada metodologia, conforme discutido nos exemplos anteriores.

Figura 3.29 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.

Devido à similaridade no comportamento das respostas em todos os vagões, na Figura 3.30 apresentam-se apenas as respostas dinâmicas dos deslocamentos e acelerações do segundo e quarto veículo (V2 e V4). A comparação dos resultados mostra novamente que existe uma excelente concordância entre as respostas obtidas pelos aplicativos AIVE e TBI e ligeiras diferenças em relação às respostas obtidas por meio do programa ANSYS.

Figura 3.30 - Resposta dinâmica nos veículos V2 e V4 (a) Deslocamentos, (b) Acelerações.

Neste exemplo, a análise dinâmica incluindo irregularidades foi realizada apenas nos aplicativos AIVE e TBI. No programa ANSYS, devido à complexidade de representação das irregularidades e à necessidade de inclusão de elementos rígidos na entrada e na saída da viga, a simulação não foi efetuada. O seguinte perfil de irregularidades foi considerado nas simulações $r(x) = 0.005 \sin\left(\frac{2\pi}{2.5}x\right) m$.

Nas Figuras 3.31 e 3.32 apresenta-se a comparação das respostas

dinâmicas dos deslocamentos e das acelerações no meio do vão da viga e em dois veículos representativos V2 e V4. As respostas obtidas nas duas metodologias são praticamente coincidentes, validando mais uma vez os resultados obtidos pelo aplicativo AIVE.

Figura 3.31 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.

A aparição de oscilações nas acelerações da viga e no corpo do veículo pode ser atribuída à contribuição do perfil de irregularidades nas respostas das estruturas, conforme se ilustram nas Figuras 3.31b e 3.32b.

Figura 3.32 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Deslocamento, (b) Aceleração.

Na Figura 3.33 ilustra-se o processo de convergência da solução para o caso de análise de interação sem irregularidades. Desde a primeira iteração, as forças de contato nos vagões não apresentam grandes acomodações antes de atingir as que garantem a compatibilização dos subsistemas. A título de exemplo, na Figura 3.33a apresenta-se a variação das forças de contato da primeira roda do

vagão V4. O fato de as forças de contato serem estáveis desde o começo da análise indica a convergência da solução em um reduzido número de iterações, tal como se observa na Figura 3.33b. Um total de cinco iterações foi necessário para minimizar o erro de aproximação e satisfazer a tolerância permitida $\varepsilon=10^{-6}$.

Figura 3.33 - Análise de convergência (a) Forças de contato na primeira roda do vagão V4, (b) Evolução do erro de aproximação por iteração.

A fim de avaliar a potencialidade do aplicativo AIVE para a resolução de problemas dinâmicos, neste exemplo, realiza-se a comparação dos tempos de processamento em relação às outras metodologias. A análise foi realizada para um tempo $t = 2.304$ s, que compreende desde o momento em que a primeira roda do trem entra na viga até a saída da última roda do trem, percorrendo a distância aproximada de 160 m a uma velocidade de 250 km/h. O incremento de tempo usado na análise foi $\Delta t=0.001$ s. Na Tabela 3.2 apresenta-se a comparação dos tempos de cálculo obtidos nas análises com as diferentes metodologias. Os tempos foram obtidos a partir de um computador com processador Intel Core i7-4610M, 3.00 GHz, 8GB RAM. A comparação foi feita para modelos com e sem irregularidades.

Tabela 3.2 - Comparação entre os custos computacionais para as diferentes metodologias.

Modelo		AIVE			TBI	ANSYS
		Integração Implícita	Análise Modal	Restart	Análise Modal	Elementos de Contato
Sem Irregularidades	[min]	5.41	1.84	1.35	0.85	6.91
Com Irregularidades	[min]	5.58	1.91	1.41	0.93	-

Como era de esperar, os maiores tempos de processamento se deram nas análises que usam o método de integração implícita e elementos de contato no

aplicativo AIVE e no ANSYS, respectivamente. Os menores tempos se deram nas análises que usam o método de superposição modal no aplicativo AIVE e TBI. O uso do recurso *restart* do programa ABAQUS reduziu razoavelmente os tempos de processamento no AIVE em relação à análise por superposição modal “normal”. No contexto de uma metodologia iterativa, o chamado do *solver* do ABAQUS é realizado em repetidas vezes e, portanto, o cálculo dos modos de vibração também se tornaria repetitivo no procedimento convencional, onde o recurso *restart* não é usado. No entanto, ao ativar este recurso, o cálculo dos modos de vibração é realizado no início em uma única vez. Durante as iterações reutiliza-se a informação modal da estrutura inicialmente calculada, permitindo assim, otimizar o tempo de cálculo.

Os resultados também mostram que os melhores tempos de simulação foram obtidos pelo aplicativo TBI. A diferença nos tempos de processamento em relação ao aplicativo AIVE pode ser justificada pela forma como são realizadas as análises iterativas. No caso do TBI, a interligação com o programa ANSYS é realizada apenas no começo das análises, permitindo obter os parâmetros dos modelos para a análise dinâmica no programa MATLAB. Esta forma de proceder conduz a uma ligeira vantagem em relação ao aplicativo AIVE, o qual, em cada processo iterativo, tem que ativar reiteradamente o *solver* de ABAQUS. Porém, esta metodologia oferece outra vantagem em relação ao TBI, como a possibilidade de escolher o método de resolução das equações de movimento, a qual é importante no tratamento de modelos que incluem não linearidades.

Em todos os casos, a inclusão de irregularidades nas análises de interação veículo-estrutura demandou um ligeiro incremento no custo computacional.

A partir das simulações realizadas, é possível afirmar que a metodologia iterativa implementada - AIVE, para a análise dinâmica considerando a interação veículo-estrutura, apresentou bons resultados após a verificação com base em um conjunto de exemplos existentes na literatura e em comparações com resultados obtidos nos programas ANSYS e TBI, validando assim o aplicativo desenvolvido.

3.6.4 Análise de interação veículo-estrutura usando algoritmos de contato

Durante o desenvolvimento dos exemplos de validação usando elementos de contato no programa ANSYS e ABAQUS, identificou-se na resposta dinâmica do

sistema algumas perturbações e divergências em relação às respostas obtidas pelos aplicativos AIVE e TBI. Assim, a título de exemplo, avaliou-se a modelagem com elementos de contato da viga simples submetida a uma série de vagões. Vale lembrar que esta viga inicialmente foi representada através de 20 elementos finitos tipo B23 e BEAM3 no ABAQUS e ANSYS, respectivamente.

A modelagem da interação veículo-viga foi realizada usando elementos de contato tipo ponto-linha. Os nós que representam as rodas do veículo foram designados como nós *slaves* e *conta175* nos programas ABAQUS e ANSYS, respectivamente. Da mesma forma, a viga foi designada como superfície *master* no ABAQUS e *targe169* no ANSYS. Um esquema da forma de modelagem do sistema é mostrado na Figura 3.34a. Para a resolução do problema de contato, foi adotado o método de penalidade, onde a superfície de contato não pode experimentar separação e o contato se dá sempre perpendicular à superfície *master*. Estudos similares realizados em vigas simples por Alves (2012) mostraram que as respostas destes são pouco sensíveis à escolha do método para a resolução do problema de contato.

Figura 3.34 - (a) Esquema de modelagem de uma viga biapoada submetida a uma carga móvel com elementos de contato, (b) Discretização da viga em 2, 3, 6 e 12 elementos finitos.

Uma das condições para o uso das formulações de contato ponto-linha é que a superfície de contato (*master*) seja continua e normal a todos os pontos. Se essa condição não for satisfeita, problemas de convergência tendem a aparecer. No entanto, na prática essa condição é dificilmente cumprida, porque os modelos usados para obter uma boa precisão nas respostas precisam ser divididos em múltiplos elementos. Para contornar essa situação, os programas de elementos finitos dispõem de técnicas de suavização de curva que permitem evitar problemas de convergência, porém podem afetar a precisão das respostas. No ABAQUS, por

exemplo, o grau de suavização da superfície *master* é controlado por meio do recurso *smooth*.

O efeito do fator de suavização pode ser observado com maior destaque na resposta das acelerações da viga e no veículo. Na Figura 3.35 apresenta-se a comparação das respostas das acelerações no meio da viga para diferentes graus de suavização. Verifica-se que a resposta da aceleração para um fator de suavização nulo tende a apresentar oscilações não justificadas pela dinâmica do problema, tal como se ilustra nos detalhes da Figura 3.35b, e tende a diminuir à medida que o fator de suavização aumenta. No programa ABAQUS, o fator pode assumir valores entre 0 a 0.5. A suavização consiste basicamente na manipulação numérica de dados, onde o método numérico comporta-se como um filtro para uma determinada banda de frequências de interesse. Os filtros eliminam com eficiência ruídos numéricos de alta frequência provocados pela passagem brusca da carga móvel entre dois elementos com descontinuidade geométrica, no que se refere aos deslocamentos da ponte, tal como será discutido mais adiante.

Figura 3.35 - Resposta dinâmica no meio da viga (a) Acelerações para diferentes fatores de suavização, (b) Vistas detalhadas das acelerações.

A fim de entender a forma de cálculo usando algoritmos de contato no programa ABAQUS, analisou-se um exemplo simples encontrado na pesquisa de Alves (2012). Uma carga móvel se deslocando sobre uma viga biapoiada com 0.60 m de vão e $EI = 1.2 \times 10^4 \text{ kN.m}^2$. A carga móvel foi representada por uma força vertical $P = 195 \text{ kN}$ atuando em um nó que, por sua vez, está em contato com a viga. As análises foram feitas considerando a carga se deslocando a incrementos de posição Δd igual a 0.01 m e para quatro cenários de discretização de viga (2, 3,

6 e 12 elementos finitos), conforme ilustrado na Figura 3.34b.

Na Figura 3.36a apresentam-se a resposta determinada analiticamente e a resposta dos deslocamentos nos pontos de contato ao longo da viga para todos os cenários de discretização considerados. Para os quatro cenários de discretização, verifica-se que os deslocamentos obtidos numericamente coincidem com a resposta analítica apenas quando a carga está sobre o nó. Portanto, a diferença nos outros pontos pode ser justificada pela forma como o algoritmo de contato realiza a transferência da carga móvel aos nós vizinhos do elemento. Isto é, ao tipo de função de forma que é usado para a transferência de carga.

Figura 3.36 - Deslocamento vertical no ponto de contato ao longo da viga (a) quatro casos de discretização, (b) viga discretizada em dois elementos finitos.

Para verificar se as forças externas são transferidas linearmente aos nós vizinhos do elemento, realizou-se um cálculo analítico linear que consistiu em estimar primeiramente a força atuante no nó, a partir da transferência linear da força externa, e seu correspondente deslocamento. Em seguida, o deslocamento no ponto de contato é obtido a partir da interpolação linear dos deslocamentos dos nós vizinhos.

Na Figura 3.36b apresenta-se a comparação dos deslocamentos obtidos pelo método analítico juntamente com os deslocamentos obtidos pelo método analítico linear e os deslocamentos obtidos numericamente por meio do programa ABAQUS com diferentes fatores de suavização, para a viga discretizada em dois elementos. Nas respostas, verifica-se uma excelente concordância entre os deslocamentos obtidos pelo método analítico linear e pelo método numérico com fator de suavização nula, confirmando assim a transferência linear das cargas aos

nós do elemento de viga. Similares conclusões foram obtidas nas análises realizadas por Alves (2012) com o programa ANSYS. Por outro lado, a inclusão dos fatores de suavização nas análises diminuiu consideravelmente a precisão dos deslocamentos em relação à resposta analítica, embora facilite o processo de convergência do problema. Assim, por exemplo, para o fator de suavização de $S=0.5$, o deslocamento obtido numericamente representa menos de 50% do deslocamento analítico.

Nas análises realizadas, a discretização da viga com maior quantidade de elementos melhorou significativamente a precisão das respostas numéricas em relação à resposta analítica. Esta afirmação pode ser verificada pelas respostas obtidas nas análises da viga discretizada com 3 e 6 elementos, conforme se ilustra na Figura 3.37. Verifica-se também que o recurso *smooth* introduz uma transição suave, particularmente nos deslocamentos dos nós da viga. Essa suavização pode ser feita entre segmentos lineares e segmentos quadráticos (ABAQUS, 2012). O uso inapropriado do recurso *smooth* pode subestimar ou alterar consideravelmente a resposta dos deslocamentos durante as análises com elementos de contato.

Figura 3.37 - Deslocamento vertical no ponto de contato ao longo da viga: (a) viga discretizada em três elementos finitos, (b) viga discretizada em seis elementos finitos.

Nos gráficos acima, observa-se também que a curva de deslocamentos sem fator de suavização apresenta severas mudanças de inclinação na região dos nós do elemento, devido ao fato de não serem levadas em conta as rotações dos nós do elemento durante seu cálculo.

Na modelagem do sistema veículo-estrutura com algoritmos de contato, as severas mudanças de inclinação nas curvas de deslocamentos podem ser

refletidas na resposta da viga (Figura 3.35) e do veículo. No veículo, o efeito dos pontos de inflexão na curva de deslocamentos, existentes nos pontos de contato, é refletido com maior clareza na resposta das forças interação, conforme mostrado na Figura 3.38.

Na Figura 3.38a comparam-se as respostas dos deslocamentos no ponto de contato da primeira roda do vagão V2, para diferentes fatores de suavização. As curvas de deslocamentos sofrem maiores ajustes quando o veículo ingressa na viga no instante $t = 0.247$ s e quando o veículo se encontra na metade da viga no instante $t = 0.40$ s. Nas forças de interação, o efeito da passagem da carga móvel sobre os nós dos elementos da viga é apresentado na Figura 3.38b. Para fatores de suavização nulos, as forças de interação tendem a apresentar perturbações iguais ao número de nós da viga. Porém, as amplitudes dessas perturbações tendem a diminuir à medida que as curvas dos deslocamentos são suavizadas. Outro detalhe importante que se pode observar no gráfico é que a transição da carga de uma via rígida para uma via com menor rigidez gera perturbações que se não são bem tratadas, pode provocar erros de convergência nos problemas de contato. Esta perturbação pode ser visualizada no instante $t = 0.24$ s.

Figura 3.38 - Resposta na primeira roda do vagão V2: a) Deslocamento no ponto de contato da roda, (b) Forças de contato.

Após a avaliação da viga simples submetida a uma serie de vagões com elementos de contato e a compreensão do funcionamento destes, chegara-se às seguintes conclusões interessantes:

- As forças aplicadas nos elemento de contato são transmitidas linearmente aos nós do elemento.

- Os deslocamentos em qualquer ponto do elemento são determinados a partir da interpolação linear dos deslocamentos dos nós vizinhos.
- O princípio de funcionamentos dos elementos de contato disponíveis no programa ABAQUS e ANSYS são similares.
- Deve-se prestar particular atenção quando se usa o recurso de suavização de curvas, que, dependendo da discretização do elemento, pode melhorar ou distorcer as respostas das estruturas.
- A maior discretização dos elementos conduz a uma melhora significativa nas respostas numéricas, mas o custo computacional tende a aumentar.

3.7 Conclusões

A partir do desenvolvimento da metodologia para a análise dinâmica da interação veículo-estrutura chegara-se às seguintes conclusões:

- A revisão dos conceitos teóricos de interação veículo-estrutura permitiu identificar e entender pontos chave para uma adequada implementação da metodologia iterativa para a análise de interação veículo-estrutura. O uso das funções de interpolação Hermitianas foi fundamental para o processo de transferência da carga externa aos nós do elemento e para calcular os deslocamentos em qualquer ponto do elemento a partir dos deslocamentos dos nós vizinhos.
- O aplicativo AIVE incluiu um conjunto de aspectos inovadores, como o uso otimizado das ferramentas do programa ABAQUS interligado ao programa MATLAB para a simulação complexa do fenômeno de interação veículo-estrutura, sem necessidade de recorrer a soluções numéricas elaboradas. O aplicativo permite selecionar as metodologias de resolução do problema dinâmico para cada subsistema independentemente. Para análises lineares do subsistema ponte, o uso do método de superposição modal combinado com o recurso *Restart* do programa ABAQUS permitiu obter maior ganho de eficiência computacional; otimizando o uso da memória do computador nas análises e reduzindo significativamente os tempos de processamento. A flexibilidade na seleção dos métodos de resolução do problema dinâmico no aplicativo permite também incorporar não linearidades tanto no modelo do veículo quanto da ponte

- Para a fase de pós-processamento foi desenvolvido o aplicativo SignalPRO com interface gráfica no ambiente MATLAB para facilitar o tratamento de dados das análises dinâmicas. Este aplicativo se caracteriza principalmente pela conveniência em importar dados diretamente dos arquivos de saída do ABAQUS (*.odb), por meio de *scripts* que são executados em modo *batch*.
- A validação do aplicativo AIVE foi realizada por meio da análise de três exemplos adaptados da literatura, desde exemplos simples que envolveram a passagem de uma massa móvel, à exemplos que simularam a passagem de um veículo considerando o efeito *pitching* e a passagem de um trem com vários vagões sobre uma viga. Em todas as análises foram incluídas as irregularidades da via. A comparação das respostas obtidas pelo aplicativo AIVE e pelos programas ANSYS, TBI e soluções analíticas mostraram uma excelente concordância entre si, validando assim a metodologia desenvolvida.
- De forma a poder usar com confiança os programas ANSYS e ABAQUS para a resolução dos problemas de interação veículo-estrutura usando elementos de contato, procurou-se entender sua metodologia de cálculo. Para isso, foi avaliado um exemplo simples estudado na etapa de validação. O estudo focou-se principalmente em identificar como a carga externa é transferida aos nós do elemento e como os deslocamentos são calculados em qualquer ponto do elemento. As análises mostraram que são realizadas usando funções de forma lineares. Da mesma forma, foi avaliado o efeito da utilização do recurso *smooth* nas respostas do sistema veículo-estrutura.

Capítulo

INTERAÇÃO VEÍCULO - VIA – ESTRUTURA**4****4 Interação veículo - via - estrutura****4.1 Introdução**

O estudo dos problemas de interação via-estrutura tem um papel importante no projeto de pontes para linhas de alta velocidade, particularmente na etapa de concepção e dimensionamento, mas também na etapa de manutenção e reabilitação. O veículo e a ponte interagem dinamicamente em virtude das interações roda-trilho e via-ponte. Por um lado, as vibrações da via e da ponte são induzidas pela ação dinâmica dos veículos que atuam no trilho e são transmitidas aos dormentes através de elementos de fixação e destes às vigas principais da ponte. Por outro lado, a vibração e a deformação da ponte afetam a vibração da estrutura da via através da interface via-ponte, o qual altera a geometria de contato roda-trilho e as forças de interação. Com a variação da condição de contorno no ponto de contato, o comportamento do veículo também é afetado. Produzindo assim, um vínculo estreito de interação dinâmica entre a ponte, a via e o veículo.

Geralmente este tipo de análise permite calcular os deslocamentos relativos e as deformações no tabuleiro e na via, e a tensão nos trilhos provocados pela ação da variação de temperatura e as ações variáveis como as forças verticais, as forças

de frenagem e de aceleração geradas pelos veículos. Um dos componentes importantes da interação veículo - estrutura é o trilho, o qual passou por grande evolução durante os últimos anos. As geometrias das peças evoluíram gradativamente, até atingir seções otimizadas com capacidade para suportar grandes cargas por eixo. Na atualidade, o uso do Trilho Longo Soldado (TLS) é muito comum em pontes ferroviárias, particularmente em linhas de alta velocidade, porque oferece uma série de vantagens, entre elas a de melhorar o nível de conforto dos passageiros, aumento da durabilidade dos componentes da via, redução dos custos de manutenção, aumento da velocidade de circulação e maior segurança de circulação (Sanguino & Requejo, 2007). O uso dos TLS coloca novos desafios na modelagem devido à complexidade do fenômeno de interação via-estrutura, uma vez que determinar as tensões longitudinais no trilho não é um problema simples.

Quando o trilho é contínuo e a via se apoia em uma superfície que não é muito deformável, seu dimensionamento depende apenas das cargas verticais e horizontais transmitidas pelo veículo, e as forças axiais como consequência da deformação devido à temperatura, portanto tem maior resistência à falha. No entanto, quando as vias são colocadas sobre a ponte, as deformações produzidas pela variação de temperatura uniforme e pelos fenômenos de retração e fluência no tabuleiro provocam deslocamentos relativos entre a via e o tabuleiro, trazendo como consequência o esgotamento da capacidade de resistência do trilho (Cutillas, 2007). Por esta razão é importante controlar o estado de tensão no trilho resultante das solicitações impostas à via e dos efeitos introduzidos pela ponte, de modo a garantir a estabilidade da via; condicionando desta forma o dimensionamento da estrutura da ponte. A disposição dos trilhos contínuos está limitada a um comprimento total de expansão não maior que 90 m para estruturas de concreto (Kumar & Upadhyay, 2012; Delgado, 2013).

A regulamentação e as metodologias básicas para o estudo do fenômeno da interação veículo-estrutura estão contidas no Eurocode EN1991-2 (2003), cujas recomendações e resultados estão baseados na ficha UIC-774-3-R (2001) e nos estudos realizados pela ERRI subcomitê D123.

Entre as pesquisas que tem sido feitas sobre o assunto podemos indicar a de Zhang et al. (2015) que propõe realizar análises não lineares de interação via-estrutura considerando o efeito do histórico de carregamentos e as mudanças na

resistência longitudinal dos elementos de fixação de trilho para vários casos de carga. Para validar sua metodologia foram realizados ensaios no laboratório e assim determinar com precisão as características não lineares dos fixadores de trilho comumente usados nas ferrovias da China. O estudo proposto foi aplicado a um estudo de caso para calcular a tensão longitudinal e os deslocamentos de um sistema via-ponte com sete vãos, em comparação com o método de superposição linear convencional. Os resultados obtidos usando as curvas experimentais de deslocamento da resistência longitudinal foram comparados com as curvas definidas no Eurocode. O estudo concluiu que os métodos de cálculo e as curvas de resistência experimental tem considerável efeito nas tensões no trilho e o deslocamento relativo entre os extremos das vigas.

O Eurocode recomenda para o estudo da análise de interação via-estrutura um trato independente para os diferentes casos de carga longitudinal levando em conta as leis não lineares da rigidez de interface. Assim, a tensão final no trilho pode ser obtida como a soma dos resultados obtidos, desconsiderando a influência do histórico de carregamentos. No entanto, estudos realizados por Ruge & Birk (2007) e Delgado (2013), apresentaram um enfoque mais realista do fenômeno de interação via-estrutura não linear, onde o histórico das cargas foi importante. Para isso foram obtidas formulações de rigidez exata para casos de carga por temperatura, mudança súbita da rigidez do lastro quando o trem chega à ponte, a flexão nos apoios da estrutura e a frenagem. A metodologia proposta foi aplicada em modelos numéricos simples para diferentes combinações de carga. As respostas resultantes permitiram realizar uma comparação geral das tensões no trilho entre o método convencional e a análise acoplada não linear. Finalmente, o estudo conclui que as tensões máximas calculadas usando a correta combinação de cargas são menores em relação aos resultados obtidos com o método indicado pelo Eurocode.

Outras importantes contribuições sobre o estudo do fenômeno de interação via-estrutura foram realizadas por pesquisadores como D. Dutoit, J.M. Goicolea, M. G. Davis, F. Mato, D. Fitzwilliam, P. Ramondet, N. Matsumoto, J.A. Sobrino, M.P. Petrangeli, J. Hess, R. Simões e R. Calçada et al. (2007), os quais com seus conhecimentos e experiências ajudaram a estabelecer critérios regulamentares nas normas e assim contribuir no estado do arte. No Brasil, a maioria das pesquisas relacionadas ao estudo do fenômeno de interação via-estrutura estão focadas

principalmente na caracterização das propriedades dos componentes da via (lastro, trilho, fixadores) enquanto que as análises e dimensionamento dos trilhos e demais componentes da via são realizadas de forma simplificada (Klincevicus, 2011; Borges, 2012), havendo poucos estudos numéricos de grande complexidade voltados especificamente a esse assunto.

Neste capítulo realiza-se uma avaliação do fenômeno de interação veículo-via-estrutura e o comportamento da via em linhas ferroviárias usando o aplicativo desenvolvido nesta pesquisa AIVE, baseado na metodologia proposta por Delgado (2013). No estudo, desenvolveram-se modelos numéricos para a análise dinâmica considerando a interação via-estrutura com a contribuição da resposta dinâmica do veículo. Na modelagem da interface trilho-tabuleiro foram usados elementos de atrito (contato) e molas não lineares de modo que suas resistências sejam função direta da posição e das cargas do veículo. Esta forma de modelagem proposta por Sanguino & Requejo (2007), permite introduzir no mesmo cálculo os efeitos do veículo - forças de contato, aceleração, frenagem - sobre o estado de tensão e deformação da estrutura devido às ações da temperatura. A fim de avaliar o efeito da temperatura no comportamento da via, da estrutura e do veículo foram realizados análises nos exemplos de validação disponíveis na ficha UIC-774-3-R (2001) para diferentes tipologias de pontes.

4.2 Conceitos teóricos do fenômeno de Interação via - estrutura

De forma a ilustrar graficamente o fenômeno de interação via-estrutura, na Figura 4.1 apresenta-se um diagrama dos componentes do modelo de interação. A explicação teórica baseia-se na pesquisa desenvolvida por Ruge et al. (2009), a qual considera a influência do histórico de carregamento nas suas análises.

Figura 4.1 - Componentes do fenômeno de interação via-estrutura (Adaptado de Ruge et al, 2009)

O trilho longitudinal de rigidez EA apoia-se na estrutura da ponte de comprimento L . O deslocamento horizontal da ponte (ponto A) é restringido através de um elemento elástico, representado por uma mola de rigidez k_A . No ponto B, o deslocamento horizontal da estrutura é permitido por meio de um apoio móvel. Duas molas com rigidez $k_o = k_1 = \sqrt{EA c_u}$ representam a parte do trilho que é suportada pelo solo. Nota-se que em análises práticas é necessário incluir a parte do trilho suportado pelo solo no modelo numérico, já que as rigidezes das molas k_o e k_1 só são recomendáveis usar nas regiões onde seu comportamento seja linear. A ponte e o trilho estão acoplados por meio do lastro ou sistema de fixadores no caso de via lastrada e via rígida, respectivamente. O lastro pode ser modelado como um suporte elástico contínuo de rigidez distribuída c . O valor da rigidez de interface entre o trilho e a estrutura depende de se a via é carregada ou não:

$$\begin{aligned} c_u [kN/m^2] & \text{ para via descarregada} \\ c_l [kN/m^2] & \text{ para via carregada} \end{aligned} \quad (4.1)$$

A vinculação elástica entre a ponte e o trilho pode ser visualizada como uma interface sujeita a um deslocamento diferencial u_D tal como se mostra na Figura 4.1

$$\begin{aligned} u_D &= u_R - u_B \text{ para } |u_R - u_B| < \tilde{u} \\ u_D &= \text{sign}(u_R - u_B) \tilde{u} \text{ para } |u_R - u_B| \geq \tilde{u} \end{aligned} \quad (4.2)$$

onde u_R denota o deslocamento longitudinal do trilho, u_B o deslocamento na parte superior da ponte. Uma importante característica do sistema via-estrutura é que o deslocamento do elemento da interface é restrito a um valor de $\tilde{u}$. Para valores abaixo do limite $\tilde{u}$ a relação entre o deslocamento relativo e a força de restauração pode ser considerada como linear. Onde:

$$\begin{aligned} \text{Via descarregada} : q &= -c_u u_D \\ \text{Via carregada} : q &= -c_l u_D \end{aligned} \quad (4.3)$$

O parâmetro $\pm \tilde{u}$ denota o deslizamento do trilho em relação ao lastro ou suporte de concreto. A lei do comportamento da rigidez não linear da via lastrada e rígida é apresentada na Figura 4.2. A ilustração mostra que, ao deslocamento relativo entre o trilho e a estrutura da ponte lhe corresponde uma força longitudinal de restauração $\tilde{q}$, assim:

$$q = \tilde{q} = -c \cdot \text{sign}(u_R - u_B) \tilde{u} \quad \text{para } |u_R - u_B| \geq \tilde{u} \quad (4.4)$$

A equação anterior é válida somente para sistemas de via-estrutura que não tenham sofrido deformação previa.

Figura 4.2 - (a) Lei não linear da resistência da via para o trilho UIC60, (b) definição da capacidade de deformação (Adaptado de Ruge et al, 2009)

Influência do histórico de carregamentos

A diferença de deslocamento $(u_R - u_B)$ obtido produto da mudança de temperatura mostra-se na Figura 4.3. Baseado na resposta da deformação relativa u_D o trilho pode ser dividido em regiões onde o acoplamento elástico à ponte é mantido e onde desliza em relação ao elemento de acoplamento. O primeiro deles pode ser referido como região com comportamento elástico e o outro com comportamento plástico. Dependendo do estado de deformação do elemento de acoplamento há uma capacidade de deformação restante k disponível para o subsequente caso de carga prosseguir dentro do regime elástico. Na Figura 4.2b ilustra-se o caso de deformação relativa positiva $0 < u_D < +\tilde{u}$. Os termos k_r e k_l denotam a capacidade para uma possível deformação adicional positiva e negativa z_D do elemento de acoplamento. Esta pode ser calculada com as seguintes expressões:

$$\begin{aligned} k_r &= \tilde{u} - u_D \\ k_l &= -\tilde{u} - u_D \end{aligned} \quad (4.5)$$

Na equação 4.6, define-se os limites para os termos k_r e k_l , cuja soma dos seus valores absolutos mantem-se constante.

$$\begin{aligned} -2\tilde{u} &\leq k_l \leq 0, \quad 0 \leq k_r \leq 2\tilde{u} \\ |k_l| + k_r &= 2\tilde{u} \end{aligned} \quad (4.6)$$

Na Figura 4.3 nota-se que a capacidade de deformação positiva e negativa esta limitada em uma faixa de largura $2\tilde{u}$. O caso de carga seguinte permanece no regime elástico se a deformação relativa $z_D = z_R - z_B$ do elemento de acoplamento

se encontra dentro desta banda. Caso contrário plastifica, isto é, o trilho desliza em relação ao elemento de acoplamento. O z_R denota o deslocamento adicional do trilho, z_B denota o deslocamento adicional na parte superior do tabuleiro da ponte.

$$\begin{aligned} k_l \leq z_D \leq k_r &\rightarrow \text{elástica} \\ z_D < k_l, z_D > k_r &\rightarrow \text{plástica} \end{aligned} \quad (4.7)$$

Se o caso de carga procede plasticamente, as forças de restituição atuantes no trilho q podem ser estimadas pela equação 4.8.

$$\begin{aligned} q &= -k_r \cdot c \quad \text{para } z_R - z_B \geq 0 \\ q &= |k_l| \cdot c \quad \text{para } z_R - z_B < 0 \end{aligned} \quad (4.8)$$

No caso de deformações adicionais positivas do elemento de acoplamento, a capacidade de deformação k_r é usada para determinar q , caso contrário é usada a deformação k_l . A partir das equações 4.5 e 4.8 pode-se escrever a equação 4.9 que permite derivar a formulação de rigidez exata para cargas longitudinais.

$$\begin{aligned} q &= (u_D - \tilde{u})c \quad \text{para } z_R - z_B \geq 0 \\ q &= (u_D + \tilde{u})c \quad \text{para } z_R - z_B < 0 \end{aligned} \quad (4.9)$$

Figura 4.3 - (a) Deslocamento relativo ($u_R - u_B$), (b) deslocamento u_D no elemento de interface e (c) capacidade de deformação elástica (Adaptado de Ruge et al, 2009)

4.3 Aspectos regulamentares da análise de interação via - estrutura

Neste item, pretende-se sintetizar os principais aspectos regulamentares do estudo do fenômeno de interação via-estrutura, baseados principalmente na norma Eurocode EN1991-2 (2003) e a ficha UIC-774-3-R (2001). Nelas são fixadas as condições básicas exigíveis para a análise de interação via-estrutura, de forma a controlar as tensões nos trilhos e sua necessidade de impor aparelhos de dilatação caso necessário; controlar o deslocamento absoluto tanto na ponte quanto no trilho e o deslocamento relativo entre eles, com a finalidade de garantir a estabilidade da via. Uma análise apropriada e próxima à realidade do fenômeno de interação via-estrutura pode levar a uma economia significativa no projeto de pontes para linhas de alta velocidade.

4.3.1 Comportamento da via sobre aterro

O comportamento do Trilho Longo Soldado sob o efeito de temperatura é apresentado na Figura 4.4. Nos extremos apresenta uma região de dilatação com comprimento aproximado de 150 m e na zona central a expansão e a contração são completamente impedidas. Os aparelhos de dilatação que permitem sua livre movimentação na final do trilho tem uma variação de abertura de 50 mm.

Figura 4.4 - Comportamento do TLS sob o efeito de variação de temperatura (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)

Na Figura 4.4, α denota o coeficiente de dilatação térmica, E o módulo de elasticidade, A é a área transversal do trilho e ΔT é a variação de temperatura no trilho relativo à temperatura de referência.

Ao longo da via, seções especiais podem aparecer e provocar efeitos adicionais que influenciam a resposta da via, entre eles as descontinuidades do TLS, a deformação nas pontes e as partes finais dos túneis devido à diferença de exposição à temperatura do ambiente. Em alguns casos, onde a tensão no trilho é

muito alta, estes tem que ser cortadas e devem ser implementados aparelhos de dilatação térmica.

4.3.2 Efeito da ponte na via

A ponte, ao estar sujeita a deformações e movimentos constantes introduz à via com TLS significativos níveis de tensão e deformação. Isto é, qualquer força ou deslocamento que atue em um deles induz forças ao outro, produzindo-se assim a interação entre eles. Segundo o Eurocode EN1991-2 (2003), a tensão adicional permitida nos trilhos devido à combinação das respostas da estrutura e a via para ações variáveis deve ser limitado a os seguintes valores: 92 MPa e 72 MPa para tração e compressão, respectivamente. Estes limites são aplicáveis a: trilhos UIC 60; vias de TLS; a aços de resistência última de ao menos 900 MPa; vias com raio de curvatura maior a 1500 m; vias lastradas bem consolidadas com espessura no menor de 30 cm e com dormentes com espaçamento máximo de 65 cm. Quando as cargas são aplicadas à via, parte destas é transmitida ao tabuleiro (Figura 4.5).

Figura 4.5 - Tensão no trilho devido às cargas atuantes e transmissão destas à ponte (adaptado de Ramondenc et al., 2007)

4.3.3 Fatores que influenciam no fenômeno de interação via-estrutura

Os fatores podem ser classificados em parâmetros da ponte e parâmetros da via.

4.3.3.1 Parâmetros da ponte

Os principais parâmetros da ponte que influem no estudo da interação via-estrutura são: o arranjo estático, o comprimento de dilatação, o comprimento do vão, a rigidez dos apoios, a rigidez a flexão e a altura do tabuleiro.

O arranjo estático da ponte é definido pela disposição dos componentes do sistema via-ponte, entre elas o número de tabuleiros, o número de apoios por

tabuleiro, a posição dos apoios móveis e fixos, o comprimento do vão e a disposição dos aparelhos de dilatação. Na figura 4.6 ilustram-se casos típicos de arranjo de pontes.

Figura 4.6 - Casos típicos de arranjo estático de pontes (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)

O comprimento de dilatação pode ser definido como a distância entre o ponto central térmico (fixo) e uma extremidade do tabuleiro. O ponto térmico central depende da posição e o tipo de apoio, conforme se observa na Figura 4.7.

Figura 4.7 - Comprimentos de dilatação (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)

O comprimento do vão tem influência porque as cargas verticais geram deslocamentos longitudinais. Quanto maiores são as cargas e o comprimento da ponte, mais relevantes são os efeitos de interação.

Quantificar apropriadamente a rigidez horizontal dos apoios é importante porque é o fator que mais influencia os deslocamentos horizontais do tabuleiro. A rigidez do apoio, incluindo a fundação, pode ser definida por: $K = H / \sum \delta_i$, onde H representa a força horizontal e δ_i é dado por $\delta_i = \delta_p + \delta_\varphi + \delta_h + \delta_a$. O deslocamento no topo do pilar devido ao deslocamento elástico é denotado por δ_p , o deslocamento devido à rotação da fundação é dado por δ_φ , o deslocamento devido ao movimento da fundação é dado por δ_h e o deslocamento relativo do aparelho de apoio é dado por δ_a . O deslocamento total é determinado ao nível do aparelho do apoio ou ao nível em que o outro conjunto estrutural se conecta ao apoio, tal como se ilustra na Figura 4.8.

Figura 4.8 - Fatores que influenciam a rigidez do apoio (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)

O efeito de interação depende principalmente da rigidez do tabuleiro e da posição da linha neutra h_{cg} , também depende da rigidez elástica do suporte K_h e a altura do tabuleiro h (Figura 4.9). Pesquisas realizadas por Ramondenc et al. (2007) indicam que as cargas verticais transmitidas pelo trem à via, geram tensões no trilho, as quais variam em função da rotação nas extremidades da ponte, para o caso de pontes simplesmente apoiados se cumpre $F_2 < F_1$.

Figura 4.9 - Efeitos da carga vertical no tabuleiro e no trilho (adaptado de Ramondenc et al., 2007)

4.3.3.2 Parâmetros da via

Dentre os parâmetros que influenciam no comportamento da via temos a seção transversal do trilho e a resistência da via. Esta última depende de vários outros fatores entre eles: o estado de carga (carregada ou descarregada), se a via é lastrada ou não, a forma em que a via é instalada e mantida, os defeitos que apresentam, as cargas verticais e a frequência com que são aplicadas ao trilho.

A resistência da via a deslocamentos longitudinais é função do deslocamento relativo entre o trilho e o tabuleiro. Esta resistência aumenta rapidamente para pequenos deslocamentos, mas permanecem constantes uma vez que os deslocamentos atingem certa magnitude. A resistência longitudinal é maior para vias carregadas do que descarregadas, sendo um fator importante

quando o lastro é congelado ou no caso de vias sem lastro. Para fins de cálculo simplificado a curva ilustrada na Figura 4.10a pode ser substituída por uma função bilinear tal como se mostra na Figura 4.10b, onde a resistência é expressa como função do deslocamento relativo da interface via-estrutura.

Figura 4.10 - (a) Resistência longitudinal da interface via-estrutura (b) Função bilinear do comportamento da interface via-estrutura (adaptado de UIC-774-3-R, 2001).

Segundo a ficha UIC-774-3-R (2001), para uma via lastrada o deslocamento $\tilde{u}$ adota os seguintes valores: $\tilde{u} = 0.5\text{ mm}$ para a resistência de deslizamento do trilho em relação aos dormentes e $\tilde{u} = 2\text{ mm}$ para a resistência do dormente em relação ao lastro. A resistência plástica em uma via não carregada adota um valor de $q = 12\text{ kN/m}$ e $q = 20\text{ kN/m}$ para um estado de manutenção moderada e boa, respectivamente. Em via carregada a resistência da interface adota o valor de $q = 60\text{ kN/m}$.

Para o caso de vias não lastradas, o deslocamento $\tilde{u}$ assume um valor de $\tilde{u} = 0.5\text{ mm}$ e uma resistência de $q = 40\text{ kN/m}$ para uma via não carregada e $q = 60\text{ kN/m}$ para uma via carregada.

4.3.4 Ações a considerar no fenômeno de interação via-estrutura

As ações a considerar são aquelas que causam deslocamentos relativos entre a via e o tabuleiro, entre elas a deformação térmica apenas do tabuleiro no caso do TLS, ou a deformação térmica do tabuleiro e o trilho, quando existe um dispositivo de dilatação térmica; as forças horizontais de aceleração e frenagem; a rotação nos apoios, como resultado da deflexão do tabuleiro devido à ação das cargas verticais de tráfego; a deformação da estrutura devido à retração e fluência

do concreto; o deslocamento longitudinal dos apoios e a deformação da estrutura devido à influência do gradiente térmico. Segundo Ramondenc et al. (2007), as deformações produto das ações de longa duração (retração e fluência) podem ser desprezadas porque são dissipadas durante a manutenção da via.

A variação da temperatura na estrutura da ponte ΔT , afeta a variação das forças normais no trilho e o deslocamento longitudinal da ponte conforme se ilustra na Figura 4.11. Para o caso de uma viga simplesmente apoiada a força horizontal no apoio pode ser definida por $F = K_h u_1 = -F_1 - F_2$; $u_2 - u_1 = \alpha L \Delta T$.

Figura 4.11 - Efeitos da temperatura no tabuleiro e no trilho (adaptado de Ruge & Birk, 2006)

A temperatura da ponte e do trilho deve variar $\pm 35^\circ\text{C}$ e $\pm 50^\circ\text{C}$ em relação à temperatura de referência respectivamente. A diferença de temperatura entre o tabuleiro e a via não deve exceder $\pm 20^\circ\text{C}$ (em vias com dispositivos de dilatação). No caso de TLS a variação de temperatura na via não causa deslocamentos, portanto não tem efeito significativo na interação via-estrutura.

As forças de frenagem e aceleração aplicadas no topo do trilho assumem-se distribuídas em um comprimento de L_f . Para cargas de aceleração a norma sugere um valor de $q_{lak} = 33\text{kN/m}$ por via, com uma força resultante de $L_f \cdot q_{lak} \leq 1000\text{kN}$, e para cargas de frenagem um valor de $q_{lbk} = 20\text{kN/m}$ por via, com $L_f \cdot q_{lbk} \leq 6000\text{kN}$ para dimensionamentos com base nos modelos LM71 e SW/0. Para o caso de dimensionamentos com base no modelo SW/2 o força de frenagem adota o valor de $q_{lbk} = 35\text{kN/m}$. Os valores estabelecidos na norma são aplicáveis a todo tipo de vias tipo TLS, com juntas com e sem dispositivos de dilatação. As forças de aceleração e frenagem devem ser combinadas com suas correspondentes cargas verticais. No caso de pontes com duas ou mais vias, as forças de aceleração de uma via devem ser adicionados às forças de frenagem do outro. Apenas duas vias precisam ser consideradas nas análises. A Figura 4.12 apresenta a distribuição das forças horizontais ao longo da estrutura, na que $F = K_h u = -F_b - F_1 - F_2$.

Figura 4.12 - Efeitos de frenagem e aceleração no trilho (adaptado de Ramondenc et al., 2007).

Em relação às cargas verticais (modelo LM71), estas podem ser fracionadas de modo a obter solicitações mais desfavoráveis nos componentes do sistema via-estrutura. Isto é, que as cargas podem ser aplicadas: só no tabuleiro; no aterro de ambos os lados da ponte ou no aterro de um único lado da ponte.

4.3.5 Critérios de dimensionamento

Para o cálculo da reação total do apoio e a fim de verificar a tensão global no trilho em relação aos valores admissíveis, o Eurocode estabelece a seguinte combinação de efeitos de carga:

$$\Sigma R = \alpha R(\Delta T) + \beta R(\text{Frenagem}) + \gamma R(\text{Flexão}) \quad (4.10)$$

onde os coeficientes α , β e γ são fatores de combinação que geralmente adotam um valor de 1.

As tensões admissíveis nos TLS foram indicadas no item 4.3.2.

Em relação aos deslocamentos admissíveis do sistema via-estrutura, a norma estabelece um deslocamento relativo máximo entre o trilho e o tabuleiro de 4 mm sob forças de tração e frenagem. Sob as mesmas forças, o deslocamento horizontal absoluto do tabuleiro deve ser inferior a $\pm 5 \text{ mm}$, se o trilho for contínuo em uma ou em ambas as extremidades da ponte. No caso de TLS em vias lastradas com dispositivos de dilatação, o deslocamento máximo horizontal permitido do tabuleiro sob as mesmas cargas é de 30 mm.

As rotações nas extremidades do tabuleiro também devem ser verificadas de modo a garantir a estabilidade do lastro quando submetido a cargas verticais. No caso de TLS em vias lastradas, o deslocamento permitido entre o topo do tabuleiro e o aterro na região dos encontros, ou entre o topo de dois tabuleiros consecutivos deve ser menor do que 8 mm.

O ideal é evitar os dispositivos de dilatação na via. No entanto, se a tensão adicional no trilho ou os deslocamentos acima indicados ultrapassarem os valores permitidos, deve ser inserido um dispositivo de dilatação em uma das extremidades do tabuleiro. A localização de um suporte fixo no meio do tabuleiro pode ser outra forma de permitir acrescentar o comprimento de um TLS sem que precise levar dispositivos de dilatação. O comprimento máximo de um tabuleiro com TLS sem dispositivo de dilatação deve ser 60 m para pontes de aço e 90 m para estruturas de concreto em vias lastradas. No caso de vias não lastradas, uma avaliação específica deve ser feita.

4.3.6 Critérios para a modelagem numérica

Para estudar o comportamento do sistema via-estrutura deve realizar-se uma série de análises não lineares, considerando as ações térmicas no tabuleiro, os dispositivos de dilatação no trilho, assim como as cargas verticais e as forças de aceleração e de frenagem. Na Figura 4.13 ilustra-se um esquema estrutural para a modelagem numérica da interação via - estrutura, que consigna as simplificações adotadas para representar os componentes da ponte, entre elas a representação do tabuleiro, a conexão do tabuleiro com o trilho e os apoios, e a representação das condições de contorno.

Figura 4.13 - Diagrama estrutural para a análise de interação via-estrutura (adaptado de UIC-774-3-R, 2001)

No caso da via, os parâmetros que devem ser considerados na modelagem numérica são a seção transversal do trilho e a rigidez da via com comportamento bilinear. No que se refere às ações, as que devem ser consideradas são a variação de temperatura no tabuleiro e no trilho (no caso de via com dispositivo de dilatação), as forças de frenagem e aceleração e as cargas por eixo dos trens.

Um detalhe importante na modelagem simplificada é situar com precisão os centros de gravidade tanto do trilho quanto do tabuleiro, assim como os pontos de restrição dos apoios; de modo a permitir a ligação entre os elementos da via e do tabuleiro, e estes com os apoios através de elementos rígidos.

Em pontes padrões não é necessário considerar modelos detalhados da subestrutura. A rigidez horizontal equivalente dos elementos da subestrutura pode ser obtida separadamente usando os critérios ilustrados na Figura 4.8. Para o caso de pontes especiais (tipo arco, pênsil ou treliças) a subestrutura deve ser modelada com adequada precisão.

Segundo a ficha UIC-774, os modelos da via e do tabuleiro analisados pelo método de elementos finitos devem ser discretizados com elementos menores a 2 m, o modelo também deve incluir uma extensão de via não menor de 100 m sobre os aterros adjacentes aos encontros da ponte.

Lim et al. (2003) desenvolveu modelos mais sofisticados de via em 3D para estudar a flambagem dos trilhos quando submetidos à variações de temperatura, conforme se ilustra na Figura 4.14.

Figura 4.14 - (a) Estrutura da via, (b) seção transversal, (c) vista lateral, (d-f) técnicas de modelagem para vias em 3D (adaptado de Lim et al., 2003)

O modelo proposto consiste de quatro elementos: um elemento viga com sete graus de liberdade por nó para representar o trilho, um elemento sólido

elástico com seis graus de liberdade por nó para simular o dormente, incluindo a resistência vertical e lateral do lastro, um elemento mola com dois nós para representar o sistema de fixação, e elementos mola para representar a resistência lateral e longitudinal do lastro. As análises não lineares de interação via-estrutura feitas pelo pesquisador revelaram que os modelos simplificados superestimam a verificação de estabilidade dos trilhos TLS.

Davis (2007) realizou análises de interação via-estruturas com solicitações sísmicas, para o qual teve que desenvolver modelos mais precisos e realistas, a fim de estabelecer critérios de projeto e os métodos de análise de pontes para linhas de alta velocidade. Na Figura 4.15 mostra-se um exemplo de modelagem simplificada de um viaduto submetido às ações de sismo, desenvolvida pelo pesquisador. Nela, o tabuleiro, os pilares e o trilho foram representados através de elementos viga; o ponto de contato entre a base da seção caixão e o pilar foram simulados com elementos de contato com atrito; a rigidez longitudinal do lastro foi representado através de elementos não lineares e a conexão entre elementos foi realizada através de ligações e molas com elevada rigidez.

Figura 4.15 - Modelagem simplificada de um viaduto de seção caixão (adaptado de Davis, 2007)

Da mesma forma o bloco de fundação foi modelado como um sistema rígido entre a base de cada pilar e o solo com massa concentrada no centro do bloco. A matriz de interação solo-estrutura é conformada pela interface entre a base do bloco de fundação e o solo, onde os nós do solo se constituem como as condições de contorno do modelo. Os movimentos dos solos são aplicados às condições de contorno do modelo através das matrizes de interação solo-estrutura, submetendo dessa forma a estrutura à excitação sísmica. As análises realizadas em projetos

reais de grande porte permitiram concluir que uma inadequada seleção do método de análise de interação via-estrutura pode levar a sobrestimar as respostas, trazendo como consequência um dimensionamento antieconômico.

4.4 Modelagem numérica da interação via - estrutura

Neste item realiza-se a análise dinâmica considerando a interação veículo-via-ponte de casos de referência da ficha UIC-774-3-R (2001). Estuda-se o efeito dos parâmetros, tais como: o comprimento do vão, a tipologia da ponte, a rigidez horizontal dos apoios e a variação de temperatura em combinação com as cargas dinâmicas provenientes da resposta do veículo, na resposta do sistema. A análise de interação é realizada através do aplicativo AIVE considerando a lei bilinear elasto-plástica da interface via-estrutura. A resistência da interface é representada através de elementos de mola não linear e de atrito de modo que sua resposta seja função direta da posição e das cargas do veículo. Esta forma de modelagem baseia-se no modelo numérico proposto por Delgado (2013). Antes de efetuar o estudo paramétrico das pontes realiza-se a validação do comportamento dos elementos que simulam a interface via-estrutura e um exemplo de interação desenvolvido por Sanguino & Requejo (2007) e Delgado (2013).

4.4.1 Validação do modelo numérico de interação via-estrutura

A validação do modelo numérico é feito através do caso de referencia E1-3 apresentado na ficha UIC-774. Em seguida os resultados obtidos são comparados com as respostas obtidas por Sanguino & Requejo (2007) e Delgado (2013).

O caso de referência E1-3 analisado corresponde a uma ponte biapoiada com um comprimento de vão de 60 m, uma altura total do tabuleiro de 6 m e com uma distância da base ao centro de gravidade de 4.79 m. A seção transversal do tabuleiro tem uma área de 0.74 m^2 , momento de inércia de 2.59 m^4 , módulo de elasticidade de 210 GPa e coeficiente de dilatação térmica igual a $1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$. No apoio esquerdo a ponte apresenta um apoio elástico horizontal $K_h = 600 \times 10^3 \text{ kN/m}$. Para o trilho adota-se uma seção transversal de 0.0153 m^2 , um momento de inércia de $6.11 \times 10^{-5} \text{ m}^4$, modulo de elasticidade de 210 GPa e um coeficiente de dilatação térmica igual a $1.2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$. Na Figura 4.16 apresenta-se a seção transversal da ponte em estudo e um detalhe do modelo simplificado da estrutura.

Figura 4.16 - Seção transversal do tabuleiro e parte do modelo simplificado da ponte.

O modelo numérico foi desenvolvido no programa ABAQUS e compreende a modelagem do tabuleiro, dos aparelhos de apoio, da via e da interface via-estrutura conforme se mostra na Figura 4.17. Na modelagem foi considerada uma extensão de via de 300 m a cada lado dos encontros de modo a simular a via, na entrada e na saída da ponte. O tabuleiro e o trilho foram modelados através de elementos viga B23 discretizados a cada 0,50 m; a via foi disposto ao nível do centro de gravidade dos trilhos e o tabuleiro coincide com o centro de gravidade da seção transversal. Os apoios foram posicionados na face inferior do tabuleiro. Em um dos apoios, a rigidez horizontal foi simulada através do elemento SPRING2.

Figura 4.17 - Modelo do sistema via-estrutura com elementos ELASTIC/PLASTIC (E/P).

A ligação entre os elementos da via e o tabuleiro, e este com os pontos de apoio da ponte foram modelados através de elementos viga B23 com rigidez elevada. Da mesma forma, os elementos de interface foram simulados através de conectores CONN2D2 com comportamento elasto-plástico, onde o deslocamento relativo correspondente ao início da plastificação se dá em $\tilde{u} = 2 \text{ mm}$, para uma resistência longitudinal de 20 kN/m e 60 kN/m por metro em vias descarregadas e carregadas, respectivamente. Na Figura 4.18a apresenta-se um modelo conceitual ilustrando como o comportamento do conector interagem um com o outro.

Figura 4.18 - Ilustração conceitual do comportamento do conector CONN2D2, (b) Comportamento não linear do conector definido como dados tabulares (adaptado de ABAQUS, 2012)

Várias definições são permitidas para o mesmo tipo de comportamento do conector CONN2D2. A maioria dos comportamentos (atrito, parar/bloquear GAP, elasticidade, amortecimento) atuam em paralelo. Modelos de plasticidade são sempre definidos em conjunto com definições elásticas ou rígidas. A degradação devido aos danos pode ser especificada isoladamente para a resposta elasto-plástica (E/P) ou rígido-plástica, ou para toda a resposta cinética. O comportamento a falha pode ser aplicado a toda a resposta do conector (ABAQUS, 2012).

A definição do comportamento do conector é frequentemente feita através de dados tabulares, na que são consignados a elasticidade linear, não linear, o endurecimento isotrópico, etc. Na Figura 4.18b se mostra os dados dos pontos que formam a curva não linear do modelo constitutivo.

A fim de validar e compreender o comportamento do conector elasto-plástico (E/P) foi realizado uma análise de um elemento de comprimento unitário muito simples, com apoio fixo em um dos extremos e apoio móvel no outro (Figura 4.19a)

Figura 4.19 - (a) Lei bilinear atribuído ao elemento elasto-plástico E/P, (b) histórico de deslocamento $U(t)$ aplicado ao elemento.

No elemento E/P considerou-se uma função bilinear com uma parte elástica com rigidez $K=10000$ kN/m e uma parte plástica com força limite de 10 kN, conforme se ilustra na Figura 4.19a. No extremo móvel aplicou-se um histórico de deslocamento na direção do elemento $U_{(t)}$, de modo a visualizar a forma de processamento da carga e descarga. Através de histórico de carregamento é possível introduzir varias ações com diferentes intensidades ao longo do tempo, conforme se mostra na Figura 4.19b. A duração do tempo do histórico de deslocamento adotado não é real, sendo apenas um artifício para aplicar a variação da carga em uma análise estática.

Na Figura 4.20a apresenta-se a variação de força no conector resultante da análise estática. A força axial cresce gradativamente enquanto o deslocamento é inferior a 1 mm, para deslocamento superiores a este valor a resistência da interface chega ao seu limite de 10 kN. A análise também mostra que a resposta do conector para deslocamentos negativos é similar aos deslocamentos positivos.

Figura 4.20 - Elemento E/P: (a) Variação da força axial (b) relação força-deslocamento.

Na Figura 4.20b mostra-se a relação força-deslocamento obtida a partir da combinação das respostas do elemento. No gráfico observar-se que a carga cresce linearmente até atingir o limite da força de 10 kN para um deslocamento de 1 mm, para deslocamentos superiores a este valor a carga se mantém constante. Com a diminuição dos deslocamentos, o conector sofre uma descarga paralela à reta de carga, mas voltam a crescer apenas os deslocamentos se incrementam. A descarga se dá linearmente à medida que o deslocamento tende a diminuir até atingir uma força negativa de -10 kN. Respostas similares foram obtidas no estudo feito por Delgado (2013) usando o programa ANSYS.

Uma vez validado o funcionamento do elemento elasto-plástico (E/P), as respostas da análise do exemplo de referência E1-3 foram comparadas com os valores obtidos por Sanguino & Requejo (2007) e Delgado (2013). As ações aos que a ponte foi submetida são: a variação de temperatura no tabuleiro de $+35^{\circ}\text{C}$, a sobrecarga uniformemente distribuída do trem tipo LM71 (80 kN/m) e a força de frenagem de 20 kN/m, estes últimos aplicados em uma extensão de 300 m (Ver Figura 4.17), conforme recomendação da norma Eurocode.

Na Figura 4.21 mostra-se a variação da tensão normal nos trilhos ao longo da extensão para diferentes ações acima indicadas. As tensões foram calculadas separadamente. Observa-se que existe concentração de tensões de tração e compressão no apoio fixo e móvel, respectivamente.

Figura 4.21 - Variação da tensão normal nos trilhos ao longo da distância.

Na Figura 4.22 apresentam-se os deslocamentos horizontais absolutos obtidos no trilho e no tabuleiro; e o deslocamento relativo entre o tabuleiro e os trilhos, para as ações aplicadas à estrutura. Nos gráficos, pode-se perceber que os maiores deslocamentos relativos obtidos na interface via-estrutura são devido à ação da temperatura, portanto acrescentam a probabilidade de plastificação dos conectores da interface, afetando indiretamente a rigidez na direção vertical do sistema via-estrutura. Esta é uma das razões pelas quais nesta pesquisa foi feito um estudo paramétrico, dando maior ênfase ao efeito da temperatura na resposta dinâmica das pontes em combinação com a ação das cargas móveis.

Na Tabela 4.1 apresenta-se um resumo dos valores máximos das tensões no trilho (σ), a reação horizontal no apoio fixo (R_H), os deslocamentos absolutos no tabuleiro (δ_t) e os deslocamentos relativos na interface via-tabuleiro (δ_r).

Figura 4.22 - Deslocamento horizontal para diferentes ações: (a) sobrecarga LM71, (b) frenagem FR, (c) temperatura ΔT .

Tabela 4.1 - Resumo dos resultados obtidos na presente pesquisa.

Grandezas	Und	Ação			Σ
		LM71	FR	ΔT	
Tensão trilho (σ)	MPa	-18.33	-17.42	-29.91	-65.66
Desloc. relat. (δ_r)	m	-2.19E-03	5.60E-04	-1.63E-02	-1.79E-02
Desloc. tabul. (δ_t)	m	3.36E-03	1.83E-03	1.90E-02	2.42E-02
Reação (R_H)	kN	1010.11	-657.02	682.92	1036.01

A resposta total apresentada na Tabela 4.1 é obtida como o somatório dos efeitos usando a equação 4.10 estabelecida na norma. A Tabela 4.2 apresenta a comparação das respostas obtidas com os resultados estimados por Sanguino & Requejo (2007) e Delgado (2013).

Tabela 4.2 - Comparação de resultados com os calculados por Sanguino & Requejo (2007) e Delgado (2013)

Grandezas	Und	Σ	Delgado (2013)	Sanguino (2007)	ε_1 (%)	ε_2 (%)
Tensão trilho (σ)	MPa	-65.66	-66.13	-66.00	-0.71	-0.52
Desloc. relat. (δ_r)	m	-1.79E-02	-1.87E-02	-1.70E-02	-4.28	5.29
Desloc. tabul. (δ_t)	m	2.42E-02	2.43E-02	2.32E-02	-0.45	4.27
Reação (R_H)	kN	1036.01	1037.89	977.78	-0.18	5.96

Em geral, as respostas obtidas nesta pesquisa são bastante próximas aos obtidos por Delgado (2013), com um erro de aproximação máxima ε_1 de -4.28%.

Esta boa aproximação pode ser justificada pela similaridade nas formas de análise usando programas de elementos finitos ABAQUS e ANSYS. A comparação dos resultados com os obtidos por Sanguino & Requejo (2007) também apresentam uma boa aproximação com um erro máximo ε_2 de 5.96%. Estas duas comparações permitem validar o modelo desenvolvido nesta pesquisa.

Modelagem com elementos de contato

A análise da interação via-estrutura com o modelo anterior pode ser pouco eficiente quando se pretende obter as respostas mais desfavoráveis do sistema para as diferentes posições do veículo, uma vez que a lei constitutiva da interface via-estrutura depende da via estar carregada ou descarregada. Para isso, foi implementado um modelo combinando elementos; o elemento elasto-plástico E/P para representar o comportamento de uma via descarregada e o elemento FRICTION, cuja resistência depende da carga normal à superfície de deslizamento, para simular a via carregada. Esta forma de modelagem baseia-se na pesquisa de Sanguino & Requejo (2007).

$$F_N = F_0 + \mu N \quad (4.11)$$

Na equação 4.11 o $F_N = 60 \text{ kN/m}$ denota a resistência total da interface via-estrutura, o $F_0 = 20 \text{ kN/m}$ representa a resistência da via sem carga e o produto do coeficiente de atrito $\mu = 0.5$ com a força normal $N = 80 \text{ kN/m}$ representa o resíduo necessário para obter a resistência longitudinal da via carregada.

Na Figura 4.23a apresenta-se a modelagem do caso de estudo E1-3 com elementos E/P+FRICTION. Para simular a rigidez longitudinal da interface por metro de via, foi utilizada a combinação de elementos elasto-plásticos e elementos de contato dispostos de forma alternada, a cada 0.25 m, de modo que a distância entre os elementos do mesmo tipo seja igual a 0.50 m (Figura 4.23c). A cada elemento foi-lhe atribuída uma lei constitutiva ilustrada na Figura 4.23b, sendo que o elemento elasto-plástico E/P simula a rigidez longitudinal do lastro descarregado e o elemento FRICTION simula a rigidez residual complementar para atingir a rigidez longitudinal de uma via carregada. O elemento E/P foi definido por uma parte elástica $k_d = 10 \times 0.5 = 5 \text{ MN/m}$ e uma parte plástica com $F_{\text{máx}} = 20 \times 0.5 = 10 \text{ kN}$ que se inicia em um deslocamento relativo de 2 mm, já o elemento FRICTION foi definido por uma parte elástica $k_c = 20 \times 0.5 = 10 \text{ MN/m}$ e um $\tau_{\text{máx}} = 40 \times 0.5 =$

20 kN para a parte plástica com início em um deslocamento relativo de 2 mm. Para fins comparativos, os espaçamentos foram adotados a fim de manter a distância entre elementos do mesmo tipo, similar ao exemplo analisado anteriormente.

Figura 4.23 - (a) Modelo do sistema via-estrutura com elementos E/P+FRICION, (b) leis constitutiva dos elementos da interface, (c) comportamento da interface como função da carga vertical.

No programa ABAQUS, o contato pode ser representado por elementos unidirecionais conectados nó a nó ou por meio de superfícies. A modelagem dos elementos de contato baseia-se no modelo básico de atrito de Coulomb, a qual consiste em relacionar a tensão tangencial máxima admissível (cisalhamento) na interface e a tensão normal de contato entre os corpos, conforme se mostra na Figura 4.24a. O estado de aderência se dá quando duas superfícies em contato desenvolvem tensões tangenciais através de sua interface até certa magnitude, antes destes iniciar um deslizamento relativo um em relação ao outro. O modelo de atrito de Coulomb define esta tensão tangencial como crítica τ_{crit} , como sendo aquela em que o deslizamento da superfície começa como uma fração da força de contato, p , entre as superfícies $\tau_{crit} = \mu p$. Onde μ representa o coeficiente de atrito.

O modelo de Coulomb na sua forma geral permite definir o coeficiente de atrito em termos da taxa de deslizamento, força de contato, temperatura média da superfície no ponto de contato e outra variáveis. Dependendo do algoritmo de contato usado, este pode ser implementada com o método a rigidez (penalidade) ou o método de Lagrange (ABAQUS, 2012).

Figura 4.24 - (a) Modelo básico de atrito de Coulomb, (b) Modelo de atrito com limite de força tangencial, (c) Deslizamento elástico e a força tangencial para o atrito de aderência e deslizamento (adaptado de ABAQUS, 2012).

No modelo de atrito também se pode especificar opcionalmente um limite de tensão tangencial, independentemente da magnitude da força normal o deslizamento ocorrerá se a magnitude da tensão tangencial atinge o valor limite, conforme se ilustra na Figura 4.24b. A relação mostrada na Figura 4.24c é análogo ao comportamento de um material elasto-plástico sem endurecimento, onde k denota o módulo de elasticidade e τ_{crit} denota a tensão crítica; o estado de aderência corresponderia ao regime elástico e o deslizamento corresponderia ao regime plástico. O valor da rigidez de aderência pode refletir um comportamento especificado pelo usuário ou pode ser uma característica de restrição do método a utilizar. A fim de validar e comparar o comportamento do conector FRICTION com o elemento E/P, um modelo simples composto por estes elementos foi analisado, conforme se mostra na Figura 4.25a. A cada conector foi atribuído uma lei equivalente de comportamento não linear mostrado na Figura 4.25b. No caso do conector FRICTION, para a parte elástica foi definido um $k = 50 \text{ MN/m}$, um coeficiente de atrito $\mu = 1$ e um $\tau_{m\acute{a}x} = 50 \text{ kN}$ para a parte plástica com inicio a 1mm.

Figura 4.25 - (a) Modelo de teste dos elementos E/P+FRICTION, (b) Comportamento dos elementos conectores - Lei bilinear.

Na Figura 4.26a apresenta-se a variação da carga ao longo do tempo aplicada ao modelo de teste.

Figura 4.26 - (a) Histórico de carregamento aplicado ao modelo $P_{(t)}$, (b) deslocamentos horizontal resultante $U_{(t)}$ após análise.

Na Figura 4.26b apresenta-se o deslocamento horizontal resultante após análise, produto da força tangencial gerada pela força normal aplicada.

Figura 4.27 - Relação força-deslocamento: (a) E/P, (b) FRICTION.

Na Figura 4.27 apresenta-se a relação força-deslocamento obtidas para os elementos E/P e FRICTION. Nelas se pode observar que o conector FRICTION mostra um comportamento similar ao elemento elasto-plástico E/P, e a força tangencial é igualmente distribuída nos elementos. Com este estudo verifica-se que o conector FRICTION modela satisfatoriamente o comportamento não linear como função da carga vertical.

Uma vez validado o funcionamento do conector FRICTION, o modelo E1-3 foi submetido aos carregamentos indicados na Figura 4.23. Neste modelo a força de frenagem e as forças verticais foram aplicadas de forma simultânea. Os

resultados obtidos como o modelo com elementos FRICTION são comparados com os obtidos com elementos E/P, para verificar se as duas formas de modelagem são equivalentes, conforme se mostra na tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Comparação de resultados das duas formas de modelagem.

Grandezas	Und	LM71+FR		ε (%)	ΔT		ε (%)
		Mod.1	Mod.2		Mod.1	Mod.2	
Tensão trilha (σ)	MPa	-35.54	-36.95	-3.97	-29.91	-29.88	0.10
Desloc. relat. (δ_r)	m	-2.45E-03	-2.56E-03	-4.49	-1.63E-02	-1.63E-02	-0.25
Desloc. tabul. (δ_t)	m	5.34E-03	5.36E-03	-0.37	1.90E-02	1.90E-02	-0.05
Reação (R_H)	kN	263.35	268.71	-2.04	682.92	684.66	-0.25

Mod.1: Modelo com elementos E/P

Mod.2: Modelo com elementos E/P+FRICTION

Na Tabela 4.3 pode-se observar que os resultados da ação conjunta da frenagem e a sobrecarga nos modelos 1 e 2 apresentam ligeiras diferenças de aproximação, sendo as maiores da ordem de 3.97% e 4.49%. Esta diferença pode ser justificada pelo fato que o modelo 2 traduz rigorosamente a rigidez da interface como função da posição da carga móvel, afetando assim a tensão no trilho e nos deslocamentos do tabuleiro e da via. Em relação à variação da ação de temperatura, a diferença entre os resultados obtidos em ambos os modelos são mínimas, isto pelo fato que o modelo 2 ao não estar sujeito a cargas verticais tem comportamento similar ao modelo 1.

4.4.2 Estudo paramétrico da interação veículo-via-estrutura

O estudo que se apresenta a seguir trata de analisar a influência de alguns parâmetros e ações relevantes na resposta do sistema veículo-via-estrutura, de maneira particular, aqueles que estão vinculados com o comportamento da interface via-estrutura. Entre eles podemos citar a variação de temperatura T na estrutura da ponte, a rigidez horizontal nos apoios K_H e o efeito da incorporação das irregularidades na via.

O modelo da ponte foi adotado do estudo de referência D1-3 da ficha UIC 774, que se caracteriza por ser uma estrutura biapoiada com um vão de 45 m, uma altura de tabuleiro de 4.50 m e uma distância da base ao centro de gravidade de 3.84 m, tal como se mostra na Figura 4.28. A seção transversal do tabuleiro tem uma área de 0.64 m^2 , momento de inércia de 0.83 m^4 , módulo de elasticidade de 210 GPa e coeficiente de dilatação térmica igual a $1.0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$. De acordo com as recomendações da norma, foi considerada uma extensão de via de 100 m a cada

lado dos encontros. Para o caso do trilho, adotam-se as mesmas propriedades especificadas na análise anterior.

Figura 4.28 - Modelo do sistema veículo-via-estrutura D1-3

Para definir o comportamento longitudinal da interface via-estrutura adota-se uma via com manutenção boa, cuja lei bilinear foi definida na análise anterior, idênticos quanto a forma de modelagem, a discretização e os tipos de elementos. A rigidez vertical da interface via-estrutura foi determinada a partir das propriedades do lastro e a característica da via, assumindo o valor de 145 MN/m. Este valor foi estimado para uma altura de lastro de 0.35 m, dormentes espaçados a cada 0.50 m com largura de 2.60 m e o módulo de elasticidade $E_{lastro} = 145 \text{ MPa}$ (UIC 719R, 2008).

Para representar o modelo do veículo, foram utilizadas as propriedades da locomotiva do trem X2000, cujas características estão descritas na Tabela 3.1 do Capítulo 3 da presente tese. A locomotiva é composta por quatro eixos cada um com 182.5 kN. As primeiras duas frequências que contribuem na resposta dinâmica do veículo são de 1.505 Hz e 2.01 Hz conforme já foi mostrado na Figura 3.28. A velocidade de passagem do veículo considerada na análise foi de $v = 250 \text{ km/h}$. Para fins de análise dinâmica, considera-se que o veículo começa a se deslocar sobre a ponte 10 m antes e depois dos encontros, fazendo um percurso total de 65 m, que permitirá visualizar a resposta dos elementos que estão fora da ponte. O incremento de tempo nas integrações numéricas foi tomado igual a $\Delta t = 0.001 \text{ s}$.

Efeito da temperatura na resposta do sistema veículo-via-estrutura

Neste estudo paramétrico assume-se que o trilho não apresenta aparelhos de dilatação térmica, portanto a variação de temperatura será aplicada apenas no tabuleiro como sugere a norma para estes casos $T = \pm 35^\circ$. A análise também realiza uma verificação para valores intermediários e superiores aos indicados pela norma, isto é, para temperaturas iguais a $T = [-35^\circ, 0^\circ, 17.5^\circ, 35^\circ, 52.5^\circ]$. O valor

adotado para a rigidez horizontal do apoio esquerdo da ponte é igual a $K_H = 90MN/m$.

Na Figura 4.29a apresenta-se a variação do deslocamento vertical no ponto meio do vão devido à ação inicial da temperatura no tabuleiro. Nela se pode observar que este ponto tem um comportamento não linear, isto é devido principalmente ao fato da temperatura alterar ligeiramente a rigidez vertical e horizontal da interface via-estrutura. Esta condição inicial certamente influi nos deslocamentos máximos e mínimos durante a passagem do veículo, tal como se observa na Figura 4.29b.

A fim de verificar a taxa de variação da rigidez da interface via-estrutura devido apenas à carga móvel, na Figura 4.30a apresenta-se a comparação dos deslocamentos obtidos no meio do vão após extrair os deslocamentos iniciais causados pela temperatura. No gráfico observa-se que os deslocamentos são praticamente iguais, o que significa que a rigidez da interface após o efeito da temperatura é pouco alterada pela ação da carga móvel. Em relação à resposta da aceleração, as análises mostraram que a temperatura de, por si só, não gera acelerações na ponte como era o esperado.

Figura 4.29 - Deslocamento vertical no meio do vão: (a) devido a ação inicial de temperatura no tabuleiro, (b) histórico devido à temperatura inicial e a passagem do veículo.

Na Figura 4.30b apresenta-se as acelerações geradas devido à passagem da carga móvel para diferentes condições iniciais de temperatura. Os resultados mostram que a temperatura inicial não tem influência significativa na resposta das acelerações.

Figura 4.30 - Resposta no meio do vão considerando apenas a ação do veículo e desconsiderando a ação inicial da temperatura: (a) deslocamento, (b) aceleração.

A análise espectral realizada às acelerações permite constatar que a resposta dinâmica é provavelmente dominada pela contribuição do primeiro modo de vibração do veículo, isto se verifica pela importância do pico com frequência próxima de 1.50 Hz, que aparece na Figura 4.31. Dentro da faixa de frequências que também contribuem na resposta do sistema pode-se considerar o primeiro modo de vibração da ponte igual a 1.85 Hz.

Figura 4.31 - Auto espectro das acelerações no meio do vão da ponte.

Uma forma de quantificar o efeito da temperatura nos componentes da via é realizando uma verificação dos deslocamentos horizontais absolutos e relativos no trilho e no tabuleiro. Na Figura 4.32a apresenta-se, de modo ilustrativo, a variação do deslocamento horizontal dos trilhos para cada instante de tempo devido à ação da temperatura de 35°C e a passagem do veículo, sendo que o eixo vertical representa os deslocamentos, o eixo da distância representa o posicionamento dos elementos do sistema via-estrutura em relação ao ponto de partida do veículo na posição zero. Nas distâncias 10 m e 55 m estão localizados os apoios do tabuleiro.

A duração da passagem do veículo na ponte é representada pelo eixo do tempo. Esta forma de gráfico também será adotada nas próximas análises.

Figura 4.32 - Deslocamento horizontal nos trilhos para uma temperatura de 35°C e a passagem do veículo: (a) para cada instante de tempo (b) envoltórias.

A partir do histórico de deslocamentos é possível estimar o deslocamento inicial provocado pela ação da temperatura, e os deslocamentos máximos e mínimos devido à ação combinada da temperatura e a carga móvel, conforme se mostra na Figura 4.32b. Segundo esta o deslocamento horizontal máximo acontece quando o veículo se encontra passando a metade do vão da ponte, no instante $t = 0.65$ s.

Na comparação dos deslocamentos horizontais obtidos ao longo do trilho para diferentes variações de temperatura, pode-se observar que os trilhos que se localizam perto do apoio com rigidez longitudinal sofrem deslocamentos mínimos e tendem a deformar-se mais à medida que se afastam deste apoio. Os deslocamentos horizontais máximos acontecem aproximadamente nos dois terços do vão da ponte, conforme se mostra na Figura 4.33. Os deslocamentos absolutos do trilho são mais susceptíveis à ação da temperatura, como o esperado, e tendem a crescer proporcionalmente com o incremento de temperatura (Figura 4.33a). Na Figura 4.33b apresenta-se a envoltória dos deslocamentos horizontais no trilho devido à ação combinada da temperatura e a carga móvel. Neste gráfico pode-se ver que a carga móvel representa apenas um acréscimo na ordem dos 12.5% nos deslocamentos em relação aos obtidos devido à ação da temperatura. O efeito isolado da carga móvel nos deslocamentos horizontais pode ser também verificado na Figura 4.33b quando a temperatura é nula; que não necessariamente segue o

padrão da deformada gerada pela ação combinada. Para temperaturas negativas, os deslocamentos obtidos têm a mesma magnitude, mas com sinal invertido.

Figura 4.33 - Deslocamento horizontal nos trilhos: (a) para diferentes condições iniciais de temperatura, (b) envoltórias devido a ação da temperatura e a carga móvel.

Na Figura 4.34a apresenta-se também de modo ilustrativo, o histórico dos deslocamentos horizontais do tabuleiro para cada instante de tempo devido à ação da temperatura de 35°C e a carga móvel. O fato de temperatura atuar diretamente no tabuleiro, faz que este apresente deslocamentos superiores aos obtidos nos trilhos, sendo os pontos extremos do tabuleiro os mais susceptíveis à ação da temperatura e a carga móvel, conforme a envoltória de deslocamentos horizontais mostrados na Figura 4.34b.

Figura 4.34 - Deslocamento horizontal no tabuleiro para uma temperatura de 35°C e a passagem do veículo: (a) para cada instante de tempo (b) envoltórias.

A comparação de deslocamentos horizontais no tabuleiro para diferentes variações de temperatura permite constatar que a magnitude dos deslocamentos

horizontais no tabuleiro crescem à medida que a temperatura aumenta. Maiores deslocamentos horizontais ocorrem no apoio móvel, conforme se ilustra na Figura 4.35. O acréscimo dos deslocamentos horizontais gerados pela ação dinâmica da carga móvel representa aproximadamente 10% dos deslocamentos horizontais devido à variação por temperatura (Figura 4.35b).

Figura 4.35 - Deslocamento horizontal no tabuleiro: (a) para diferentes condições iniciais de temperatura, (b) envoltórias devido a ação da temperatura e a carga móvel.

Na Figura 4.36 apresentam-se a variação da tensão normal nos trilhos para dois estados de carga. No primeiro gráfico verifica-se que a ação da carga móvel, sem considerar temperatura, gera maiores solicitações de tração e compressão sobre o apoio com rigidez longitudinal e a dois terços de vão da ponte na ordem de $\pm 10\text{MPa}$, quando o veículo se encontra passando no meio do vão da ponte. Já para ação combinada da temperatura a 35°C e a carga móvel a tensão normal nos trilhos se incrementa consideravelmente até atingir a tensão de $\pm 40\text{MPa}$, tal como se ilustra na Figura 4.36b.

Figura 4.36 - Tensão no trilho: (a) devido a ação da carga móvel, (b) devido a ação combinada da carga móvel e a temperatura inicial de 35°C no tabuleiro.

A ação única da temperatura, de por si, gera concentração de tensões de tração e compressão nos apoios e no médio do vão da ponte, cuja intensidade é condicionada pelo aumento ou diminuição da temperatura, conforme se observa na Figura 4.37a.

Figura 4.37 - Tensão no trilho: (a) para diferentes condições de temperatura, (b) envoltórias devido à ação combinada da temperatura e a carga móvel.

As tensões originadas pela ação combinada da temperatura e o veículo permitem verificar novamente que a ação da temperatura é mais preponderante em relação à ação da carga móvel, conforme se mostra na Figura 4.37b. Similares constatações foram feitas na análise de deslocamentos nos trilhos e no tabuleiro.

A interface via-estrutura foi modelada através de dois tipos de elementos: as de resistência longitudinal (molas elasto-plásticas) para simular a condição de via descarregada e as de contato, com resistência da superfície de deslizamento dependente da carga normal, para simular a condição de via carregada. Nosso estudo paramétrico, o fato de introduzir uma temperatura inicial na estrutura tem efeito significativo na rigidez dos elementos de resistência longitudinal, tal como se observa nas Figuras 4.38 e 4.39. Para a condição inicial de temperatura com a estrutura descarregada, a contribuição da rigidez dos elementos de contato se considera nula.

Na Figura 4.38 verifica-se que a resposta da rigidez do elemento elasto-plástico é linear até uma temperatura de 17.5°C . A partir deste valor os elementos da interface tendem a se plastificar para uma força de $\pm 10\text{kN}$ nas regiões próximas aos apoios e se estendem ao centro do vão da viga à medida que temperatura aumenta.

Figura 4.38 - Efeito da temperatura na força longitudinal da interface com rigidez $q = 20 \text{ kN/m}$ (via descarregada).

Figura 4.39 - Efeito da ação combinada da temperatura com a carga móvel na força longitudinal da interface com rigidez $q = 20 \text{ kN/m}$ (Via carregada).

Na Figura 4.39 apresenta-se a resposta das forças na interface para a ação da carga móvel combinada com diferentes níveis de temperatura. Para essas simulações verifica-se que a ação da carga móvel não gera grandes mudanças na resposta das forças de resistência geradas pela ação da temperatura inicial, salvo pequenos efeitos de carga e descarga quando o veículo ingressa na ponte.

O fenômeno de plastificação dos elementos ao longo da ponte pode ser observado na Figura 4.40. A observação da Figura 4.40a permite constatar que os maiores deslocamentos relativos na interface ocorrem nos extremos da ponte e tendem a incrementar-se a medida que a temperatura aumenta. Segundo a lei bilinear imposta aos elementos elasto-plásticos do modelo, a plastificação se dá para uma força de $\pm 10 \text{ kN}$ quando o deslocamento relativo ultrapassa o valor de 2 mm, tal como se constata no envoltório de forças da interface para os diferentes níveis de temperatura e carga móvel (ver Figura 4.40b). O gráfico permite também identificar os trechos onde acontecem as plastificações, cuja extensão depende da magnitude da temperatura atuante na estrutura. Assim, por exemplo, para a temperatura de 35°C a extensão da área plastificada representa mais da metade do comprimento de vão da ponte. No entanto, para ações com temperatura nula a resposta da interface tem comportamento linear, pois o carregamento vertical não gera deslocamentos relativos na interface que superem o limite elástico.

Figura 4.40 - Envoltória de respostas da interface elasto-plástica para diferentes níveis de temperatura e carga móvel: (a) deslocamento relativo, (b) força de resistência longitudinal.

No caso da modelagem da interface com elementos de contato, o efeito da temperatura inicial é praticamente nulo, pelo fato da rigidez da interface depender da carga normal. Na Figura 4.41 apresenta-se de modo ilustrativo, o histórico dos deslocamentos relativos e as forças nos elementos de contato obtidas devido à ação da carga móvel sem considerar a temperatura. No gráfico verifica-se que os maiores deslocamentos e forças de resistência se dão na região perto do apoio como rigidez horizontal, no instante quando o veículo está aproximadamente no meio do vão da ponte.

Figura 4.41 - Efeito da ação combinada da temperatura com a carga móvel nos elementos de contato com $q = 40 \text{ kN/m}$: (a) deslocamento relativo, (b) força de resistência longitudinal.

A comparação da envolvente das forças e deslocamentos relativos nos elementos de contato para diferentes níveis de temperatura permite verificar que o efeito destas ações é mínimo, conforme se mostra na Figura 4.42, sendo que os pequenos incrementos nas respostas, provocadas pela carga móvel e o aumento

de temperatura, podem atribuir-se à mudança de rigidez do sistema gerada pela plastificação dos elementos elasto-plásticos.

Figura 4.42 - Envolvória de respostas da interface com elementos de contato para diferentes condições de temperatura: (a) deslocamento relativo, (b) força de resistência longitudinal.

Na Figura 4.42a, verifica-se também que os deslocamentos relativos nos elementos de contato não superam o limite elástico de 2 mm, por tanto para estas simulações tem comportamento linear com forças de resistência menores a 20 kN (ver Figura 4.42b). Para o elemento de contato sofrer algum tipo de plastificação este teria de ser submetido a uma força horizontal durante a passagem da carga móvel como o caso, por exemplo, da força de frenagem; carregamento que não foi considerada nas nossas análises dinâmicas.

Na Figura 4.43 apresenta-se, a título de exemplo, a relação entre a força e o seu deslocamento de três elementos elasto-plásticos posicionados na região dos apoios e no meio do vão da ponte para uma temperatura inicial de 35°C e a ação da carga móvel. Na Figura 4.43a verifica-se a variação dos deslocamentos e as forças em função da duração da passagem da carga móvel na ponte. A ação da temperatura inicial pode ser observada antes do instante zero da análise, que dependendo da posição do elemento na estrutura, esta pode gerar consideráveis deslocamentos relativos, portanto plastificar os elementos. Assim, na região do apoio com rigidez horizontal a temperatura gera deslocamentos de compressão de até -4.4 mm, trazendo como consequência a plastificação das mesmas. No entanto, quando o veículo ingressa na ponte acontece um processo de descarga (alívio) que vá desde o instante $t = 0.15s$ até $t = 0.60s$. A partir do momento que o veículo passa o meio do vão e começa a sair da ponte, o elemento que esta na

região do apoio com rigidez horizontal sofre novamente um processo de carga que ao atingir a força de -10 kN o elemento volta-se a plastificar ($t = 0.83s$). À medida que o veículo se afasta do apoio móvel, o elemento na região do outro apoio tende a descarregar novamente.

Figura 4.43 - Comportamento dos elementos elasto-plásticos ao longo da ponte: (a) histórico de deslocamentos e forças, (b) relação de força-deslocamento.

No caso do elemento que se encontra na região do meio do vão da ponte, o efeito da temperatura gera deslocamentos na interface abaixo do limite elástico, portanto tem comportamento linear. A inclusão da carga móvel à condição inicial de temperatura representa apenas em um ligeiro incremento na resposta das forças e deslocamentos relativos, sem ser suficiente para plastificar o elemento.

No caso do elemento que se encontra na região do apoio móvel, percebe-se que este tem comportamento parecido ao elemento no apoio com rigidez horizontal, mas com respostas em sentido oposto, conforme se visualiza na Figura 4.43a. Isto é, a temperatura gera forças de tração e a ação do veículo também gera efeitos de carga e descarga na interface.

Na Figura 4.43b, detalha-se o comportamento dos elementos da interface estudados. Na região dos apoios, as forças na interface aumentam linearmente até $\pm 10 \text{ kN}$ para deslocamentos de $\pm 2 \text{ mm}$, a partir deste ponto o deslocamento aumenta sob força constante. O comportamento dos elementos da interface desta primeira parte se deve basicamente à ação da temperatura, já o processo de carga e descarga paralela à reta de carregamento se dá devido à ação da passagem da carga móvel. Na região do meio do vão, para as duas ações, o elemento apresenta comportamento linear.

A análise de interação veículo-via-estrutura realizada no programa AIVE também permitiu verificar as respostas no corpo do veículo, conforme se mostra na Figura 4.44.

Figura 4.44 - Resposta dinâmica no corpo do veículo (a) deslocamentos, (b) acelerações.

Os resultados permitem constatar que os deslocamentos e as acelerações no corpo do veículo, são pouco influenciados pela ação de temperatura inicial aplicado ao tabuleiro da ponte. Isto pode ser justificado, pelo fato dos veículos disporem sistemas de suspensão primária e secundária que dissipam qualquer perturbação produto da ação de temperatura.

Efeito da rigidez horizontal do apoio K_H na resposta do sistema veículo-via-estrutura

Com este estudo, pretende-se avaliar a influência da rigidez horizontal da subestrutura no comportamento dos elementos que compõem o sistema veículo-via-ponte, considerando que este é um parâmetro com maior variabilidade, pois depende das características dos pilares, do tipo de fundação e das propriedades do solo. Para tal fim foram efetuadas múltiplas análises de interação para diferentes níveis de rigidezes, desde o mais flexível até o mais rígido, adotando os seguintes valores $K_H = 10, 30, 90, 150, 300, 600 \text{ MN/m}$. Em todas as análises aplicou-se uma temperatura inicial de 35°C ao tabuleiro, conforme aos critérios indicados no estudo paramétrico da influência da temperatura.

Na Figura 4.45a apresenta-se a variação do deslocamento no meio do vão da ponte devido à ação inicial da temperatura para diferentes valores de rigidez horizontal do apoio. A observação do gráfico permite constatar que a variação da rigidez tem considerável influência nos deslocamentos iniciais gerados pela ação

da temperatura, isto pelo fato deste alterar as condições de contorno do modelo. Esta condição inicial influi nas respostas dos deslocamentos máximos e mínimos durante a passagem do veículo, conforme se mostra na Figura 4.45b.

Figura 4.45 - Deslocamento no meio do vão para diferentes valores de K_H do apoio: (a) devido à ação da temperatura inicial, (b) devido à temperatura e a carga móvel.

A fim de verificar a resposta dinâmica no meio do vão da ponte em termos de deslocamentos e acelerações devido à ação da carga móvel, na Figura 4.46 apresenta-se a comparação destes, obtidas após extrair as respostas iniciais causadas pela ação da temperatura, para diferentes valores de rigidez horizontal. Na Figura 4.46a constata-se deslocamentos reduzidos para apoios com rigidez horizontal elevada e maiores deslocamentos para apoios como rigidez horizontal flexível. No caso das acelerações, estas são pouco susceptíveis às mudanças de rigidez horizontal do apoio, conforme se visualiza na Figura 4.46b.

Figura 4.46 - Resposta no meio do vão da ponte desconsiderando a ação inicial da temperatura: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

O efeito da variação do K_H pode ser também verificado nos deslocamentos horizontais tanto no trilho quanto no tabuleiro. Na Figura 4.47a apresenta-se a comparação dos deslocamentos horizontais nos trilhos provocados pela ação da temperatura para diferentes valores de K_H .

Figura 4.47 - Deslocamento horizontal nos trilhos para diferentes valores de K_H : (a) devido a uma temperatura inicial de 35°C, (b) envoltória devido à ação da temperatura e a carga móvel.

No gráfico anterior, constata-se que os deslocamentos horizontais nos trilhos são muito susceptíveis à variação da rigidez K_H , os quais tendem a crescer à medida que a rigidez horizontal K_H fica mais rígida, sendo que os maiores deslocamentos acontecem nos dois terços de vão da ponte.

A envoltória das repostas da análise da interação dinâmica relativos aos deslocamentos horizontais ao longo dos trilhos mostram que, quanto mais rígida é a subestrutura, maiores são os efeitos da carga móvel. Este efeito manifesta-se em um acréscimo dos deslocamentos nos trilhos em relação aos obtidos devido à ação da temperatura, tal como mostra a Figura 4.47b.

Os maiores deslocamentos horizontais no tabuleiro gerados pela ação da temperatura se concentram nos apoios, para subestruturas com rigidez lateral flexível. Para esta condição, a metade do tabuleiro apresenta alongamentos e a outra metade encurtamentos, conforme se visualiza na Figura 4.48a. No entanto à medida que o valor da rigidez K_H aumenta, boa parte do tabuleiro passa a ter unicamente alongamentos com valor máximo no apoio móvel e os encurtamentos no apoio fixo tendem a diminuir. A observação da Figura 4.48b permite constatar que a inclusão da carga móvel na estrutura representa apenas um acréscimo nos

deslocamentos horizontais do tabuleiro, sendo que este é maior quando a rigidez horizontal dos apoios é elevada.

Figura 4.48 - Deslocamento horizontal no tabuleiro para diferentes valores de K_H : (a) devido a uma temperatura inicial de 35°C , (b) envoltória devido à ação da temperatura e a carga móvel.

As tensões nos trilhos provocadas pela ação da temperatura são também influenciadas pela variação de rigidez longitudinal K_H . Na Figura 4.49a verifica-se que os trilhos que se encontram na região dos apoios apresentam tensões de compressão e os que se encontram no vão da ponte apresentam tensões de tração para o caso de rigidezes horizontais baixas. Esta configuração de tensões muda à medida que a rigidez horizontal cresce, isto é, que quanto mais rígida é a subestrutura, maiores são as solicitações de tração e compressão nos trilhos. Os trilhos da região do apoio fixo também sofrem mudança de solicitação, passando de tensões de compressão a tração devido ao incremento da rigidez horizontal no apoio fixo.

Figura 4.49 - Tensão no trilho para diferentes valores de K_H : (a) devido à ação inicial da temperatura de 35°C , (b) envoltórias devido à ação da temperatura e a carga móvel.

Na Figura 4.49b, apresenta-se a envoltória das tensões ao longo dos trilhos para a ação combinada da temperatura e a carga móvel. Nelas se pode observar que o efeito da carga móvel se faz mais evidente à medida que a rigidez K_H se incrementa, particularmente na região do apoio com rigidez horizontal. Em geral, os maiores tensões nos trilhos se apresentam nos apoios e a um terço do vão da ponte.

No estudo paramétrico sobre a influência da temperatura na resposta da interface via-estrutura, realizado no item anterior, verificou-se que os elementos simuladores da condição de via descarregada se plastificam para uma ação inicial de temperatura de 35°C e uma rigidez horizontal de $K_H = 90\text{ MN/m}$. E os elementos que simulam a condição de via carregada não conseguem passar o limite elástico estabelecidos nas leis constitutivas dos elementos de contato. A partir dessa análise, nesta seção verifica-se o efeito e a influência da variação da rigidez horizontal K_H do apoio nos elementos da interface via-estrutura.

Figura 4.50 - Envoltória das respostas da interface elasto-plástica devido à temperatura e a carga móvel para diferentes valores de K_H : (a) deslocamentos relativos, (b) forças de resistência longitudinal.

Na Figura 4.50a apresenta-se a envoltória dos deslocamentos relativos obtidos na interface elasto-plástica devido à ação da carga móvel e a temperatura de 35°C para diferentes valores de rigidez K_H do apoio. No gráfico, verifica-se que uma subestrutura com rigidez horizontal baixa gera alongamentos e encurtamentos relativos na interface em trechos proporcionais ao longo do vão da ponte, com valores máximos nos extremos do tabuleiro. No entanto à medida que o valor da rigidez K_H aumenta os elementos de interface com encurtamento passam a ter

alongamentos e os elementos de interface já alongados apresentam incrementos de magnitude. Esta variação de deslocamentos relativos é refletida nas forças de resistência longitudinal nos elementos da interface via-estrutura, pois estes ao superar o limite elástico de 2 mm, imposto na lei constitutiva do elemento, tendem a se plastificar, tal conforme se ilustra na Figura 4.50b. Constata-se também que a variação da rigidez K_H influencia na extensão dos trechos plastificados ao longo dos elementos de interface impostos no sistema veículo-via-estrutura.

A influência da variação da rigidez horizontal do apoio nas respostas dos elementos de contato da interface devido à ação da temperatura e a carga móvel são apresentadas na Figura 4.51. A comparação do envoltório dos deslocamentos relativos mostra que estes não superam o limite elástico de 2 mm atribuído na lei constitutiva dos elementos de contato. Embora o incremento de rigidez horizontal K_H aumenta a magnitude dos deslocamentos relativos, o comportamento destes continua no regime linear com forças de resistências menores a 20 kN, conforme ilustrado na Figura 4.51b. Verifica-se também que as maiores solicitações se dão nos elementos que encontram perto do apoio com rigidez horizontal.

Figura 4.51 - Envoltória das respostas da interface com elementos de contato devido à temperatura e a carga móvel para diferentes valores de K_H : (a) deslocamentos relativos, (b) forças de resistência longitudinal.

A avaliação das respostas do veículo devido à temperatura inicial de 35°C e a variação da rigidez K_H permite constatar que, quanto maiores são as rigidezes da subestrutura menores são as respostas que se obtêm no corpo do veículo e vice-versa. A variação da resposta dos deslocamentos no veículo pode ser visualizada na Figura 4.52a, onde se percebe que subestruturas com rigidez horizontal baixa

podem provocar incrementos de até 35% nos deslocamentos, em relação aos obtidos com subestruturas com rigidez elevada. Da mesma forma, na Figura 4.52b constata-se que subestruturas com rigidez horizontal flexível podem provocar incrementos de até 30% nas acelerações no veículo, em relação aos obtidos com subestruturas rígidas.

Figura 4.52 - Resposta dinâmica no corpo do veículo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

Efeito da inclusão de irregularidades no sistema veículo-via-estrutura

Como complemento aos estudos anteriores, neste item pretende-se avaliar o efeito das irregularidades no comportamento dinâmico do sistema veículo-via-estrutura. Para isso foi gerado empiricamente um perfil de irregularidades com base em uma função de densidade espectral de potência proposta pela Associação Americana de Ferrovias (AAR) usando a equação 2.5 do Capítulo 2. Onde $\omega_1 = 23.29 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$, $\omega_2 = 13.12 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ e $A_v = 1.6748 \times 10^{-6} \text{ m}$ (classe 1), Garg and Dukkipati (1984) & Kourossis et al. (2014). O perfil de irregularidades foi estimado a partir da seguinte série trigonométrica:

$$r(x) = \sum_{k=1}^N a_k \cos(\omega_k x + \varphi_k) \quad (4.12)$$

As frequências das irregularidades ω_k foram determinadas a partir dos comprimentos de onda λ adotados [3, 25] e [25, 70] m, conforme recomendação da norma EN13848-5 (2008). A amplitude da irregularidade a_k e o ângulo de fase φ_k são valores randômicos determinados segundo procedimentos indicados no item 2.3.3. Na Figura 4.53, apresenta-se o perfil de irregularidades da via gerado para um comprimento de 78 m, 10 m antes e 23 m depois da ponte, e a amplitude dos espectros das irregularidades.

Figura 4.53 - (a) Irregularidade da via gerada empiricamente, (b) Amplitude dos espectros das irregularidades em função do número de onda.

Na análise, o tabuleiro da ponte é submetido a uma temperatura inicial de 35°C e no apoio adota-se uma rigidez $K_H = 90\text{MN/m}$. Os demais parâmetros da ponte e do veículo são os mesmos indicados no começo do estudo paramétrico.

Na Figura 4.54 apresentam-se os registros temporais dos deslocamentos e acelerações no meio do vão da ponte, resultantes das análises com e sem irregularidades. Os resultados mostram que a influência das irregularidades da via é pouco significativa, gerando apenas pequenos incrementos na magnitude dos deslocamentos. Em relação à resposta das acelerações, verifica-se também que os efeitos são mínimos, tal conforme se mostra na Figura 4.54b. Uma das razões para a pouca efeito das irregularidades é que as frequências naturais da ponte ilustradas na Figura 4.55a não coincidem com a frequência de excitação das irregularidades.

Figura 4.54 - Resposta no meio do vão considerando apenas a ação do veículo e desconsiderando a ação inicial da temperatura: (a) deslocamento, (b) aceleração.

Na Figura 4.55b apresenta-se o espectro dos registros das acelerações no meio do vão da ponte, obtidos com e sem irregularidades. A análise do espectro permite constatar que existe um ligeiro incremento da amplitude na frequência de

1.5 Hz na resposta com irregularidades. Este fenômeno está relacionado com a contribuição da ação das irregularidades da via com comprimento de onda $\lambda = 45$ m, a mesma que corresponde ao obtido no espectro das irregularidades com amplitude significativa (ver Figura 4.53b). A frequência da excitação gerada por este comprimento de onda é dada por $f = v/\lambda = 250/(3.6 \times 45) = 1.54$ Hz, que é próximo ao primeiro modo de vibração do veículo, sem efeitos significativos nas respostas da ponte.

Figura 4.55 - (a) Modos de vibração da ponte, (b) influência das irregularidades no espectro das acelerações no meio do vão.

A comparação realizada entre as respostas dos elementos que compõem a interface via-estrutura obtidas das análises com e sem irregularidades, permitiu constatar também, que a inclusão das irregularidades da via não teve efeitos significativos nos deslocamentos absolutos do trilho e no tabuleiro, nas tensões no trilho, nos deslocamentos relativos e nas forças de resistência longitudinal dos elementos da interface via-estrutura. Comportamento similar foi observado nas respostas em termos de deslocamentos e acelerações no meio do vão da ponte discutido no paragrafo anterior (ver Figura 4.54). Como a resposta dos elementos da interface foi a mesma para ambas as análises, estas já foram mostradas nos gráficos do estudo do efeito da temperatura.

Ao contrário do que foi observada na resposta da ponte, a inclusão das irregularidades teve efeitos significativos na resposta do veículo, tal como se mostra na Figura 4.56. Os deslocamentos no corpo do veículo devido ao efeito das irregularidades sofreram incrementos de magnitude de até 80% em relação aos obtidos sem irregularidades (Figura 4.56a). Da mesma forma as acelerações

sofreram incrementos de até 30% devido ao efeito das irregularidades em relação aos obtidos sem irregularidades (Figura 4.56b).

Figura 4.56 - Resposta dinâmica no corpo do veículo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

A verificação do efeito das irregularidades, no parágrafo anterior foi para o caso de uma interface via-estrutura composto por elementos elasto-plásticos. No entanto, o efeito de uma interface com comportamento linear é também mostrado na mesma figura, a fim de verificar o efeito deste nas respostas do veículo. Os deslocamentos e as acelerações obtidas na análise dinâmica com interfaces com comportamento linear são inferiores aos obtidos com comportamento não linear, considerando ou não as irregularidades. Essa redução nas respostas pode ser justificada pela contribuição da rigidez do trilho, por intermédio da interface com comportamento linear, na rigidez global do tabuleiro seja qual for a sobrecarga na ponte. No caso da interface com comportamento não linear, a rigidez do trilho contribui na rigidez global do tabuleiro até o instante em que a interface plastifica.

4.4.3 Estudo do desempenho de algumas tipologias de pontes ferroviárias

Este estudo pretende avaliar a resposta de algumas tipologias de pontes ferroviárias devido à ação da temperatura e da carga móvel obtidas nas análises dinâmicas considerando o fenômeno de interação veículo-via-estrutura. Entre as tipologias de ponte avaliadas estão as ilustradas na Figura 4.57, as mesmas que foram adotadas da ficha UIC-774-3-R (2001). Nessa Figura o H denota a altura da seção transversal da ponte, h_{cg} a posição do eixo neutro do tabuleiro, H_l a altura da camada do lastro igual a 0.35 m e h_t a distância entre a base do dormente e o eixo neutro do trilho igual a 0.30 m. As principais características geométricas e mecânicas das pontes se encontram descritas na Tabela 4.4; onde L denota o

A modelagem da ponte, do veículo e da interface via-estrutura foi feita sob os mesmos critérios utilizados nas análises paramétricas anteriores. Em forma geral, as pontes foram submetidas à ação de uma temperatura inicial de 35°C e a passagem da locomotiva do trem X2000 a uma velocidade de 250 km/h. Para a análise numérica considerou-se incrementos de tempo igual a $\Delta t = 0.001$ s.

Pontes de pequeno vão

Nesta seção comparam-se as respostas de duas soluções de tabuleiros de pontes de 12m de vão, uma com seção *mista* e, outra, com seção tipo *filler beam*. A primeira, constituída por perfis metálicos I que suportam a laje de concreto e, a segunda, constituída por uma laje maciça de concreto, com perfis embebidos, conforme aos dados indicados na Tabela 4.4.

Na Figura 4.59, apresentam-se as respostas dos elementos da ponte *mista* e tipo *filler beam*. Os deslocamentos e as acelerações no meio do vão mostram que a ponte *mista* é menos rígida que a ponte tipo *filler beam*. A resposta desta ponte pode ser justificada por ter um EI menor que a ponte tipo *filler beam*. A partir dos deslocamentos horizontais nos trilhos e no tabuleiro, determinam-se os deslocamentos relativos e forças de resistência longitudinal na interface via-estrutura. As respostas da interface via-estrutura, em sua maior parte, tem comportamento linear, sendo pouco afetados pelas ações aplicadas (temperatura + carga móvel), tal como se visualiza na resposta da interface (Figura 4.59c.1 e c.2).

Em ambas as pontes, o fenômeno de plastificação foi observado apenas nos elementos elasto-plásticos que estão perto do apoio móvel, em uma extensão de 1.5 m (ver Figura 4.59c.2). Essa pequena região plastificada não teve efeitos significativos no nível de tensão nos trilhos (Ver Figura 4.59e). Isto é, quanto mais flexível é a estrutura maior são as solicitações de tensão no trilho. Obviamente, esta afirmação é válida apenas para estruturas com comportamento linear.

Figura 4.59 - Resposta dinâmica das pontes de 12 m: (a) deslocamentos e acelerações verticais no meio do vão, (b) envoltória de deslocamentos horizontais no trilho e no tabuleiro, (c) deslocamentos relativos e forças na interface elasto-plástica, (d) deslocamentos relativos e forças no elemento de contato, (e) tensão nos trilhos.

Na Figura 4.60 apresentam-se as respostas em termos de deslocamentos e acelerações no corpo do veículo. Constata-se que estas respostas também são influenciadas pela rigidez do tabuleiro. A ponte *mista* ao ser mais flexível provoca deslocamentos e acelerações maiores do que a ponte com maior rigidez, como o caso da ponte tipo *filler beam*. Em geral, verificou-se que as pontes de pequeno vão são pouco susceptíveis às ações de temperatura recomendadas pela norma, esta afirmação esta condicionada a outros parâmetros como a rigidez da sub-estrutura e à ação de maiores temperaturas no tabuleiro.

Figura 4.60 - Respostas no corpo do veículo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

Pontes de médio vão

Comparam-se as respostas de duas soluções de tabuleiros de pontes de 45 m de vão, uma com seção *mista* e, outra, com seção *mista* com duas vigas laterais, nomeada como *mista II*, a primeira, constituída por perfis metálicos I que suportam a laje de concreto e, a segunda, constituída por dois perfis metálicos I laterais e a laje de concreto disposta na parte baixa da viga, conforme aos dados indicados na Tabela 4.4 e ilustrados na Figura 4.57.

Na Figura 4.61, apresentam-se as respostas dos elementos da ponte *mista* e *mista II*. Os deslocamentos e as acelerações no meio do vão mostram que a ponte *mista II* é menos rígida que a ponte *mista*.

A resposta da ponte *mista II* em termos de deslocamentos e acelerações pode ser justificada pela por ter um EI ligeiramente menor do que da outra ponte. Outro fator que também poderia influenciar nestas respostas é a distância do eixo neutro do tabuleiro ao centro de rotações do apoio (h_{cg}), que no caso da ponte *mista II* é muito menor do que da ponte *mista* (Ver Figura 4.61a.1 e a.2).

Figura 4.61 - Resposta dinâmica das pontes de 45 m: (a) deslocamentos e acelerações verticais no meio do vão, (b) envoltória de deslocamentos horizontais no trilho e no tabuleiro, (c) deslocamentos relativos e forças na interface elasto-plástica, (d) deslocamentos relativos e forças no elemento de contato, (e) tensão nos trilhos.

Enquanto maiores valores de h_{cg} se tenha menores deslocamentos se obterá no vão da ponte. Isto devido ao efeito pórtico que o elemento rígido, que liga estes elementos, gera na estrutura. Este parâmetro também tem influência nos deslocamentos horizontais no tabuleiro; maiores valores de h_{cg} geram maiores deslocamentos horizontais no tabuleiro, tal como se observa na ponte *mista* em relação à ponte *mista II*. Já as respostas dos deslocamentos no trilho são dependentes principalmente da distância entre o eixo neutro da ponte e o eixo neutro dos trilhos, que no caso da ponte *mista II* são menores em relação à ponte *mista* (Ver Figura 4.61b.1 e b.2). Em ambas as pontes, o fenômeno de plastificação foi observado apenas nos elementos elasto-plásticos que estão na região dos apoios, em uma extensão que representa mais de 50% do comprimento do vão. A envoltória das forças de resistência longitudinal e os deslocamentos relativos nas interfaces mostram que estas são ligeiramente inferiores para as pontes *mista II* em relação aos obtidos na ponte *mista* (Figura 4.61c.1 e c.2). Este nível de solicitação também se reflete na tensão dos trilhos (Figura 4.61d).

Na Figura 4.62 apresentam-se as respostas em termos de deslocamentos e acelerações no corpo do veículo. A ponte *mista* ao ser mais rígida que a ponte *mista II*, provoca menores deslocamentos e acelerações no corpo do veículo.

Figura 4.62 - Respostas no corpo do veículo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

Pontes de grande vão

Para este estudo avaliam-se as respostas de duas soluções de tabuleiros de pontes de 90 m de vão, uma com seção *caixão* e, outra com seção *mista II*. A ponte *caixão* é constituída por duas almas e por uma mesa superior e inferior, e a ponte *mista II* é constituída por dois perfis metálicos I laterais e uma laje de concreto disposta na parte baixa da viga, conforme aos dados indicados na Tabela 4.4 e ilustrados na Figura 4.57.

Figura 4.63 - Resposta dinâmica das pontes de 90 m: (a) deslocamentos e acelerações no meio do vão, (b) tensão nos trilhos, (c) envoltória de deslocamentos horizontais no trilho e no tabuleiro, (d) deslocamentos relativos e forças na interface elasto-plástica, (e) deslocamentos relativos e forças no elemento de contato.

Na Figura 4.63 apresentam-se as respostas dos elementos da ponte *caixão* e *mista II*. Verifica-se que a temperatura inicial gera deslocamentos verticais bem diferentes no meio do vão, a mesma que é refletida nos deslocamentos obtidos com a adição da carga móvel (a.1). Essa diferença nos deslocamentos pode ser justificada pela diferença na configuração das seções das pontes, principalmente no que se refere à distância entre o eixo neutro da ponte com o centro de rotação dos apoios e com o eixo neutro do trilho. No entanto, ao subtrair o deslocamento inicial provocado pela ação da temperatura, os deslocamentos verticais no centro do vão da ponte *caixão* são ligeiramente superiores em relação aos obtidos na ponte *mista II*, por ter o EI ligeiramente menor do que da outra ponte (a.2). Em relação às acelerações nas pontes, constata-se que a ponte *caixão* apresenta acelerações similares com amplitudes maiores em relação aos obtidos na ponte *mista II*.

A envoltória dos deslocamentos horizontais nos trilhos, no tabuleiro e nos elementos de interface via-estrutura mostram que estas são praticamente iguais para ambas as configurações das pontes, ao igual que as tensões nos trilhos e os elementos que apresentaram o fenômeno de plastificação na região dos apoios. Essas pequenas diferenças podem ser atribuídas aos parâmetros relacionados com a distância entre o eixo neutro da ponte com o centro de rotação dos apoios e com o eixo neutro do trilho, tal conforme foi discutido na análise de pontes de vão médio.

Figura 4.64 - Respostas no corpo do veículo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

Na Figura 4.64 apresenta-se a respostas no corpo do veículo. Verifica-se que os deslocamentos e as acelerações do veículo, atuando sobre a ponte *mista II*, são ligeiramente menores aos obtidos na ponte *caixão*. As respostas mostram que

a rigidez da ponte afeta diretamente o comportamento do veículo devido a sua deflexão durante a passagem da carga móvel.

O estudo do desempenho de algumas tipologias de ponte para diferentes comprimentos de vão mostra que o efeito da temperatura tem maior relevância em pontes de grande vão, devido a que este gera deslocamentos consideráveis na direção horizontal. Esta resposta certamente é refletida no nível de tensões no trilho. Pontes com comprimentos de vão menores geram tensões menores nos trilhos, independente da configuração da seção transversal. Parâmetros como a distância entre o eixo neutro da ponte com o centro de rotação dos apoios e com o eixo neutro do trilho, se mostram mais relevantes quando se pretende avaliar as respostas de determinadas tipologias de ponte de pequeno e médio vão, e definir que solução de tabuleiros pode oferecer melhor desempenho. Já em pontes de grande vão, estes parâmetros têm pouca influência no desempenho das soluções de tabuleiros no que se refere ao comportamento da via.

4.5 Conclusões

Da avaliação do fenômeno de interação veículo-via-estrutura realizada em modelos numéricos simples chegaram-se às seguintes conclusões:

- A revisão dos conceitos teóricos de interação via-estrutura permitiu identificar os principais componentes do modelo de interação, os quais foram fundamentais para uma apropriada modelagem numérica da ponte. Foram ainda apresentados alguns aspectos regulamentares para a avaliação do fenômeno de interação estabelecidos nas normas europeias (EN-1991, 2003) e recomendações da ficha UIC (UIC 774-3-R, 2001). Pesquisas feitas nessa área também foram revisadas, principalmente aqueles relacionados com os critérios de modelagem numérica.
- Desenvolveu-se um modelo numérico simples de interação via-estrutura, baseado em um exemplo de referencia E1-3 da ficha UIC 774-3. Este exemplo permitiu testar e utilizar apropriadamente as ferramentas de modelagem do programa ABAQUS. A interface via-estrutura foi representada por meio de elementos elasto-plásticos cuja resistência foi atribuída de acordo a se a via estava carregada ou descarregada. Os resultados obtidos desta

análise foram validados com os apresentados por Delgado (2013) e Sanguino & Requejo, (2007) com os quais se obteve uma boa concordância.

- Implementou-se no exemplo de referência, o modelo numérico de análise de interação via-estrutura com histórico de carregamento proposto por Delgado (2013). Nesta modelagem a interface via-estrutura foi representada por uma combinação de elementos elasto-plásticos e elementos de contato, de modo que a resistência desta seja função direta da carga e posição do trem. Os resultados da modelagem também foram comparados com os obtidos por Delgado (2013), evidenciando uma boa concordância, o que permite validar o modelo desenvolvido.
- Realizou-se um estudo paramétrico a fim de analisar a influência de ações e parâmetros na resposta do sistema via-estrutura. Como aspecto inovador, nestas análises de interação via-estrutura foi a inclusão do efeito dinâmico do veículo no sistema. Verificou-se o efeito da variação de temperatura da ponte, a rigidez horizontal nos apoios e a inclusão das irregularidades da via no comportamento do sistema veículo-via-estrutura.
- A ação da temperatura teve efeito significativo na condição inicial do sistema, particularmente na resposta dos elementos da interface. Quanto maior é a temperatura maiores são os deslocamentos relativos na interface, os quais tendem a plastificar quando ultrapassam o limite elástico. Esta condição gera algumas mudanças na rigidez global do subsistema da ponte; observada na resposta dos deslocamentos verticais na ponte e também no veículo. No caso da interface com elementos de contato, o efeito da temperatura inicial foi praticamente nulo, pelo fato da rigidez deste elemento depender da força normal e a posição da carga móvel.
- A rigidez horizontal nos apoios, que representa a rigidez da infraestrutura, teve efeitos significativos na resposta dos deslocamentos verticais na ponte e no veículo quando combinados com a ação da temperatura. Este mesmo efeito também foi observado na resposta dos elementos da interface.
- A inclusão das irregularidades da via nas análises de interação veículo-via-estrutura teve efeitos significativos na resposta do veículo, particularmente quando se pretende avaliar o nível de conforto dos passageiros através das

acelerações. Entretanto, as respostas nos elementos que compõem o sub-sistema ponte foram pouco influenciadas pela ação das irregularidades.

- As análises paramétricas realizadas permitiram constatar que a inclusão do efeito dinâmico do veículo nas análises de interação representou apenas um acréscimo nas respostas dos elementos da interface geradas pela ação da temperatura inicial. Nas análises de interação considerando apenas o efeito dinâmico do veículo, verificou-se que o sistema tem comportamento linear, pois a carga vertical não foi suficiente para gerar deslocamentos relativos na interface que superassem o limite elástico.
- Constatou-se também que as respostas das acelerações na ponte foram pouco influenciadas pela ação da temperatura, pela rigidez da subestrutura e a inclusão das irregularidades da via.
- Verificou-se o desempenho de algumas soluções de tabuleiros de pontes ferroviárias para diferentes comprimentos de vão adotadas da ficha UIC-774 - 3-R (2001). Neste estudo, a temperatura teve maior relevância em pontes de grande vão independente da tipologia da ponte, como era o esperado. À ação combinada da temperatura inicial e o efeito dinâmico da carga móvel gerou elevados níveis de tensão no trilho especificamente no meio do vão da ponte, com consequência da deflexão do tabuleiro da ponte e a deformação horizontal. O nível de tensão nos trilhos tende a diminuir à medida que o comprimento de vão diminui, tal como foi observado nas pontes de pequeno e médio vão.
- A avaliação do desempenho das soluções de tabuleiros, caracterizados por parâmetros como a distância entre o eixo neutro da ponte com o centro de rotação dos apoios h_{cg} e com o eixo neutro do trilho, foi mais relevante em pontes de pequeno e meio vão. Assim por exemplo, pontes com maiores valores de h_{cg} geram menores deslocamentos no vão da ponte, devido ao efeito pórtico que gera a inclusão dos elementos rígidos na estrutura. Este parâmetro também influenciou nos deslocamentos horizontais do tabuleiro.
- O nível de solicitação dos trilhos se mostrou dependente da distância entre o eixo neutro da ponte e o eixo neutro dos trilhos. Distâncias menores provocam solicitações menores nos trilhos. Esta dependência esta sujeita ao

efeito de outros parâmetros na resposta da estrutura, como a rigidez do tabuleiro, a intensidade da carga móvel, a rigidez horizontal nos apoios, etc.

- O aplicativo AIVE se mostrou eficiente nas análises dinâmicas de interação veículo-via-estrutura. Permitiu introduzir comportamentos não lineares aos elementos da interface entre a via e a ponte. O efeito das não linearidades da interface foi quantificado nas respostas no corpo do veículo por meio de um processo iterativo de compatibilização de deslocamentos no ponto de contato entre a ponte e o veículo. A informação de todos os elementos que compõem o sistema foram armazenados e pós-processados usando o aplicativo SignalPRO. Gráficos 3D foram construídos a partir das respostas de todos os elementos do sistema, assim como a envoltória destas. Esta forma de visualização permitiu avaliar o comportamento global do sistema, assim com sua variação para cada incremento de tempo. Já as envoltórias permitiram identificar os valores máximos e mínimos das respostas de todos os elementos do sistema.

Capítulo

ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE SUAÇUÍ**5****5 Análise dinâmica da ponte Suaçuí****5.1 Introdução**

A resposta dinâmica de pontes ferroviárias devido à passagem das cargas do trem é um dos problemas fundamentais a ser resolvido no projeto e manutenção de pontes ferroviárias. Particularmente no caso de linhas ferroviárias de carga, com elevado tráfego de volumes, existe uma grande necessidade de incrementar a capacidade de carga dos vagões, a velocidade de circulação e o número de vagões que compõem uma determinada configuração de trem, que são refletidas diretamente no desempenho da infraestrutura ferroviária. Por tal motivo, muitos pesquisadores dedicam continuamente grandes esforços à compreensão e ao estudo do fenômeno de interação veículo - estrutura (Xia et al., 2003).

Estudos realizados por Zhang et al. (2010) indicam que quando um trem com carga pesada atravessa a ponte, a resposta dinâmica gerada por este é bastante considerável para os dois subsistemas veículo e ponte. Portanto, é importante estabelecer um modelo de interação veículo-ponte apropriado que permita prever adequadamente as respostas dinâmicas do sistema. Meixedo et al. (2014) no seu estudo sobre os efeitos dinâmicos globais e locais em um viaduto, com base em

uma análise de interação veículo - estrutura, mostrou que a precisão dos modelos numéricos depende consideravelmente de sua calibração e validação experimental a qual é geralmente realizada a partir de medições dinâmicas obtidas em ensaios de vibração ambiental ou vibração forçada.

No Brasil, a empresa de mineração VALE planeja aumentar as cargas por eixo da atual frota de vagões de 315 kN a 325 kN, e comprar novos vagões de carga capazes de carregar 375 kN por eixo. Os novos vagões de carga (nomeados como GDU) estão sendo colocados em serviço com cargas por eixo restritas a 325 kN, porque as infraestruturas existentes ainda não estão prontas para cargas de 375 kN por eixo (dos Santos et al., 2014). A fim de cumprir este planejamento um projeto de pesquisa foi iniciado por Bittencourt (2010), o qual consistiu em um estudo e monitoração de pontes de aço existentes na via Vitória-Minas. Uma preocupação crescente sobre a resposta dinâmica e a resistência a fadiga de detalhes estruturais para estes novos cenários de carga pesada tem chamado a atenção nestas últimas décadas (Teixeira, 2015). Assim, a aplicação de metodologias que consideram a análise de interação dinâmica veículo-estrutura tornou-se importante para avaliar adequadamente as respostas das pontes e os veículos, analisando a estabilidade de contato da roda-trilho e o efeito dinâmico das irregularidades na via.

Nesse sentido, este capítulo da tese está focado no estudo dos efeitos dinâmicos induzidos pelo tráfego pesado na ponte Suaçuí, baseado em um modelo de interação veículo-estrutura. Para este objetivo, foram desenvolvidos modelos numéricos tridimensionais da ponte e do trem. A resposta dinâmica foi calculada utilizando o aplicativo AIVE-ABAQUS desenvolvido nesta pesquisa, baseado em uma metodologia iterativa para a solução do problema de interação. As propriedades dinâmicas do veículo foram estimados a partir de frequências teóricas, utilizando uma metodologia iterativa de calibração baseado em técnicas de otimização, tais como os algoritmos genéticos. Finalmente, a resposta das simulações numéricas e experimentais da ponte e do trem são comparadas e verificadas entre si.

5.2 Descrição da estrutura

A ponte Suaçuí está localizada na estrada de ferro Vitória - Minas, perto de da cidade Governador Valadares, no Estado de Minas Gerais - Brasil. A ponte é uma estrutura simplesmente apoiada que tem uma extensão de 41 m de vão. A superestrutura é composta por duas treliças de aço ASTM A7-39 (ASTM, 1939) tipo

Warren que estão suportados por aparelhos de apoio metálicos, fixos em uma extremidade e móveis na outra extremidade. As treliças, com altura de 7.50 m, são interligadas na sua região inferior por o tabuleiro constituído por transversinas com comprimento aproximado de 4.6 m dispostos a cada 6.83 m, conectados na parte inferior dos montantes, e longarinas conectadas às transversinas, longitudinalmente conforme Figura 5.2. A superestrutura da ferrovia, composta por dormentes de madeira e trilhos TR68, está apoiada nas vigas longarinas. Os dormentes são recortados de maneira que se encaixam sobre as vigas longarina para impedir o deslocamento lateral da via férrea. As ligações nodais são constituídas de chapas de aço rebitadas, conforme pode ser observado na Figura 5.1b. A ponte foi projetada em 1943 de acordo com os critérios estabelecidos na norma AREA (1941), considerando como carga móvel o veículo Cooper E-50.

Durante o tempo de vida da ponte Suaçuí a maioria das barras da treliça submetidas a esforços de tração foram substituídos por outros após a detecção de algumas fissuras nos elementos de ligação. Esta foi uma das razões para iniciar o presente estudo e tentar compreender o comportamento dinâmico da ponte devido à passagem de trens com carga por eixo considerável. A Figura 5.1 mostra uma vista geral da ponte Suaçuí.

Figura 5.1 - Ponte Suaçuí: (a) vista geral, (b) detalhe dos apoios

Na Figura 5.2 apresenta-se um esquema dos elementos que compõem a ponte. O sistema do piso é composto por transversinas, vigas longarinas (VL-1 e VL-2) e os contraventos da viga longarina (CL e CTI). A parte superior é composta por a transversina (TR) e o contravento superior (CTS). A informação sobre as características das seções transversais dos elementos foram obtidas do projeto

original, constatadas com os dados obtidos da inspeção visual e levantamento geométrico realizados na estrutura existente em 2009 (Bittencourt, 2010).

Figura 5.2 - Propriedades geométricas e instrumentação da ponte (Ticona Melo, 2011).

Na Figura 5.3 apresenta-se um resumo das principais dimensões da seção transversal dos elementos da ponte.

Figura 5.3 - Seções transversais baseadas no levantamento geométrico da ponte.

5.3 Ensaios experimentais de campo

Em 2009 foi realizada uma campanha de instrumentação e monitoramento de curta duração da ponte pela equipe do Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM), da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), com a participação do autor. As grandezas que descrevem o comportamento da estrutura foram medidas usando extensômetros de resistência elétrica, LVDT's transdutores indutivos de deslocamentos e acelerômetros instalados em diferentes localizações da ponte, conforme o esquema mostrado na Figura 5.4. As seções a monitorar foram

escolhidas com o intuito de capturar as maiores respostas da ponte durante a passagem dos trens.

Figura 5.4 - Seções instrumentadas nos elementos da ponte

Na Figura 5.5 apresenta-se o sistema de medição instalada no meio do vão da ponte. O método utilizado para a medição dos deslocamentos verticais consiste em uma técnica que simula uma referência fixa através de um sistema mola-arame tracionada por um peso disposto no leito do rio, tal como se detalha na Figura 5.5a. No caso dos acelerômetros, estes foram instalados na estrutura através de chapas coladas à superfície das vigas conforme se mostra na Figura 5.5b.

Figura 5.5 - Sistema de medição: (a) deslocamentos verticais, (b) acelerômetros.

O monitoramento foi realizado sob ação do tráfego normal. A maioria das composições observadas durante o período de teste estavam conformadas por vários tipos de vagões, cujos valores de carga se encontram detalhadas na Tabela 5.1. As principais características geométricas dos veículos que trafegam na ponte e sua distribuição das cargas são mostradas na Figura 5.6.

Os tipos de composições da amostra foram variados, a saber: trens cargueiros com vagões plataformas (tipos PEE, PME, PED), trens cargueiros graneleiros com vagões Hopper (HFD e HFE), trem de minério descarregado com vagões gôndola do tipo GDE, locomotivas em pares e trem de passageiros. Em todos os casos as locomotivas observadas foram do tipo DASH 9W.

Tabela 5.1 - Carregamentos para diferentes veículos ferroviários.

Veículo	Carga bruta (kN)	Tara (kN)	Limite de carga (kN)	Carga/eixo P (kN)	Densidade de carga (kN/m)
DASH 9W	1,600.00	-	-	200.00	69.32
GDE tipo A	960.00	165.00	795.00	240.00	98.46
GDE tipo B	1,000.00	165.00	835.00	250.00	102.56
GDE tipo C	1,100.00	165.00	935.00	275.00	112.82
HFE	1,000.00	230.00	770.00	250.00	58.62

Os dados de geometria e cargas de cada veículo foram obtidos a partir de um levantamento dos dados fornecidos pela VALE.

Figura 5.6 - Veículos ferroviários: (a) locomotiva DASH 9W, (b) vagão Gôndola, (c) vagão Hopper.

Para o caso da análise de interação veículo-estrutura, a comparação teórica experimental das respostas dos deslocamentos e acelerações, no meio do vão da ponte, foi realizada para o caso da passagem do trem minério a uma velocidade de 30 km/h. A configuração do trem minério adotado na análise será abordado com maior detalhe mais adiante. Os deslocamentos verticais considerados na avaliação são os medidos pelos LVDTs TD-T1 e TD-T2 da marca HBM, serie WA-T, com 100 mm de curso. No caso das acelerações, foram considerados os instalados em ambos os lados da via próximos à base da treliça (Ac-T1 e Ac-T2), utilizando dois acelerômetros piezelétricos modelo PCB 393B12. O sistema utilizado para a aquisição de dados é o equipamento SCXI da National Instrument com taxa de amostragem de 1000 Hz.

Na Figura 5.7 apresentam-se as funções temporais dos deslocamentos e acelerações medidas na ponte durante a passagem do trem minério composto por 3 locomotivas e aproximadamente 200 vagões. Na Figura 5.7b, mostra-se também o registro de acelerações após aplicação de filtros passa baixa à resposta.

Figura 5.7 - Medições experimentais no meio do vão da ponte: (a) deslocamentos, (b) acelerações, (c) espectro das acelerações em vibração livre.

A partir das medições experimentais das acelerações em vibração livre, extraídas do ensaio sob ação de tráfego, foram identificadas algumas frequências naturais da ponte, tais como 5.13 Hz, 6.40 Hz, 8.07 Hz e 12.70 Hz (Figura 5.7c), os quais corresponderiam ao 2°, 3°, 5° e 8° modo vibração no modelo numérico.

Estimação do coeficiente de amortecimento

Na ponte Suaçuí não foram realizados testes específicos para determinar as propriedades dinâmicas da estrutura, tais como as frequências naturais, os modos de vibração e os coeficientes de amortecimento experimentais. O monitoramento realizado na ponte esteve focado apenas em conhecer seu comportamento quase estático, assim como verificar os elementos mais solicitados durante a passagem dos trens. No entanto, para nossa análise, os coeficientes de amortecimento de certos modos experimentais foram estimados usando o método de decremento logarítmico, aproveitando as repostas medidas pelos acelerômetros nos testes sob ação de tráfego ferroviário.

A estimativa dos coeficientes de amortecimento por meio do método de decremento logarítmico consiste na aplicação de um filtro passa-banda ao registro de acelerações, particularmente nas medições após a saída do trem da ponte (vibração livre). A aplicação do filtro realiza-se em torno da frequência aonde se deseja conhecer o coeficiente de amortecimento, seguido do ajuste de uma função exponencial do tipo $a = C \cdot e^{-\xi \omega t}$ aos valores máximos do registro filtrado. Na função citada o C é uma constante, ξ denota a taxa de amortecimento e ω a frequência do sistema. As frequências de corte usadas no filtro passa baixa foram estimadas após transformar os registros de acelerações ao domínio da frequência e identificar as principais frequências que participam na resposta da estrutura. Metodologias similares foram aplicadas em estudos realizados por Ribeiro (2012) e dos Santos (2014). Na Figura 5.8 apresenta-se a modo de exemplo, a aplicação deste método na estimativa dos coeficientes de amortecimento do 2° e 5° modo de vibração com frequências de 5.13 Hz e 8.07 Hz, respectivamente. A resposta da aceleração em vibração livre corresponde aos medidos na passagem do trem minério a uma velocidade de 30 km/h. Os valores de coeficiente de amortecimento obtidos para o 2° e 5° modo, considerando 10 ciclos da resposta em vibração livre, foram iguais a 0.52% e 1.19% respectivamente.

Os coeficientes de amortecimento estimados evidenciam que o 2° modo lateral é pouco amortecido, ligeiramente superior ao especificado pelas normas para este tipo de ponte. No entanto, o amortecimento do 5° modo de flexão mostra a tendência de aumento do amortecimento com o incremento do nível de vibração.

Figura 5.8 - Determinação dos coeficientes de amortecimento relativos ao: (a) modo 2, (b) modo 5.

Devido à quantidade limitada de acelerômetros instalados na estrutura e ao seu posicionamento no meio do vão, não foi possível identificar todas as frequên-

cias naturais da ponte, nem seus respectivos coeficientes de amortecimento. A estimativa dos coeficientes de amortecimento se complica ainda mais quando os modos de vibração apresentam amplitudes reduzidas de frequência. Na análise dinâmica da ponte usando o método de superposição modal, os coeficientes de amortecimento dos modos não identificados experimentalmente foram adotados de acordo com a norma EN1991-2 (2003), iguais a 0.5% para pontes de aço com comprimentos de vão maiores a 20 m. Adotou-se as recomendações da norma Eurocode devido à ausência dos valores dos coeficientes de amortecimento nas normas brasileiras.

Tabela 5.2 - Coeficientes de amortecimento para pontes (adaptado de EN1991-2, 2003).

Tipo de Ponte	Valor mínimo do coeficiente de amortecimento ξ (%)	
	Vão $L < 20$ m	Vão $L > 20$ m
Aço ou Compósito	$\xi = 0.5 + 0.125 (20 - L)$	$\xi = 0.5$
Concreto Protendido	$\xi = 1.0 + 0.07 (20 - L)$	$\xi = 1.0$
Concreto Armado e " <i>Filler Beam</i> "	$\xi = 1.5 + 0.07 (20 - L)$	$\xi = 1.5$

5.4 Modelagem numérica da ponte

O modelo numérico foi desenvolvido de acordo com as informações disponíveis nos documentos do projeto e com base nas informações obtidas na inspeção visual e no levantamento geométrico da estrutura. A superestrutura da ponte foi modelada no programa ABAQUS com elementos de viga B33, cujo comportamento é baseado na teoria *Euler-Bernoulli* com dois nós. Condições de suporte simples foram assumidas para simular os apoios da estrutura real.

Para modelar a região das ligações, cujo contorno é limitado pelo tamanho das chapas de reforço foram usadas barras rígidas. Estas barras foram atribuídas como CONSTRAINT tipo *beam* no programa ABAQUS. A excentricidade do sistema do suporte da via e a treliça também foi ligado através da introdução de algumas barras rígidas entre os pontos extremos das vigas transversais e os nós da treliça. As excentricidades das ligações entre o trilho e os dormentes e estes com as vigas longarinas foram simuladas através de elementos conectores CONN3D2 tipo *beam*. Os suportes foram modelados como fixos em um dos extremos, e móvel no outro. Modelos similares foram desenvolvidos por Teixeira (2015) sob o mesmo critério.

Valores característicos das propriedades dos materiais foram adotados para a modelagem da ponte. Para o módulo de elasticidade do aço adotou-se o valor de

205 GPa, para a densidade 7.85 t/m^3 e para o coeficiente de Poisson 0.3. Já para as dormentes foi adotado o valor de 12 GPa para o módulo de elasticidade, 0.80 t/m^3 para a densidade e 0.45 para o coeficiente de Poisson. A Figura 5.9 mostra uma visão geral do modelo numérico incluindo os elementos da via.

Figura 5.9 - Modelo tridimensional da ponte ferroviária Suaçuí.

A sugestão de pesquisas desenvolvidas por Teixeira (2015), Righiniotis et al., (2006) as conexões nos nós da estrutura foram assumidas rígidas. Estudos desenvolvidos por estes pesquisadores mostraram que o uso de ligações rígidas a rotação na modelagem da ponte com conexões rebitadas resultam em respostas mais realistas quando comparadas com resultados experimentais do que o uso das ligações flexíveis. A trajetória da carga móvel na estrutura foi definida através de um conjunto de nós, agrupados em *sets*, tal como se mostra na Figura 5.10a. A consideração das cargas móveis foi efetuada através de funções de carga temporais nos nós que pertencem ao percurso do veículo, baseado na metodologia descrita no item 3.4 do Capítulo 3. Na análise de interação veículo-estrutura a trajetória da carga móvel definida como *sets* é reconhecida automaticamente pelo aplicativo AIVE.

A análise de comportamento dinâmico da ponte foi realizada utilizando o método de superposição modal. Para isso foi necessário realizar previamente uma análise modal a fim de detectar os principais modos de vibração da estrutura que contribuem nas respostas dinâmicas. Visando verificar o número de modos que contribuem efetivamente nas respostas dinâmicas, foi simulada a passagem de um trem composto por duas locomotivas e dez vagões na ponte. As respostas da ponte foram obtidas para diferentes contribuições de modos, tal como se ilustra na Figura 5.10b. Verifica-se que a contribuição de modos com frequências abaixo dos 13.01 Hz ainda não são suficientes para obter o deslocamento vertical no meio do vão da

ponte, pois ainda apresentam variabilidade nas respostas. A superposição de modos com frequências superiores a 16.78 Hz parecer ser o mais indicado para determinar os deslocamentos da ponte, o que corresponderia à inclusão de mais de 15 modos na análise.

Figura 5.10 - (a) Percurso da carga móvel definido através de sets, (b) deslocamentos no meio do vão da ponte obtidos devido à contribuição de múltiplos modos.

Outra recomendação tomada em conta para determinar o número de modos a considerar nas análises dinâmicas foi a estipulada na norma EN1990-A2 (2005), a qual indica que para avaliar as acelerações verticais nos elementos estruturais, a frequência limite de análise deve ser o máximo dos três requisitos: a) frequências até 30 Hz, b) valor correspondente a 1.5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração e c) frequência do terceiro modo de vibração.

Considerando que a frequência do primeiro e terceiro modo de vibração da ponte é igual a 2.42 Hz e 5.59 Hz respectivamente, verifica-se que a frequência limite condicionante é a indicada no primeiro requisito e que, portanto, se deve realizar análises dinâmicas com frequências até 30 Hz.

Na Figura 5.11 apresentam-se alguns modos de vibração da ponte com suas respectivas frequências naturais obtidas numericamente. A análise modal mostra que os primeiros quatro modos de vibrações correspondem às vibrações laterais da ponte. Somente a partir do quinto modo aparecem modos de flexão vertical da estrutura. Algumas destas frequências foram identificadas experimentalmente, tal como se ilustra na Figura 5.7c, o que demonstra que as características de rigidez e massa adotadas para o modelo numérico são representativas do comportamento da estrutura real.

Figura 5.11 - Modos de vibração da ponte obtidos numericamente.

5.5 Modelagem da composição – trem minério

Como já foi indicado na seção 5.3, durante os ensaios experimentais de campos, varias configurações de trens foram monitorados. Uma das dificuldades para uma apropriada modelagem das composições foi a prever com precisão as cargas por eixo e a distribuição da massa no corpo dos vagões. Esta variabilidade pode ser atribuída à natureza da carga transportada, assim como à configuração das composições, já que estas podiam estar formadas por vários tipos de vagões com diferentes capacidades de carga nominal. O trem de minério adotado para as análises foi composto por três locomotivas DASH 9W (dois na frente e um no meio) e cerca de 200 vagões GDE tipo A. A distribuição das cargas nominais por eixo destes veículos se encontram detalhado na Tabela 5.1.

Na Figura 5.12 ilustra-se a extensão que pode abarcar a configuração das composições.

Figura 5.12 - Vista geral de um trem de carga atravessando uma ponte (CVRD, 2002).

Na Figura 5.13 ilustram-se as características geométricas da locomotiva e o vagão, obtidas das fichas técnicas de trens fornecidas pela empresa VALE (CVRD, 2002; CVRD-EFVM, 2000).

a) Locomotiva DASH 9W

b) Vagão Gôndola GDE

Figura 5.13 - Características geométricas dos veículos.

5.5.1 Assinatura dinâmica do trem minério

Como foi dito no item anterior, o trem minério observado na monitoração da ponte esteve composto por três locomotivas, duas na frente e um no meio, e 200 vagões aproximadamente. Para fins de realizar a análise dinâmica levando em conta o fenômeno de interação veículo-estrutura foi adotado apenas um trem minério representativo composto por duas locomotivas e dez vagões, tal como se mostra na Figura 5.14. Já que uma análise completa da composição pode representar um elevado custo computacional. O trem minério analisado tem um total de 56 eixos, com cargas por eixo que variam entre 200 kN e os 240 kN e um comprimento de aproximadamente 140 m.

al. (2014), CVRD (2002) e CVRD-EFVM (2000) foi possível estimar alguns parâmetros mecânicos e dinâmicos dos veículos, usando técnicas de otimização e calibração que serão descritos mais adiante.

Na Figura 5.15 apresenta-se um modelo simplificado de um veículo na que se ilustram os graus de liberdade considerados no corpo do veículo, nos truques e no eixo dos rodeiros. Este gráfico é apenas esquemático, porque os modelos tanto da locomotiva quanto do vagão sofreram algumas pequenas adaptações de acordo a sua configuração geométrica e aos parâmetros obtidos nas simulações de calibração numérica. Os parâmetros encontram-se definidos na Tabela 5.3 e na Tabela 5.6.

Figura 5.15 - Modelo tridimensional do veículo

Na Figura 5.16 apresentam-se os modelos numéricos gerados do vagão e da locomotiva. Visualizam-se as simplificações adotadas entre o veículo real e o modelo desenvolvido no programa ABAQUS.

A locomotiva e o vagão foram modelados em 3D usando elementos finitos. Do ponto de vista dinâmico os corpos do veículo podem ser simulados por corpos rígidos de massa pontual M_c e inércias de rotação I_{cx} , I_{cy} e I_{cz} , neste sentido, no modelo usou-se o elemento MASS para adotar essas propriedades. De forma complementar, utilizou-se um elemento viga RB3D2, alinhado com o centro de gravidade de cada veículo. Essa forma de modelagem, também foi usada para

simular os truques, equiparados a corpos rígidos de massa M_t e inércias de rotação I_{tx} , I_{ty} e I_{tz} . Em relação às suspensões primárias e secundárias, o sistema mola-amortecedor com rigidezes K_v e K_h e constantes de amortecimento C_v e C_h foram modelados por intermédio do elemento SPRING e DASHPOT. Já para o sistema dos rodeiros recorreu-se novamente ao elemento MASS simulando massas pontuais M_w . As ligações roda-trilho foram simuladas com elementos tipo SPRING

Figura 5.16 - Veículo real e modelo numérico: (a) locomotiva DASH 9W, (b) vagão Gôndola GDE.

A locomotiva esta composta por quatro truques, duas na parte dianteira e as outras duas na parte traseira. Cada conjunto de truques esta ligado por barras rígidas nomeadas como *span bolsters*. O corpo do veículo e os truques têm cinco graus de liberdade cada um, sendo três graus referentes às rotações em torno do eixo transversal (*pitch*), do eixo longitudinal (*roll*) e do eixo vertical (*yaw*), e dois graus referentes ao deslocamento vertical (*bounce*) e deslocamento horizontal transversal (*sway*). O rodeiro tem dois graus de liberdade, sendo um referente às rotações em torno do eixo longitudinal e o outro referente ao deslocamento na direção vertical. Assim, a parte superior da locomotiva, que é a parte, que não está em contato com os rodeiros têm um total de 35 graus de liberdades e a parte dos rodeiros 16 graus de liberdade. Adicionalmente, o modelo da locomotiva tem 16 pontos de contato, cada um com um grau de liberdade na direção vertical.

Na Figura 5.17 apresentam-se os modelos numéricos da locomotiva e do vagão, identificando cada parte da estrutura dos veículos através de cores.

Figura 5.17 - Modelo numérico simplificado dos veículos: Locomotiva e vagão.

Na Tabela 5.3 apresentam-se as dimensões geométricas da locomotiva e do vagão obtidas das fichas técnicas de trens (CVRD, 2002; CVRD-EFVM, 2000).

Tabela 5.3 - Dimensões geométricas dos veículos (CVRD, 2002; CVRD-EFVM, 2000).

Parâmetros Geométricos	Unidade	DASH 9W		GDE
Distâncias transversais e longitudinais		4 eixos*	2 eixos*	
Distância entre truques (Lc)	m	3.460	12.610	5.500
Distância entre eixos (Lwx)	m	2.080	3.460	1.725
Bitola (Lwz)	m	1.000	---	1.000
Alturas				
Altura ao CG roda (hw)	m	0.457	0.701	0.419
Altura entre CG roda - truque (ht)	m	0.244	0.550	0.351
Altura entre CG truque-corpo (hc)	m	0.550	0.462	0.905
Diâmetro da roda	m	0.914		0.838
Distância ao centro de gravidade	m	1.713		1.620

*4 eixos: Parte da locomotiva que esta composta por quatro eixos e dois truques.

*2 eixos: Locomotiva composta por dois eixos de *span bolster* e quatro grupos de truques.

Por outro lado, o vagão que esta composta por o corpo, dois truques e quatro rodeiros têm um total de 23 graus de liberdade, sendo 7 graus referentes ao deslocamento vertical (*bounce*), três graus de deslocamento horizontal transversal (*sway*), três graus de rotações em torno do eixo transversal (*pitch*), sete rotações em torno do eixo longitudinal (*roll*) e três de rotações em torno do eixo vertical (*yaw*). Os oito pontos de contato de cada vagão tem um grau de liberdade na direção vertical.

5.5.3 Metodologia para a calibração de modelos numéricos

O desenvolvimento de modelos numéricos que simulem o comportamento real de uma estrutura é uma tarefa complexa, pois as hipóteses adotadas durante a simplificação e a modelagem podem não coincidir necessariamente com as características reais da estrutura, gerando por isso desvios significativos respeito ao seu comportamento real. Estes desvios podem estar associados a erros e incertezas existentes nas características geométricas e mecânicas da estrutura durante o processo de criação do modelo numérico (dos Santos, 2014). Nesse contexto, as técnicas de calibração se constituem em uma ferramenta poderosa para validar experimentalmente modelos ou em seu defeito estimar parâmetros a partir de uma informação básica da estrutura real.

Na falta de informações geométricas e mecânicas completas dos vagões e das locomotivas observadas durante os ensaios experimentais, será aplicado técnicas de calibração dos modelos numéricos baseados na informação teórica obtida nos manuais dos veículos e na informação proporcionada pelos técnicos da empresa VALE.

As técnicas de calibração de modelos é um procedimento que consiste na atualização de parâmetros do modelo numérico inicial, tendo como objetivo a minimização das diferenças entre os resultados numéricos e teóricos. O ajuste dos parâmetros do modelo inicial pode ser realizado de forma manual, em função do bom senso estrutural do engenheiro, ou de forma automática, com base em algoritmos de otimização. Esta metodologia é muito utilizada na calibração de modelos numéricos e experimentais (Jaishi e Ren, 2005; Ribeiro, 2012).

Os modelos numéricos uma vez calibrados podem ser utilizados para a simulação de novos cenários de cargas, ou como em neste caso, para realizar a validação experimental e simulação sob ação de tráfego da ponte. Os parâmetros mecânicos do trem foram estimados a partir da informação teórica das frequências naturais e a geometria do veículo. As metodologias iterativas de calibração estão tipicamente relacionadas com a minimização da função objetivo através de processos iterativos. Nosso estudo, a função objetivo pode ser definida com base na diferença entre os parâmetros modais numéricos e teóricos, cujo ajuste é realizado através da modificação dos parâmetros do modelo numérico. Para a resolução dos problemas de otimização existem diversos algoritmos entre eles os

baseados em superfície de resposta e os mais avançados como as redes neurais, as redes bayesianas e os genéticos. Este último será adotado para nossas análises.

Neste estudo, cujo objetivo é realizar a análise dinâmica da ponte Suaçuí considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura, será efetuada apenas uma breve revisão dos conceitos que envolvem a metodologia de calibração de modelos numéricos, com base a pesquisas realizadas por Ribeiro (2012); Zabel & Brehm (2009) e Yu & Gen (2010).

5.5.3.1 Descrição do método iterativo

Um método iterativos baseado em algoritmos de otimização utilizando parâmetros modais da estrutura é mostrada na Figura 5.18. Neste método, o modelo em elementos finitos é gerado a partir de um conjunto de dados iniciais. A seleção dos parâmetros para a calibração é realizada com base em uma análise de sensibilidade.

Figura 5.18 - Algoritmo de otimização (adaptado de Ribeiro, 2012).

Uma vez definidas os parâmetros de calibração, realiza-se uma análise modal para determinar os parâmetros modais numéricos e, a partir dos dados teóricos, é realizada uma comparação de frequências numéricas e teóricas. Em seguida aplica-se um algoritmo de otimização para gerar um novo conjunto de parâmetros com o intuito de minimizar a função objetivo. Este procedimento se repete até ser cumprido o critério de convergência.

5.5.3.2 Análise de sensibilidade

Na análise de sensibilidade serve para selecionar os parâmetros que mais influenciam na resposta da estrutura, onde os parâmetros mais sensíveis são estimados com maior precisão. As análises de sensibilidade podem ser locais ou globais. A análise local permite verificar o comportamento da estrutura variando apenas um parâmetro numérico e mantendo o resto como constantes. Entretanto, a análise global ao contrario da análise local permite conhecer a resposta da estrutura variando em simultâneo todos os parâmetros. Verificando-se assim a sensibilidade entre os parâmetros e a resposta da estrutura para um determinado conjunto de amostras geradas a partir de técnicas de amostragem; baseados em métodos estocásticos, como o método de Monte Carlo ou o Hipercubo Latino, e técnicas sistemáticas como do tipo linear, quadrática e fatorial. Os resultados das análises de sensibilidade são expressos através de coeficientes de correlação, os quais permitem ponderar a influência de um determinado parâmetro durante o processo de otimização.

5.5.3.3 Otimização

A otimização estrutural tem como objetivo a busca da melhor solução de um problema, que satisfaça as condições e restrições desta. Na calibração de modelos numéricos baseados em informação teórica, a otimização visa obter os valores dos parâmetros que minimizam as diferenças entre as respostas modais numéricas e teóricas, envolvendo a definição da função objetivo, a informação teórica, a parametrização do problema e a aplicação de um algoritmo ou técnica de otimização, tal conforme se define na Figura 5.19.

A informação teórica, para nosso estudo é a base de todo o processo de otimização constituindo-se como a referência para o algoritmo na procura da solução do problema e na identificação dos parâmetros otimizados.

Figura 5.19 - Definição do problema de otimização (adaptado de Horas, 2011).

A parametrização do problema ajuda a definir os parâmetros do modelo que influem consideravelmente na resposta da estrutura. Dos Santos (2014) refere que o sucesso da otimização depende da quantidade de parâmetros a ser considerando nas análises, sendo o ideal a menor quantidade possível e os que mais influem na resposta do sistema.

A função objetivo é a função que se deseja otimizar. Este estudo tem como objetivo minimizar as diferenças entre as frequências naturais numéricas e teóricas, nas quais as respostas modais do modelo numérico são variáveis e as frequências naturais teóricas são constantes e assumidas como determinísticas.

A otimização da função objetivo foi realizada através da utilização de os algoritmos genéticos. Estes algoritmos são fundamentados no processo de seleção natural proposto por Charles Darwin e seguem o princípio de sobrevivência dos mais aptos, sendo muito utilizados em problemas onde, dado um conjunto de elementos ou indivíduos, deseja-se encontrar aquele que melhor atenda a certas condições previamente especificadas (da Silva, 2001).

5.5.3.4 Algoritmos genéticos

Os algoritmos genéticos são algoritmos de busca e otimização que se baseiam no processo da seleção natural para determinar os valores ótimos dos parâmetros que minimizem a função objetivo. Assim, os algoritmos genéticos a partir de uma população inicial de indivíduos, cada um com uma capacidade de adaptação chamada aptidão, desenvolvem, através de operadores genéticos como cruzamentos e mutações, uma nova geração de indivíduos. Isto é, que cada indivíduo dessa população representa uma possível solução do problema.

A vantagem dos algoritmos genéticos é a facilidade de se trabalhar com variáveis discretas, um fator muito relevante quando se trata com problemas de otimização estrutural (Lima, 2011). Na área de calibração de modelos numéricos de pontes a partir de dados experimentais usando estes algoritmos salientam-se os trabalhos desenvolvidos por Zabel & Brehm (2009), Ribeiro (2012), Malveiro et al. (2014) e dos Santos (2014). A seguir são descritos as principais etapas que envolvem o processo de implementação dos algoritmos genéticos:

Geração da população inicial

A população pode ser gerada de forma aleatória ou pode ser uma seleção heurística introduzindo no início indivíduos “interessantes” como, por exemplo,

soluções aproximadas conhecidas contendo algum tipo de informação prévia. Cada variável possui um intervalo de variação definido por um limite superior e inferior. Quando se geram aleatoriamente populações pequenas, provavelmente algumas regiões do espaço de busca não serão representadas, reduzindo assim a possibilidade de atingir um ótimo global. Este problema pode ser resolvido gerando a população inicial com distribuição uniforme (da Silva, 2001). Enquanto uma população grande pode atingir um ótimo global porém exige maiores tempos computacionais. Assim, o desempenho e a eficiência do algoritmo é afetada pelo número de indivíduos da população inicial. Segundo Correia (2003) a população inicial deve ter entre 30 a 100 indivíduos.

Função de aptidão

Esta função mede a capacidade adaptação do indivíduo, ou seja, o quão boa é solução para um determinado problema. A determinação da aptidão de cada um dos indivíduos da população é determinada a partir da função objetivo.

Seleção

Através deste operador genético são selecionados os indivíduos que irão se reproduzir na próxima geração, baseados no princípio da “sobrevivência dos melhores indivíduos”, onde os indivíduos com mais aptidão são copiados de forma semi-aleatória para um novo conjunto que formará a próxima geração. Em contrapartida, os indivíduos com baixa aptidão serão desconsiderados. Os processos de seleção podem ser por amostragem direta, onde os indivíduos são selecionados segundo algum critério específico; por amostragem aleatória, na que todos os indivíduos têm a mesma chance de serem selecionados para a reprodução; e por amostragem estocástica, onde cada indivíduo possui uma probabilidade de seleção proporcional ao seu grau de aptidão. De todas as metodologias de seleção descritas as mais utilizadas são o método da roleta e o método do torneio.

Cruzamento

Nesta etapa, os algoritmos tentam criar novas e melhores soluções, isto é, indivíduos mais aptos. Esta operação permite propagar as características destes indivíduos e ao mesmo tempo garantem a diversidade da população. As formas mais comuns de troca de segmentos nos algoritmos genéticos são as de ponto

único, multiponto e cruzamento uniforme. O cruzamento do ponto único é realizado a partir de um ponto pré-determinado. O cruzamento multiponto tem o mesmo princípio que o cruzamento anterior, porém aplicado a várias posições. O cruzamento uniforme não usa pontos de corte, mas determina através de um parâmetro global a probabilidade de cada variável ser trocada entre pais. A taxa de cruzamento recomendados por Laurence (1997) varia entre 60% a 95%.

Mutação

Após o processo de cruzamento é executado o operador de mutação e tem como principal objetivo garantir a maior variabilidade da população. A taxa de mutação recomendada por Laurence (1997) varia entre 0.5 e 1%. Entre as vantagens deste operador é a de evitar mínimos locais, recupera a informação perdida no processo de cruzamento e previne a perda da informação genética.

Substituição

Nesta etapa os indivíduos da geração antiga são substituídos pela nova população. Entre as formas mais conhecidas de substituição estão a chamada de elitismo, a qual consiste em selecionar o melhor ou melhores indivíduos de uma geração e automaticamente introduzi-los na geração seguinte, sem que eles passem pelo cruzamento. Na substituição total, a população anterior não convive com a próxima população, correndo o risco de perder as soluções boas encontradas.

Critério de parada

Este operador é encarregado de estabelecer a parada ou continuação da execução do algoritmo genético. Dentro dos possíveis critérios de parada estão: que o algoritmo atingiu o número máximo de gerações, chegada a um determinado valor predefinido da função objetivo, quando é satisfeita o critério de convergência ou quando a população fica homogênea. Mais detalhes acerca dos operadores genéticos podem ser encontrados em pesquisas de da Silva (2001), Rosa & Luz (2009), Lima (2011) e Ribeiro (2012).

5.5.3.5 Implementação computacional do método iterativo

Na Figura 5.20 apresenta-se um fluxograma que ilustra o funcionamento do método iterativo de calibração numérica baseado em algoritmos genéticos,

envolvendo dois programas comerciais MATLAB e ABAQUS. A interação entre estes programas pretende determinar uma solução otimizada dos parâmetros do modelo, minimizando as diferenças entre as frequências naturais numéricas e teóricas. Para tal fim, consideram-se como constante as frequências naturais teóricas e variáveis os parâmetros do modelo numérico.

Figura 5.20 - Diagrama do método iterativo baseado em algoritmos de otimização.

Todo o processo iterativo de otimização é controlado desde o programa MATLAB, onde é definida todos os dados iniciais do processo, como o número e o domínio dos parâmetros a otimizar e os parâmetros dos operadores genéticos. A geração da população inicial é realizada aproveitando o *toolbox* de algoritmos genéticos disponíveis no MATLAB. Em seguida estes dados são reescritos de forma automática em código *Python*, em um arquivo de variáveis nomeado como "AGs.py". O *script* gerado no *Python* é executado no ABAQUS em modo *batch*. Já no processo de execução, a base de dados do modelo CAE é aberta para identificar e atribuir valores gerados pelos algoritmos genéticos aos parâmetros a serem otimizados. Realiza-se a análise modal para determinar as frequências e os modos de vibração numéricos da estrutura, as mesmas que são salvas em arquivo de saída *.odb para sua posterior leitura no MATLAB. A partir dos dados modais numéricos e teóricos é realizada a avaliação da função objetivo. Se o

critério de parada não é satisfeita ou o limite de gerações não é atingida, o *toolbox* de algoritmos genéticos de MATLAB gera novamente um conjunto de valores para os parâmetros do modelo com vista a minimizar os novos resíduos da função objetivo. Este processo é repetido até satisfazer o critério de parada.

O aplicativo computacional desenvolvida pode ser adaptada para outro tipo de calibrações numéricas inclusive incluindo dados experimentais.

5.5.4 Calibração do modelo numérico

Nesta seção é realizada a calibração do modelo numérico do vagão GDE para determinar os parâmetros mecânicos do veículo baseado na informação teórica das frequências naturais, usando o método iterativo desenvolvido. O modelo numérico em elementos finitos do vagão foi desenvolvido no programa ABAQUS, conforme a descrição feita no item 5.5.2.

Na tabela 5.4 estão descritos os parâmetros mecânicos do modelo numérico do vagão, incluindo a descrição, o domínio dos parâmetros e o valor adotado.

Tabela 5.4 - Características dos parâmetros do modelo numérico do vagão.

Parâmetro	Descrição	Unidade	Limites (inf./sup.)	Valor adotado
Mc	Massa do corpo	t	-/-	88.64
Mt	Massa do truque	t	-/-	1.32
Icx	Inércia no eixo X	t-m ²	40/80	60
Icy	Inércia no eixo Y	t-m ²	350/650	500
Icz	Inércia no eixo Z	t-m ²	350/650	500
Ksv	Rigidez Vertical - S. Secundaria	kN/m ²	5000/7000	6000
Ksh	Rigidez Horizontal - S. Secundaria	kN/m ²	2500/4500	3500

Na falta de informação das características do vagão GDE foi conveniente realizar uma pesquisa bibliográfica procurando encontrar alguma referência dos parâmetros com características similares a este veículo. A partir dessa busca foi possível estimar os valores limites dos parâmetros, conforme indicados na tabela 5.4. Entre os trabalhos revisados estão as de Wu et al. (2001), Yang et al. (2004), Dias (2007), Correa (2008), Bonifácio (2012) e dos Santos et al. (2014).

Vale salientar que os vagões GDE não tem suspensão primária, pois a ligação entre os rodeiros e os truques é através de contato rígido. Portanto, na calibração do modelo as suspensões primárias serão simuladas com elementos de

elevada rigidez. No que se refere à distribuição de massas no vagão, estas foram estimadas para o caso de um vagão carregado, baseado nas informações fornecidas pelos técnicos da empresa VALE e nas informações obtidas das fichas técnicas de trens (CVRD-EFVM, 2000).

A função objetivo para o processo de calibração é definida com base nas diferenças entre as respostas numéricas e as respostas teóricas que inclui os resíduos das frequências de vibração, conforme a seguinte equação:

$$f = \sum_{i=1}^n \frac{|f_i^{teórico} - f_i^{num}|}{f_i^{teórico}} \quad (5.1)$$

onde $f_i^{teórico}$ e f_i^{num} são as frequências teóricas e frequências numéricas do vagão referentes ao modo i , respectivamente.

As frequências teóricas do vagão constituem os valores de referência a serem atingidos durante o processo de calibração, os mesmos que foram obtidos do manual de fabricação dos vagões. Os valores das frequências teóricas dos cinco primeiros modos de vibração são iguais a 1.1 Hz, 2.2 Hz, 2.6 Hz, 2.9 Hz e 4.1 Hz.

Na falta de informação estatística dos parâmetros a serem otimizados para realizar uma análise de sensibilidade global, foi realizada apenas uma análise de sensibilidade local; variando os parâmetros uma de cada vez, e vendo o efeito destes na resposta modal do veículo. A Figura 5.21 apresenta a influência da variação da massa e dos momentos de inércia do corpo do vagão, assim como a variação da rigidez vertical e horizontal do sistema de suspensões na intensidade das frequências naturais de cada modo de vibração do vagão. Do gráfico verifica-se que a variação dos valores do momento de inércia I_{cx} têm maior influência nas frequências do primeiro e quinto modo de vibração, os mesmo que estão ligados com o grau de liberdade das rotações em torno ao eixo longitudinal (*roll*). Já os outros modos de vibração são pouco influenciados por este parâmetro. No caso do momento de inércia I_{cy} , observa-se que este parâmetro tem maior influência no segundo modo de vibração que esta ligada às rotações em torno ao eixo vertical (*yaw*). O parâmetro do momento de inércia I_{cz} tem maior influência no quarto modo de vibração ligado às rotações em torno do eixo transversal (*pitch*).

Em relação ao parâmetro da massa, verifica-se que este tem maior efeito no terceiro modo de vibração, vinculado ao grau de liberdade de deslocamento vertical (*bounce*) e em menor grau nas frequências do quinto modo de vibração. A variação dos valores da suspensão secundária vertical (K_{sv}) e horizontal (K_{sh}) têm maior influência nas frequências dos três primeiros modos de vibração, e no quarto e quinto modo, respectivamente.

Figura 5.21 - Influência da variação dos parâmetros nas resposta modal do vagão.

Na Figura 5.22 apresenta-se a variação dos valores da função objetivo ao longo das gerações durante o processo de calibração do modelo do vagão.

Figura 5.22 - Valores da função objetivo em cada geração: (a) médio e mínimo, (b) máximo, médio e mínimo.

Entre os parâmetros considerados no processo de calibração do modelo usando algoritmos genéticos estão a população inicial formada por 50 indivíduos, número máximo de gerações igual a 100 gerações, probabilidade de cruzamento igual a 50%, probabilidade de mutação igual a 5% e o critério de parada se dá quando é atingido o número máximo de gerações ou quando a população fica

homogênea. A população inicial foi gerada aleatoriamente entre os domínios estabelecidos no começo da análise.

Na Tabela 5.5 apresenta-se a comparação das frequências teóricas e as obtidas do modelo numérico após processo de calibração. Os resultados obtidos mostram uma boa concordância entre os valores teóricos e numéricos para os cinco primeiros modos de vibração, com erros abaixo de 4.9 %.

Tabela 5.5 - Frequências naturais do vagão GDE.

Elemento	Modo	Natureza do modo	Frequência (Hz)		Erro (%)
			Teórico	Modelo 3D	
Corpo	1C	Rotação em X (<i>lower sway</i>)	1.10	1.10	0.0
	2C	Rotação em Y (<i>yaw</i>)	2.20	2.20	0.0
	3C	Translação (<i>bounce</i>)	2.60	2.62	0.8
	4C	Rotação em Z (<i>pitch</i>)	2.90	2.84	-2.1
	5C	Rotação em X (<i>upper sway</i>)	4.10	3.90	-4.9

A Figura 5.23 mostra a configuração dos modos de vibração do vagão.

Figura 5.23 - Modos de vibração calibrados do vagão GDE.

No caso das locomotivas, suas propriedades mecânicas foram estimadas de forma aproximada baseadas nas informações fornecidas pelos técnicos da empresa VALE e nas informações obtidas das fichas técnicas de trens (CVRD, 2002). Na Tabela 5.6 mostram-se as propriedades mecânicas da locomotiva e do vagão; estas últimas obtidas do processo de otimização. As frequências naturais da locomotiva são apresentadas na Tabela 5.7.

Tabela 5.6 - Parâmetros mecânicos dos veículos

Parâmetros	Unidade	DASH 9W		GDE
Massa do Caixa (Mc)	t		95.04	88.64
Inércia (Icx)	t-m ²		71.28	50.18
Inércia (Icy)	t-m ²		1259.38	454.94
Inércia (Icz)	t-m ²		2045.30	571.16
		4 Eixos*	2 Eixos*	
Massa do Truque (Mt)	t	5.60	12.00	1.32
Inércia (Itx)	t-m ²	2.92	6.25	0.32
Inércia (Ity)	t-m ²	1.87	11.97	0.33
Inércia (Itz)	t-m ²	2.02	19.89	0.82
Massa das Rodas (Mw)	t	1.16	---	0.59
Suspensão Primária				
Rigidez Vertical (Kpv)	kN/m	3510.00		Rígida
Rigidez Lateral (Kph)	kN/m	2350.00		5000.00
Amortecimento Vertical (Cpv)	kN.s/m	54.00		0.00
Amortecimento Lateral (Cph)	kN.s/m	30.00		10.00
Suspensão Secundária				
			Caixa-Bolster	
Rigidez Vertical (Ksv)	kN/m	3960.00	11880.00	6393.90
Rigidez Lateral (Ksh)	kN/m	2480.00	2350.00	4387.25
Amortecimento Vertical (Csv)	kN.s/m	152.00	152.00	76.00
Amortecimento Lateral (Csh)	kN.s/m	30.00	30.00	45.00
Rigidez de contato Roda-Trilho (K _H)*	kN/m	1.43E+06		1.50E+06

*4 eixos: Parte da locomotiva que esta composta por quatro eixos e dois truques.

*2 eixos: Locomotiva composta por dois eixos de *span bolster* e quatro grupos de truques.

*Rigidez de contato roda-trilho calculado a partir da teoria de Hertz.

Tabela 5.7 - Frequências naturais da locomotiva DASH 9W

Elemento	Modo	Natureza do modo	Frequência (Hz)
Corpo	1C	Rotação em X (<i>roll</i>)	0.69
	2C	Rotação em Y (<i>yaw</i>)	1.77
	3C	Translação Y (<i>bounce</i>)	2.00
	4C	Rotação em X (<i>roll</i>)	2.29
	5C	Rotação em Z (<i>pitch</i>)	2.59
Truque	1T	Rotação em X (<i>roll - sway</i>)	4.55
	2T	Rotação em Y (<i>yaw</i>)	4.70
	3T	Translação Z (<i>sway</i>)	4.71
	4T	Rotação em Z (<i>pitch</i>)	6.24
	5T	Rotação em X (<i>roll</i>)	7.30
	6T	Translação Y (<i>bounce</i>)	8.45

Na Figura 5.24 apresentam-se as configurações dos modos de vibração da locomotiva DASH 9W, dos quais os primeiros cinco modos correspondem aos movimentos do corpo da locomotiva e os outros aos movimentos dos truques e dos *span bolsters*.

Figura 5.24 - Modos de vibração da locomotiva DASH 9W.

5.6 Análise dinâmica do sistema do veículo-estrutura

As respostas numéricas do sistema foram obtidas baseadas em uma análise dinâmica realizada no aplicativo AIVE, considerando a interação veículo-estrutura e as irregularidades da via. No problema dinâmico de interação veículo-estrutura, o aplicativo usa o método de superposição modal para resolver as equações de equilíbrio dinâmico da ponte, e o método implícito de integração direta para a resolução das equações dinâmicas do veículo. Detalhes sobre a metodologia de resolução do problema de interação encontram-se explicadas no Capítulo 3.

Na análise modal, os coeficientes de amortecimento dos modos de vibração foram obtidos a partir das medições experimentais e aos critérios citados no item 5.3. Para determinar a resposta da ponte foi considerada a contribuição de 50 modos de vibração com frequências que variam entre 2.42 Hz e 31.79 Hz. O incremento de tempo da análise foi igual a 0.001 s. Para a integração direta implícita foi usado o método de Hughes-Hilber-Taylor (HHT) com parâmetros $\alpha = -0.05$, $\beta = 0.25 (1 - \alpha)^2$ e $\gamma = 0.5 - \alpha$, onde α é o parâmetro que controla a dissipação numérica do algoritmo (Hilber et al., 1977).

5.6.1 Irregularidades da via

Uma vez que as medições experimentais das irregularidades da via não estavam disponíveis, estas foram geradas a partir das funções de densidade espectral de potencia proposta pela Associação Americana de Ferrovias, usando a seguinte equação empírica:

$$S(\omega) = \frac{A_v \omega_2^2 (\omega^2 + \omega_1^2)}{\omega^4 (\omega^2 + \omega_2^2)} \quad (5.2)$$

onde $\omega_1 = 23.29 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$, $\omega_2 = 13.12 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ e o parâmetro A_v é um coeficiente relacionado com a qualidade da via. Garg-Dukkipati (1984) e Kourossis et al., (2014) classificam as vias em seis classes baseado em dados experimentais analisados; nomeando as vias de má qualidade como classe 1 e as de excelente qualidade como classe 6. O perfil de irregularidades foi gerado usando a equação 5.3 e considerando os parâmetros obtidos da função de densidade espectral.

$$r(x) = \sum_{k=1}^N a_k \cos(\omega_k x + \varphi_k) \quad (5.3)$$

onde ω_k é a frequência das irregularidades definida entre o limite inferior e superior, isto é, $\omega_{i,s} = 2 \pi \lambda^{-1} \text{ rad/m}$. Os limites foram definidos pela gama de comprimentos de onda entre [3, 25] para D_1 e [25, 70] para D_2 conforme recomendação da norma EN13848-5 (2008). O incremento das frequências é dado por $\Delta\omega = (\omega_s - \omega_i) / N$, onde N é o número de discretizações para obter o incremento das frequências, adotou-se o valor de $N = 2500$. Ou seja:

$$\omega_k = \omega_i + (k - 1/2)\Delta\omega \quad k = 1, 2, 3, \dots, N \quad (5.4)$$

Os ângulos de fase φ_k são valores de amostras de variáveis randômicas uniformemente distribuídas entre $[0, 2\pi]$. A amplitude das irregularidades a_k são valores de amostras de variáveis randômicas gaussianas com média zero e variância σ_k dada por:

$$\sigma_k^2 = 4S_x(\omega_k)\Delta\omega, \quad k = 1, 2, 3, \dots, N \quad (5.5)$$

Para a simulação realizada, foram geradas três classes de irregularidades, classe 1, 3 e 6; a fim de verificar o efeito destes no comportamento do sistema veículo-estrutura e escolher aquele se adapte melhor na comparação com os dados experimentais. Os valores do parâmetro A_v foram adotados de acordo com os estabelecidos na Tabela 2.3 do Capítulo 2.

Na Figura 5.25 são ilustradas o perfil de irregularidades, dos trilhos direito e esquerdo, geradas para três classes de via com um comprimento de 210 m, 20 m antes e 150 m depois da ponte, e a respectiva função de densidade espectral de potência.

Figura 5.25 - (a) Irregularidades da via gerados aleatoriamente, (b) amplitude do espectro das irregularidades em função do número de onda.

Do gráfico anterior constata-se, que efetivamente os parâmetros das vias de classe 1 (má qualidade) geram amplitudes de irregularidades muito maiores que as outras classes de via. Essa diferença também é observada na amplitude do espectro das irregularidades. Nos três perfis de irregularidades apresentados verifica-se que as maiores amplitudes se dão para comprimentos de onda entre 32 m a 60 m.

As análises de interação considerando as irregularidades das três classes de via adotadas mostraram que estas não tem efeito significativo na resposta dos deslocamentos no meio do vão, isto pode ser devido a que as irregularidades não provocam amplificações dinâmicas consideráveis nas cargas do trem para baixas velocidades de passagem. Assim, os deslocamentos obtidos com a inclusão das irregularidades da classe 3 e 6 são praticamente coincidentes, com pequenas

diferenças na magnitude dos pontos extremos das oscilações. Já no caso dos deslocamentos provocados pelas irregularidades da classe 1 observou-se que estas apresentam maiores amplificações nas oscilações em relação aos obtidos pela classe 3 e 6, tal conforme se ilustra na Figura 5.26.

Figura 5.26 - (a) Comparação dos deslocamentos no meio do vão da ponte para três classes de irregularidades, (b) vista detalhada de um trecho da função temporal dos deslocamentos.

5.6.2 Influência da interação veículo-estrutura e as irregularidades

A análise dinâmica da ponte Suaçuí foi realizada considerando a ação do trem como carga móvel, levando em conta o efeito dinâmico deste na interação veículo-estrutura, com e sem inclusão das irregularidades na via. A Figura 5.27 mostra a comparação dos deslocamentos no meio do vão da ponte considerando as formas de modelagem do veículo previamente listadas. Nesta figura, observa-se que na parte inicial, os deslocamentos são bastante coincidentes para ambas as formas de modelagem do trem. No entanto, diferenças significativas aparecem durante a passagem dos vagões, conforme se apresenta com maior detalhe na Figura 5.27b e na Figura 5.27c-d. O espectro dos deslocamentos da análise considerando o fenômeno de interação mostra o aparecimento, amplificação e redução da amplitude de algumas frequências que no espectro de deslocamentos obtidos da análise com cargas móveis não aparecem.

O efeito da interação assume maior relevância gradualmente à medida que os vagões atravessam a ponte. Este comportamento pode estar relacionado com a inclusão do efeito inercial dos veículos em movimento e a ação repetitiva das cargas induzidas na ponte, caracterizado pelo movimento sequencial das cargas por eixo, o que implica a imposição de certas frequências de excitação à ponte

durante a passagem dos vagões. Outra razão para estas diferenças podem ser atribuídas ao fato da ação do trem representada por cargas móveis, perde precisão no cálculo dinâmico para relações de massa veículo-ponte grandes, tal como acontece em nosso estudo, onde a massa do veículo que atravessa a ponte pode chegar a ter até 20% a mais da massa da ponte, isto é que a relação da massa veículo-ponte é igual a 1.20. Para fins comparativos, adota-se as irregularidades de classe 3, por serem estas, bastante próximas às respostas obtidas experimentalmente, conforme será mostrado mais adiante.

Figura 5.27 - Comparação das respostas no meio do vão da ponte: (a) função temporal, (b) vista detalhada de um trecho da função temporal e (c-d) espectro dos deslocamentos.

Na Figura 5.27b também se pode observar que o efeito das irregularidades nos deslocamentos da ponte nas análises com interação é mínima, provocando apenas ligeiros incrementos na sua magnitude, esta afirmação pode também ser verificada no espectro dos deslocamentos. Por tanto, este efeito pode ser desconsiderado em análises com baixas velocidades de operação do veículo. Conclusões similares foram encontradas em pesquisas desenvolvidas por Yang et al. (2004) e Majka & Harnett (2009).

Na Figura 5.28a são apresentadas as funções das acelerações no meio do vão da ponte, as quais tendem a crescer à medida que a composição entra na estrutura até se estabilizar em um determinado nível de aceleração, que é quando os vagões se encontram passando na ponte, e começam a decair quando estes saem da ponte. Percebe-se ainda que neste último trecho são registradas as acelerações em vibração livre da estrutura. Diferenças significativas podem ser observadas nas acelerações obtidas nas análises com interação e as calculadas com cargas móveis. A causa dessas diferenças pode ser devido à contribuição inercial da massa pesada dos veículos, a flexibilidade da estrutura e a relação de massa veículo-ponte elevada na análise de interação, o que gera consideráveis níveis de aceleração muito superiores aos obtidos na análise com cargas móveis.

Figura 5.28 - Comparação das respostas no meio do vão da ponte: (a) acelerações, (b) espectro das acelerações.

A inclusão das irregularidades também provocou ligeiros incrementos na magnitude das acelerações em relação aos obtidos na análise sem inclusão das irregularidades da via. Essas diferenças são mais relevantes no instante em que os vagões atravessam a ponte, da mesma forma como foi observado nas funções temporais dos deslocamentos. O efeito das irregularidades pode ser também visualizado no espectro das acelerações, conforme se mostra na Figura 5.28b, onde para determinadas frequências, as irregularidades apresentam acréscimos na magnitude das amplitudes dos espectros.

Na Figura 5.29 apresenta-se, como exemplo, a comparação da resposta dinâmica em termos de acelerações no corpo dos veículos V1 (locomotiva) e V6 (vagão do meio) com e sem inclusão de irregularidades. Na avaliação realizada,

verifica-se que as respostas dos veículos são mais sensíveis do que as respostas da estrutura às irregularidades da via, seja aumentando ou diminuindo a magnitude das acelerações durante o percurso da composição sobre a ponte e nos aterros adjacentes aos encontros da ponte. Na Figura 5.29a constata-se que as locomotivas apresentam menores acelerações em relação aos obtidos em um dos vagões, confirmando que o efeito da interação assume maior relevância quando os vagões atravessam na ponte. Certamente, o efeito das irregularidades também depende de outros parâmetros tais como a velocidade de passagem, as propriedades dinâmicas do veículo (suspensões primárias e secundárias) e a qualidade da via. Outro motivo para as diferenças entre as magnitude das acelerações é que as irregularidades impõem e amplificam determinadas frequências de excitação no veículo assim, por exemplo, as frequências: 0.24 Hz, 0.82 Hz e 1.92 Hz no veículo V-1 e 1.65 Hz, 2.17 Hz e 2.44 Hz no veículo V-6, tal como ilustrado na Figura 5.29b.

Figura 5.29 - Comparação das respostas no corpo dos veículos V-1 e V-6: (a) acelerações, (b) espectro das acelerações.

5.6.3 Comparação de respostas numéricas e experimentais

Nesta seção é apresentada uma comparação de respostas numéricas e experimentais em termos de deslocamentos verticais e acelerações no meio do vão

da ponte, para a passagem de um trem minério a 30 km/h. A passagem do trem durante o teste de campo demorou aproximadamente 230 segundos tal qual consta nas medições mostradas na Figura 5.7. No entanto, a comparação será feita somente com a parte inicial dos dados experimentais: primeiro devido ao elevado custo computacional necessário para uma análise de interação dinâmica com todos os veículos da composição; e segundo, porque a magnitude das acelerações e deslocamentos observados nos ensaios experimentais não divergem muito após passagem das locomotivas.

Na Figura 5.30 ilustra-se a simulação da passagem do trem sobre a ponte, mostrando os deslocamentos tanto na ponte quanto nos veículos, em um instante de tempo, como resultado da análise desacoplada de interação dinâmica veículo-estrutura.

Figura 5.30 - Visualização numérica dos resultados de deslocamento da análise da interação desacoplada veículo-ponte a) ponte, b) trem com duas locomotivas e dez vagões.

Nos ensaios de campo, os deslocamentos foram medidos em ambos lados da parte central do vão da ponte (Figura 5.4). As respostas experimentais mostraram a existência de algumas diferenças nas medições destes pontos, que teoricamente deveriam ser iguais, os quais estão provavelmente relacionados à influência dos modos de torção sobre o comportamento global da ponte e a distribuição não uniforme da carga transversal dos veículos, sendo que o peso do veículo na prática é um parâmetro variável dependente do tipo de material e do volume transportado em cada viagem.

Na Figura 5.31 pode-se observar que a parte inicial das respostas, desde o instante em que a locomotiva entra na ponte até a entrada dos vagões, as curvas numéricas e experimentais dos deslocamentos são praticamente coincidentes, com pequenas oscilações nas medições experimentais, as mesmas que se fazem mais

evidentes e constantes com a entrada dos vagões na ponte. Este fenômeno foi reproduzido com boa aproximação pelo modelo numérico de interação com inclusão de irregularidades. No modelo numérico as oscilações aparecem um pouco antes do que nas medidas experimentais, mas à medida que os vagões se deslocam sobre a ponte, as respostas numéricas praticamente coincidem com as respostas experimentais (ver Figura 5.31b).

Figura 5.31 - Comparação numérico experimental das respostas no meio do vão da ponte: (a) função temporal dos deslocamentos, (b) vista detalhada.

A Figura 5.32 apresenta a comparação da função temporal das acelerações numéricas e experimentais. Para uma adequada comparação, as acelerações experimentais foram filtradas por um filtro digital passa baixo (*low-pass*), com uma frequência de corte de 30 Hz. Na figura constata-se que a magnitude das acelerações experimentais são maiores aos obtidos numericamente, no instante em que as locomotivas entram e atravessam a ponte. As respostas numéricas melhoram e ficam mais próximas às medições experimentais, quando os vagões passa sobre a ponte, na ordem dos 1.40 m/s^2 .

Figura 5.32 - Comparação numérico experimental das acelerações no meio do vão da ponte.

No espectro das acelerações experimentais (Figura 5.33a), observa-se que, além da contribuição das frequências de até 1.70 Hz identificadas na assinatura do trem apresentadas na Figura 5.33c, também está a contribuição de várias frequências da ponte identificadas numericamente, tais como 8.2 Hz, 9.1 Hz, 10.2 Hz e 19.9 Hz, das quais o primeiro dos mencionados corresponde à contribuição do primeiro modo de flexão. As frequências identificadas entre as frequências de excitação devido ao movimento do veículo e as frequências naturais da ponte podem estar relacionadas provavelmente com os defeitos pontoais das rodas, tais como as mochas, que dificilmente podem ser reproduzidos no modelo numérico. Por outro lado, as contribuições das frequências não identificadas na simulação numérica possivelmente estão relacionadas às irregularidades da via com comprimentos de onda menores a 3 m, contribuição dos modos locais e ao defeito das rodas. O fato da via não incluir a camada de lastro, origina a aparição de frequências altas nas respostas, que normalmente não são observadas no espectro de acelerações (Figura 5.33b), devido à sua difícil representação numérica. Segundo Rigueiro (2006), o lastro atua como um filtro de passa baixa, suprimindo a contribuição de algumas frequências que compõem a resposta da ponte. As pontes metálicas ao estar composto principalmente por elementos de aço e ter baixos níveis de amortecimento são mais susceptíveis ao aparecimento de frequências elevadas nas respostas dinâmicas da estrutura.

Figura 5.33 - Espectro das acelerações no meio do vão da ponte: (a) experimental, (b) numérico e (c) assinatura dinâmica do trem para uma velocidade de 30 km/h.

A entrada abrupta do trem pode ser outro fator que justifique a participação de modos de vibração com frequências altas na resposta da estrutura (Figura 32),

em particular os modos locais de flexão das vigas longarinas e transversinas provocadas pela ação direta da carga móvel.

5.6.4 Simulação do comportamento dinâmico do sistema veículo-estrutura

Nesta seção é apresentada a simulação do comportamento dinâmico da ponte Suaçuí sob ação de tráfego. As análises dinâmicas foram realizadas para a passagem do trem minério, baseado em uma metodologia com cargas móveis e em um modelo de interação incluindo o efeito das irregularidades. Os resultados da simulação serviram de base para a verificação de aspectos relacionados com a segurança estrutural e a segurança da via.

A Figura 5.34 ilustra os valores máximos dos deslocamentos e acelerações no meio do vão da ponte para uma gama de velocidades entre 20 km/h e 130 km/h, considerando que a linha ferroviária em estudo permite uma velocidade máxima autorizada de 65 km/h, para trens de minérios carregados. De acordo, com os gráficos, as respostas da estrutura sofrem amplificações para velocidades de 60 km/h e 100 km/h nos modelos com interação, já no modelo de carga móvel não são tão visíveis essas amplificações. Uma das velocidades de ressonância observadas corresponde à excitação da ponte com a frequência relacionada ao primeiro modo de vibração vertical da ponte (f_8). Assim, por exemplo, para estimar a velocidade ressonante como função da passagem do vagão, que possui um espaçamento regular entre grupo de eixos (d) igual a 3.775 m e $i=2$, obtêm-se: $v_i = f_8 \times d / i = 8.24 \text{ Hz} \times 3.775 \text{ m} / 2 = 15,6 \text{ m} / \text{s} (\approx 60 \text{ km} / \text{h})$.

Na Figura 5.34 verifica-se também que as respostas máximas em termos de acelerações e deslocamentos obtidos da análise de interação veículo-estrutura incluindo irregularidades são maiores aos obtidos com cargas móveis, na ordem dos 3% para quase todas as velocidades, exceto nas vizinhanças da velocidade de ressonância de 100 km/h, onde a diferença se incrementa a 10%. Esta diferença também se observa nos fatores de amplificação dinâmica (FAD). Em termos de acelerações, os resultados obtidos pela análise de interação são até 12 vezes maior aos obtidos com cargas móveis. Esta clara diferença pode ser atribuída à contribuição dos efeitos inerciais da massa pesada dos veículos na resposta dinâmica da ponte. Por outro lado, a inclusão de irregularidades nas análises de interação não teve efeitos significativos nas respostas máximas das acelerações e deslocamentos, exceto nas vizinhanças das velocidades de ressonância.

Figura 5.34 - Respostas máximas no meio do vão da ponte: (a) deslocamentos, (b) acelerações e (c) fator de amplificação dinâmica (FAD) nos deslocamentos.

A verificação da segurança estrutural foi realizada comparando as respostas obtidas das simulações dinâmicas com os resultados obtidos das análises quase-estáticas para os modelos de carga TB360 (norma NBR 7189, 1985) e Cooper 80 (AREMA, 2013) majorados pelo fator de impacto. O fator de amplificação dinâmica aplicado ao modelo de carga TB360 foi determinado através de equação 2.24, resultando em 1.308 para um comprimento de vão de 41 m (134.5 ft). No caso do trem tipo Cooper 80, o fator de impacto calculado por meio da equação 2.35 resultou em um valor de 1.217. Os deslocamentos máximos no meio do vão da ponte, majorados pelo fator de impacto para os modelos de carga TB360 e Cooper 80 foram 39.45 mm e 40.51 mm, respectivamente. Sendo estes valores superiores aos deslocamentos obtidos nas análises dinâmicas, particularmente da velocidade de 100 km/h onde se obteve um deslocamento máximo de 24.35 mm, garante-se, desta forma a segurança estrutural da ponte.

Os fatores de amplificação dinâmica (FAD) são apresentados na Figura 5.34c, onde se verifica que estes são inferiores aos fatores de impacto calculados

com as normas NBR 7189 e AREMA. As amplificações mais elevadas são obtidas na velocidade de ressonância de 100 km/h, com valores de 1.022, 1.106 e 1.124 para os modelos de carga móvel, modelo de interação sem irregularidades e com irregularidades, respectivamente. Da comparação, se pode concluir que o fator de impacto da norma AREMA é o que mais se aproxima aos FADs obtidas nas nossas análises numéricas.

A título de exemplo são mostradas na Figura 5.35 as acelerações máximas dos veículos V1, V6 e V11 obtidas da análise de interação. Neste gráfico verifica-se que os valores máximos das acelerações, em geral, tendem a se incrementar com o aumento da velocidade de passagem do trem. O efeito das irregularidades nos valores das acelerações é mínimo para velocidades menores a 50 km/h. A partir desta velocidade, os valores máximos das acelerações obtidas da análise de interação considerando as irregularidades são superiores aos valores obtidos da análise onde não foi considerado as irregularidades, evidenciado dessa forma que as irregularidades tomam maior relevância à medida que a velocidade de operação do trem aumenta.

Figura 5.35 - Acelerações máximas nos corpos dos veículos V-1, V-6 e V-11.

Da simulação do comportamento do sistema veículo-estrutura sob ação de tráfego, pode-se concluir que os maiores efeitos dinâmicos acontecem no subsistema ponte devido à ação dos vagões com massa considerável, que geram elevados níveis de aceleração, particularmente para as velocidades ressonantes de 60 km/h e 100 km/h, o que pode gerar instabilidade na via, embora as verificações de segurança estrutural mostrem que as amplificações dinâmicas, em termos de deslocamentos, foram cobertas pelos coeficientes de impacto. Além disso, nas normas revisadas não se contempla de forma explícita os critérios para avaliar a segurança da via e os limites de aceleração no corpo dos veículos.

5.7 Conclusões

Da análise dinâmica da ponte Suaçuí realizada considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura, chegaram-se às seguintes conclusões:

- Para a avaliação dinâmica da ponte Suaçuí foi desenvolvido um modelo tridimensional de interação veículo-estrutura, com o intuito de reproduzir as respostas obtidas nas medições experimentais e assim identificar os fatores e parâmetros que mais influenciam no comportamento dinâmico do sistema. Embora não foram realizados testes específicos para determinar as propriedades dinâmicas da estrutura, os valores adotados na modelagem numérica foram o suficientemente próximas para obter bons resultados, considerando que as propriedades do aço, material predominante da ponte, se caracterizam por ter pouca variabilidade. As simplificações adotadas para a modelagem da região das ligações baseado nas recomendações de Teixeira (2015) permitiram reproduzir resultados numéricos próximos aos medidos experimentalmente.
- Uma análise paramétrica simples foi realizada para determinar o número de modos a considerar na análise dinâmica da ponte, usando o método de superposição modal, e tendo em conta as recomendações estabelecidas na norma EN1990-A2 (2005). O número de modos adotados para as análises foi de 50 modos com frequências de até 31.79 Hz.
- A partir da medição das acelerações em vibração livre da estrutura foram estimados os coeficientes de amortecimento do 2º e 5º modo de vibração, usando o método de decremento logarítmico. Para os outros modos de

vibração, os coeficientes de amortecimento foram assumidos de acordo com as recomendações da norma EN1991-2 (2003).

- A modelagem numérica dos veículos foi realizada de forma simplificada, baseada nas informações fornecidas pelos técnicos da empresa VALE e nas informações encontradas na literatura. Na falta de informações das propriedades dinâmicas dos veículos como a distribuição das massas, as inércias e as rigidezes do sistema de suspensões, estas foram estimadas a partir das frequências naturais teóricas, aplicando uma metodologia de calibração de modelos numéricos.
- Um aplicativo para calibração de modelos numéricos foi desenvolvido baseado em algoritmos genéticos. Esta metodologia envolveu a ligação de dois programas comerciais como o ABAQUS e o MATLAB, para determinar uma solução otimizada dos parâmetros do modelo do veículo, minimizando a função objetivo, que no caso é dado pela diferença entre as frequências numéricas e teóricas. Nesta análise foram considerados como constantes as frequências teóricas e variáveis os parâmetros do modelo numérico. O aplicativo mostrou-se computacionalmente robusto e eficiente, chegando a obter resultados com boa aproximação, e pode ser adaptada facilmente a calibração de modelos que envolvam dados experimentais.
- A fim de estabelecer uma “marca” característica de excitação dinâmica da composição foi calculado a assinatura do trem baseado nas informações como as cargas por eixo e a distância entre eixos. Esta caracterização foi bastante útil na etapa de interpretação de respostas, e na identificação de comprimentos de onda e frequências que contribuem na resposta dinâmica da estrutura.
- Foram gerados três classes de perfil de irregularidades a partir das funções de densidade espectral de potencia, a fim de verificar o efeito destes no comportamento dinâmico da ponte e selecionar aquele que será usado para fins comparativos com as medições experimentais. Isto porque não se disponha medições do perfil de irregularidades na zona da ponte Suaçuí. Das análises realizadas, constatou-se que a influência das irregularidades foi mínima nas respostas, sendo a via de classe 3 a selecionada para fins comparativos, por ser mais próxima às respostas experimentais.

- Consideraram-se duas formas de modelagem do trem na análise dinâmica da ponte Suaçuí, como carga móvel e como modelo de interação com e sem inclusão de irregularidades. Nesta análise, verificou-se que os deslocamentos gerados por ambos modelos de carga são bastante coincidentes na parte inicial da resposta e o efeito da interação assume maior relevância quando os vagões atravessam na ponte.
- Diferenças significativas foram observadas nas respostas dinâmicas em termos de acelerações na ponte, quando calculadas com cargas móveis e levando em conta o fenômeno de interação. Esta diferença está relacionada ao fato do modelo de carga móvel não considerar a massa dos veículos nas análises, o que subestima a magnitude das acelerações. Este fato também é refletido nos deslocamentos. Já o modelo de interação considera todas as propriedades dinâmicas do veículo.
- Constatou-se que as respostas nos veículos são mais sensíveis ao efeito das irregularidades. Isto é devido as irregularidades da via que amplificam e impõem determinadas frequências de excitação no veículo. Este efeito é sentido com maior intensidade nos vagões, tal como constam nos registros das acelerações, e em menor grau nas locomotivas.
- A comparação das respostas numéricas e experimentais foi feita somente para um trecho das medições, isto devido ao elevado custo computacional na modelagem numérica da totalidade dos vagões monitorados em campo e a pouca variabilidade nas respostas após passagem das locomotivas.
- O modelo numérico de interação conseguiu reproduzir com boa precisão as respostas medidas em campo. As oscilações observadas nas medições experimentais dos deslocamentos também foram reproduzidas pelo modelo de interação com certo desfase, pois estas aparecem um pouco antes do que nas medidas experimentais, mas com o transcurso do tempo chegam a ser próximas.
- No espectro das acelerações obtidas a partir de dados experimentais foram identificadas a contribuição das frequências baixas geradas pela ação do trem, a contribuição de várias frequências da ponte, entre elas a frequência do primeiro modo de vibração vertical e a contribuição de frequências altas.

- O modelo numérico de interação não conseguiu reproduzir a contribuição das frequências altas na resposta do sistema, isto devido à complexidade do fenômeno, que esta relacionada com a contribuição dos modos locais, com o defeito das rodas e com as irregularidades com comprimentos de onda menores a 3 m. Outro fator que também contribuiu ao aparecimento destas frequências é que a via da ponte não inclui uma camada de lastro que os “filtre”, portanto fica propenso ao aparecimento de modos locais com elevadas frequências produto da ação quase direta das cargas móveis nas transversinas e vigas longarinas.
- Da simulação do comportamento dinâmico da ponte sob ação de tráfego, pode se concluir que as maiores amplificações das respostas máximas dos deslocamentos e acelerações acontecem para velocidades de 60 km/h e 100 km/h. Em situações de ressonância, as respostas das acelerações máximas obtidas por meio do modelo de interação situam-se até 12 vezes acima das respostas obtidas da análise com cargas móveis. No caso das respostas em termos de deslocamentos obtidas pelo modelo de interação situam-se entre 3 a 10% acima das respostas provenientes de análise com cargas móveis.
- Na simulação da passagem do veículo a diferentes velocidades, verificou-se que as irregularidades tiveram pouca influência nas respostas da ponte em termos de deslocamentos e acelerações, exceto em velocidades vizinhas das velocidades de ressonância. Na resposta dos veículos, verificou-se que as irregularidades tiveram pouca influência na magnitude das acelerações para velocidade menores a 50 km/h. O efeito das irregularidades tomou maior relevância com o aumento da velocidade de passagem do trem.
- O aplicativo AIVE desenvolvido mostrou-se bastante eficiente para a análise dinâmica da ponte Suaçuí considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura com modelos tridimensionais. Na solução do problema dinâmico o aplicativo permitiu a combinação de duas metodologias para resolver as equações de equilíbrio dinâmico tanto da ponte quanto do veículo. Dessa forma os tempos de processamento foram reduzidos aproximadamente a uma hora e meia de análise por cada velocidade.
- Finalmente, este estudo mostra a importância de considerar o fenômeno de interação nas análises, particularmente neste tipo de estruturas que estão

sujeitos à ação dos veículos com massas elevadas, onde o efeito dinâmico destes tendem a incrementar as acelerações na ponte, os quais podem ser prejudiciais, gerando algum tipo de instabilidade na via e pondo em risco a segurança da estrutura.

Capítulo

ANÁLISE DINÂMICA DA PONTE DE ANTUÃ **6 Análise dinâmica da ponte de Antuã****6.1 Introdução**

Neste capítulo apresenta-se o estudo do comportamento dinâmico da ponte ferroviária sobre o rio de Antuã, em Portugal, sob a ação de cargas de tráfego. As análises dinâmicas que incluem o fenómeno de interação foram realizadas com base nas informações geométricas e experimentais fornecidas pelo grupo de pesquisa de Trens de alta velocidade dos professores Rui Calçada e Diogo Ribeiro da Universidade do Porto-Portugal, durante o período de estágio de doutorado do autor concedido pelo Programa de Doutorado Sanduíche no Exterior (PDSE) da CAPES.

O estudo tem como propósito dar continuidade às pesquisas sobre a ponte de Antuã, desenvolvendo análises complementares como, por exemplo, a inclusão das irregularidades nas análises dinâmicas da interação veículo-estrutura e aproveitar as informações numéricas e experimentais existentes da ponte para validar e verificar a eficiência do aplicativo AIVE-ABAQUS, desenvolvido nesta pesquisa, na modelagem de estruturas tridimensionais com grande complexidade. O estudo foi realizado no segundo tramo da ponte (sentido Porto-Lisboa) uma vez que este foi monitorado e calibrado no estudo realizado por dos Santos (2014) e serviu de base para as

análises dinâmicas desta pesquisa. Os dados experimentais e algumas informações obtidas nessa referência são também aproveitados para a melhor compreensão dos fenômenos dinâmicos associados à estrutura da ponte.

O comportamento da ponte Antuã foi avaliado para a passagem do trem Alfa Pendular, cujas propriedades dinâmicas foram obtidas nas pesquisas realizadas por Ribeiro (2012) e Meixedo et al. (2014).

A validação experimental do modelo numérico desenvolvido no ABAQUS foi realizada com base na comparação dos resultados obtidos no ensaio dinâmico para a passagem do tráfego ferroviário e as respostas numéricas obtidas da análise com base em uma metodologia com cargas móveis e uma metodologia com interação veículo-estrutura. A comparação focou-se na avaliação dos deslocamentos e acelerações verticais, desprezando os efeitos laterais, que existindo, exigem um estudo mais complexo.

6.2 Descrição da ponte

A ponte ferroviária sobre o rio de Antuã está localizada no km 286+864 da Linha Norte, entre Estarreja e Salreu no distrito de Aveiro (Figura 6.1), com um comprimento total de 44.35 m em traçado reto em planta.

Figura 6.1 - Localização e vista geral da ponte ferroviária de Antuã.

A ponte é constituída por quatro tramos simplesmente apoiados, cujos vãos extremos apresentam um comprimento de 10.265 m e 10.845 m, no sentido Porto-Lisboa, e vãos intermediários com um comprimento de 11.62 m, conforme ilustra a Figura 6.2. A obra suporta duas vias férreas com tabuleiros independentes do tipo

misto aço-concreto, apoiados em três pilares intermédios e dois encontros. Todos os tramos do tabuleiro são fixos em um dos lados e móveis nos lados opostos.

Figura 6.2 - Vista longitudinal da ponte ferroviária de Antuã.

A seção transversal da ponte tem uma largura total de 12.30m, constituída por dois meios tabuleiros simétricos e independentes de 6.10 m e uma junta longitudinal ao longo do eixo da seção que separa os meios tabuleiros, como pode ser visto na Figura 6.3a. Cada meio tabuleiro é constituído por duas vigas longarinas compostas por perfis metálicos do tipo HEB 700 espaçados a 3.30 m, quatro transversinas em perfis metálicos do tipo IPE 500 soldados às almas das vigas longarinas na região dos apoios e a terços do vão e uma laje constituída por painéis pré-fabricados de concreto. A laje tem uma espessura variável de 0.37 m junto ao eixo da simetria da ponte e 0.25 m na extremidade junto ao passeio. Cada painel pré-fabricado é ligado por meio de 4 perfis metálicos tipo IPE 140, conforme ilustrados na Figura 6.3b.

Na Figura 6.3c apresentam-se as dimensões e as propriedades geométricas dos perfis metálicos usados na construção da ponte.

Figura 6.3 - Ponte ferroviária de Antuã: (a) seção transversal, (b) painéis pré-fabricados da laje do tabuleiro, (c) propriedades geométricas dos perfis metálicos.

Cada trecho da ponte é suportado por oito aparelhos de apoio do tipo *pot bearing*, dos quais quatro são fixos em um dos lados e os outros quatro guiados longitudinalmente no lado oposto. Os aparelhos de apoio fixo, modelo CTT PF75±0, permitem as rotações e restringem os deslocamentos, em todas as direções. Já os aparelhos de apoio guiados, modelo CTT PU75±50, permitem além das rotações em todas as direções, os deslocamentos longitudinais com um valor máximo de 50 mm.

Quanto à via ferroviária, esta é formada pelos trilhos do tipo UIC 60 assentados em palmilhas e dormentes do tipo monobloco de concreto, espaçados a cada 0.60 m, e uma camada de lastro, com uma espessura média de 0.45 m e uma largura de 8.64 m, a qual se encontra delimitada por muretas de concreto com seção de 0.15 x 0.60 m. A via é de bitola ibérica, isto é, 1.668 m, existindo uma entrevia de 4.10 m.

6.3 Pesquisas anteriores

Ao longo dos anos a ponte de Antuã foi alvo de estudos numéricos e ensaios experimentais, com vista a avaliar suas propriedades dinâmicas perante a ação do tráfego ferroviário. Neste sentido, esta seção visa a transmitir os principais assuntos abordados nas pesquisas, cujos resultados e conclusões obtidas servem de base para o presente trabalho.

Delgado & Calçada (2002) realizou um estudo numérico do comportamento dinâmico da ponte de Antuã sob a ação de cargas de tráfego ferroviário. A análise dinâmica que considera a interação entre o veículo e a ponte foi calculada utilizando um programa desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, baseado em um modelo bidimensional. Neste estudo as respostas obtidas foram avaliadas desde o ponto de vista da segurança estrutural, por meio dos coeficientes de amplificação dinâmica, da segurança da circulação e das acelerações registradas no tabuleiro, e do ponto de vista do conforto dos passageiros por meio das acelerações obtidas nos veículos. Especial atenção foi dada à avaliação da influência das velocidades de circulação do trem nas respostas calculadas.

Dos Santos (2014) desenvolveu outro estudo sobre a ponte Antuã, a mesma que consistiu em uma análise numérica, calibração e validação experimental. Para a análise numérica, foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional de elementos finitos detalhado no programa ANSYS. O modelo numérico foi calibrado com os parâmetros modais obtidos no ensaio dinâmico de vibração ambiental. O processo

de calibração foi realizado por meio de uma metodologia de otimização usando algoritmos genéticos, que envolveu a utilização de três programas: ANSYS, MATLAB e OptiSLang. A validação experimental do modelo numérico calibrado foi realizada por meio da comparação das respostas medidas experimentalmente em termos de deslocamentos e acelerações e as simuladas numericamente. A análise dinâmica da ponte foi realizada usando o programa computacional TBI (*Train Bridge Interaction*) desenvolvida por Ribeiro (2012).

6.4 Testes experimentais

Nesta seção apresentam-se de forma resumida os procedimentos dos testes experimentais e as medições obtidas na ponte Antuã durante o ensaio de vibração ambiental e o ensaio dinâmico sob ação de tráfego efetuados por dos Santos (2014).

6.4.1 Ensaio de vibração ambiental

O ensaio de vibração ambiental envolveu a medição das acelerações em 26 pontos de medida, organizados em 4 *setups*. Os ensaios estiveram focados principalmente na identificação dos modos de vibração global do segundo tramo da ponte, assim como na caracterização apropriada do efeito de continuidade da via. Em seguida foi realizado o pré-processamento de sinais utilizando o programa MATLAB. Uma vez efetuado o pré-processamento de sinais, procedeu-se à introdução das séries temporais medidas no programa ARTeMIS, a qual permitiu determinar as configurações modais experimentais do segundo tramo, conforme ilustra a Figura 6.4.

Figura 6.4 - Parâmetros modais obtidos experimentalmente (adaptado de dos Santos, 2014).

A partir dos parâmetros modais obtidos por via experimental calibrou-se o modelo numérico, envolvendo quatro etapas: i) seleção da técnica de emparelhamento dos modos, ii) parametrização do problema, iii) análise de sensibilidade e iv) otimização do modelo numérico. Na primeira etapa verificou-se que o parâmetro EMAC (*Energy based modal assurance criterion*) foi o adequado para emparelhar os modos de vibração, uma vez que o parâmetro MAC (*Modal Assurance Criterion*) mostrou a existência de vários modos numéricos com forte correlação com um mesmo modo experimental, gerando assim a possibilidade de um emparelhamento incorreto de modos. A parametrização do problema consistiu na caracterização estatística dos parâmetros do modelo, cuja variação influencia significativamente nas respostas modais da estrutura. A degradação da camada do lastro nas zonas de ligação entre os tabuleiros da ponte foi considerada por meio da incorporação de novas propriedades, de forma que o algoritmo de otimização procure o valor que traduza a real degradação da camada do lastro sobre a ponte.

Com os intervalos de cada parâmetro definidos, procedeu-se a realizar uma análise de sensibilidade a fim de estabelecer os parâmetros que mais influenciam na resposta modal da estrutura. A população inicial dos parâmetros foi definida por meio de uma técnica de amostragem estocástica gerada pelo método de Hipercubo Latino. Na Tabela 6.1 apresentam-se os parâmetros identificados pela análise de sensibilidade para o processo de otimização.

Tabela 6.1 - Parâmetros considerados na otimização do modelo numérico.

Parâmetro	Descrição	Unidade	Valor médio	Limite	
				Inferior	Superior
ρ_c	Massa volumétrica do concreto	kg/m ³	2548.4	2381.2	2715.6
E_c	Módulo de elasticidade do concreto	GPa	40.62	32.63	48.61
$E_{\text{las,long1}}$	Módulo de elasticidade do lastro entre meios tabuleiros (zona inferior)	MPa	145	1	145
$E_{\text{las,trans}}$	Módulo de elasticidade do lastro nas zonas entre tramos	MPa	145	70	145
K_V	Rigidez vertical dos apoios guiados	MN/m	788.7	530	1047.37
K_L	Rigidez longitudinal dos apoios guiados	MN/m	0	0	100

O processo de otimização envolveu a minimização dos resíduos dos valores de correlação entre os modos numéricos e experimentais avaliada usando o parâmetro MAC e os resíduos das frequências de vibração dos modos numéricos e experimentais. Na Tabela 6.2 apresentam-se os valores de cada parâmetro obtidos nos quatro casos de otimização realizados.

Tabela 6.2 - Valores dos parâmetros do modelo numérico calibrado.

Parâmetro	Unidade	Valor inicial	GA1	GA2	GA3	GA4
ρ_c	kg/m ³	2548.4	2452.1	2443.6	2509.4	2519.4
E_c	GPa	40.62	33.8	34.7	33.9	35.6
$E_{las,long1}$	MPa	145	9.73	7.60	16.34	13.33
$E_{las,trans}$	MPa	145	136.2	140.2	140.0	137.9
K_V	MN/m	788.7	1047	1047	1047	1047
K_L	MN/m	0	20	40	50	50

Dos quatro casos de otimização indicados na anterior tabela, os valores dos parâmetros do caso GA1 serão adotados para a modelagem numérica do presente trabalho. A Figura 6.5 apresenta a comparação das configurações modais do tramo 2 da ponte obtidas por via experimental e numérica após calibração.

Figura 6.5 - Comparação das configuração modais do tramo 2 da ponte obtidas por via experimental e numérica (adaptado de dos Santos, 2014).

6.4.2 Ensaio dinâmico sob ação de tráfego

O ensaio dinâmico sob ação de tráfego ferroviário consistiu na medição dos deslocamentos e das acelerações, em três pontos sob o tabuleiro do tramo 2 da ponte, provocados pela passagem do trem Alfa Pendular com diferentes velocidades. Os deslocamentos foram medidos junto ao apoio (D1) e sob a viga longitudinal a um terço do vão (D2). A medição das acelerações foi realizada junto ao LVDT instalado a um terço do vão (A1). Na Figura 6.6 apresentam-se os pontos instrumentados no segundo tramo da ponte para o ensaio sob ação de tráfego ferroviário.

Figura 6.6 - Pontos instrumentados no segundo tramo da ponte: (a) elevação, (b) planta, (c) seção transversal (adaptado de dos Santos, 2014).

Durante o ensaio dinâmico foi monitorada a passagem do trem Alfa Pendular a velocidades de 156 km/h e 160 km/h na via ascendente (sentido Lisboa-Porto). A Figura 6.7 mostra as funções temporais dos deslocamentos e acelerações verticais medidos junto ao apoio (D1) e no terço do vão do tramo 2 (D2 e A1).

Figura 6.7 - Medições experimentais nos pontos de medição D1, D2 e A1: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

Estimação dos coeficientes de amortecimento

Os coeficientes de amortecimentos adotados para as análises dinâmicas da ponte foram os estimados experimentalmente por dos Santos (2014) e os obtidos baseados nos critérios estabelecidos na norma EN1991-2 (2003). A estimativa dos coeficientes de amortecimento experimentais foi realizada por meio da aplicação do método do EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*) nas medições do ensaio de vibração ambiental e da aplicação do método do decremento logarítmico (DL) nas respostas obtidas no ensaio dinâmico sob a ação de tráfego ferroviário.

Na Tabela 6.3 apresenta-se um resumo dos coeficientes de amortecimento estimados a partir dos testes experimentais utilizando os métodos acima citados.

Tabela 6.3 - Coeficientes de amortecimento experimentais estimados por dos Santos (2014).

Modo	Tipo de vibração	Frequência (Hz)	Amortecimento ξ (%)	
			Método EFDD	Método DL
1	1° modo flexão vertical	10.22	0.96	6.95
2	1° modo de torção	11.09	0.84	6.10
3	2° modo de torção	13.49	0.86	6.33
4	modo de flexão	22.27	0.38	-
5	modo de flexão e torção	23.24	0.36	-
6	modo de flexão	24.58	0.35	-

Na tabela anterior verifica-se que o valor dos coeficientes de amortecimento dos modos 4, 5 e 6 são muito reduzidos, isto devido às amplitudes de vibração nos ensaios de vibração ambiental serem muito baixas e não conseguiram mobilizar os mecanismos de dissipação de energia. Por este motivo, estes valores não foram considerados nas análises dinâmicas subsequentes.

Os coeficientes de amortecimento estimados segundo o critério da norma EN1991-2 (2003) dependem da tipologia e do comprimento do vão da ponte, tal como foi mostrado na Tabela 5.2 do capítulo anterior. Para o caso desta ponte de tabuleiro misto aço-concreto, com um vão de comprimento igual a 10.91m (tramo 2), o amortecimento é calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$\xi [\%] = 0.5 + 0.125 (20 - L) = 0.5 + 0.125(20 - 10.91) = 1.64 \quad (6.1)$$

Para casos de análise dinâmica sem considerar a interação veículo-estrutura, a norma EN1991-2 sugere considerar um coeficiente de amortecimento adicional, dado pela equação 6.2, de forma a levar em conta o efeito favorável da interação.

$$\Delta\xi [\%] = \frac{0.0187L - 0.00064L^2}{1 - 0.0441L - 0.0044L^2 + 0.000255L^3} = 0.39 \quad (6.2)$$

onde $\Delta\xi$ é o coeficiente de amortecimento adicional e L é o comprimento do vão da ponte.

Assim, o coeficiente de amortecimento ξ_{total} a considerar nas análises com cargas móveis seria igual a 2.03%, resultando do somatório entre o coeficiente regulamentar e o acréscimo.

$$\xi_{total} = \xi + \Delta\xi = 1.64 + 0.39 = 2.03 \% \quad (6.3)$$

6.5 Modelagem numérica da ponte

A modelagem numérica da ponte Antuã foi realizada com base em um modelo numérico tridimensional de elementos finitos, incluindo a ferrovia, com a utilização do programa ABAQUS. Este modelo foi definido com base nas características geométricas e mecânicas indicadas no projeto e as que não estiveram disponíveis foram adotadas da bibliografia.

Baseado nas informações experimentais disponíveis do tramo 2 da ponte, e a fim de reduzir a dimensão do problema dinâmico, foram modelados apenas três dos quatro tramos da ponte. Embora os tabuleiros sejam independentes do ponto de vista estrutural, a continuidade da via faz com que tramos adjacentes ao tramo 2 (tramos 1 e 3) afetem o comportamento deste. Por tanto, a modelagem numérica adotada garantiu as condições de contorno do tabuleiro do tramo em estudo. Na Figura 6.8 apresenta-se uma vista global do modelo que contempla os tabuleiros, as vigas longarinas e transversinas, a via férrea (lastro e dormentes) e os trilhos.

Figura 6.8 - Vista tridimensional do modelo numérico da ponte Antuã.

A disposição dos elementos finitos foi realizada com respeito ao centro de gravidade dos elementos que compõem a estrutura da ponte, da mesma forma os aparelhos de apoio foram localizados na cota do centro de rotações, como mostra a Figura 6.9.

Figura 6.9 - Seção transversal do modelo numérico da ponte Antuã.

As vigas longarinas e transversinas, e os trilhos foram modelados usando elementos finitos de viga. As lajes do tabuleiro, o guarda-lastro e as muretas foram modeladas por intermédio de elementos finitos de casca, enquanto os dormentes, as palmilhas e a camada de lastro foram modelados através de elementos finitos de volume. Os aparelhos de apoio foram representados por intermédio de molas com comportamento linear. A estrutura foi discretizada em 20612 elementos e 65636 nós, que correspondem a um total de 393816 graus de liberdade.

A Tabela 6.4 lista os tipos de elementos finitos utilizados no modelo numérico desenvolvido no programa ABAQUS e sua respectiva relação com os elementos estruturais da ponte.

Tabela 6.4 - Tipo de elementos finitos utilizados no modelo numérico.

Designação ABAQUS	Tipo de elemento	Componentes da estrutura
B33	Viga	Perfis metálicos e trilhos
C3D20R	Volume	Lastro, dormentes e palmilhas
CONN3D2	Conector	Ligação tabuleiro-longarinas, tabuleiro-guarda lastro, tabuleiro-mureta, tabuleiro-lastro e longarinas-apoios
BEAM	Viga-rígida	Propriedade atribuída ao conector CONN3D2
MASS	Massa	Elementos não estruturais (revestimentos, camada adicional de lastro, tampas pré-fabricadas e guarda corpos)
S4R	Casca	Laje de concreto, guarda-lastro e muretas
SPRINGA	Mola	Apoios elásticos

Uma descrição da forma de modelagem e a designação das propriedades mecânicas de cada um dos componentes da estrutura da ponte são apresentadas a seguir:

6.5.1 Modelagem do tabuleiro

Os componentes do tabuleiro como a laje pré-fabricada, o guarda lastro e as muretas foram modelados através de elementos finitos do tipo casca (S4R). No que diz respeito à geometria do tabuleiro, as lajes têm uma espessura variável ao longo da seção, mas para fins de modelagem foi adotada uma espessura média de 0.31 m. Para os guarda-lastros e as muretas da vala técnica, foi considerada uma espessura de 0.18 e 0.10 m, respectivamente.

Tabela 6.5 - Características geométricas dos elementos do tabuleiro.

Elemento	Espessura (m)
Laje	0.31
Guarda-lastro	0.18
Mureta	0.10

A Figura 6.10 mostra a malha de elementos finitos gerados na modelagem dos componentes estruturais do tabuleiro.

Figura 6.10 - Modelagem do tabuleiro: (a) seção transversal, (b) vista 3D, (c) malha de elementos finitos.

As propriedades dos materiais que compõem o tabuleiro foram adotadas com base nos parâmetros obtidos durante a calibração do modelo numérico desenvolvido por dos Santos (2014), e estão listadas na Tabela 6.2. Assim, para o módulo de elasticidade do concreto adotou-se o valor de 33.8 GPa e uma massa volumétrica de 2542.10 kg/m^3 . No caso do coeficiente de Poisson do concreto, este foi admitido igual a 0.20 de acordo com a norma EN 1992-1-1 (2010).

Os elementos não estruturais do tabuleiro foram modelados como massas pontuais e distribuídas por área, usando elementos tipo MASS, conforme ilustrado na Figura 6.11. Entre os elementos não estruturais, podemos considerar o revestimento sobre o tabuleiro, os guarda-corpos e as tampas pré-fabricadas das valas técnicas.

Figura 6.11 - Elementos não estruturais: (a) massas pontuais, (b) massas distribuídas por área.

6.5.2 Modelagem das vigas

As vigas longarinas, transversinas e as vigas embebidas no tabuleiro foram modeladas através de elementos finitos de viga (B33), cujas propriedades geométricas e mecânicas das seções transversais dos perfis se encontram detalhadas na

Figura 6.3c. A conexão entre as vigas longarinas e transversinas é realizada com respeito a seus centros de gravidade, conformando desse modo o suporte principal da ponte, que recebe as cargas provenientes da laje. Na Figura 6.12 apresentam-se os detalhes de modelagem das vigas e sua disposição ao longo da ponte.

Figura 6.12 - Modelagem do tabuleiro e as vigas: (a) seção transversal, (b) disposição das vigas longarinas e transversinas.

Na análise de sensibilidade realizada no processo de calibração do modelo numérico, dos Santos (2014) demonstrou que a variabilidade das propriedades do aço não teve efeito significativo nas respostas modais da estrutura. Portanto, esta propriedade foi adotada de acordo com a norma EN1991-1-1 (2009), adotando-se um módulo de elasticidade igual a 210 GPa, uma massa volumétrica igual a 7850 kg/m³ e um coeficiente de Poisson igual a 0.30.

6.5.3 Modelagem da via

A via foi representada por meio de um modelo numérico, o mais realista possível, uma vez que este componente estrutural afeta significativamente o comportamento dinâmico da ponte. A Figura 6.13 mostra uma vista da via obtida pelo autor durante a visita à obra, assim como o modelo numérico desenvolvido.

Figura 6.13 - Via férrea da ponte Antuã: (a) visita à obra, (b) modelo numérico.

Considerando que este estudo incide basicamente na avaliação do tramo 2 da ponte, a continuidade da via e as condições de contorno deste tramo é garantida com a inclusão no modelo numérico dos tramos 1 e 3. Desta forma, a simplificação adotada reduziu a dimensão do problema dinâmico e os tempos de processamento.

A camada de lastro de 0.35 m de espessura foi modelada por intermédio de elementos finitos de volume (C3D20R), discretizados em elementos finitos com dimensões iguais a 0.20 x 0.20 x 0.35 m. Na existência de imposições geométricas ao longo da ponte, as dimensões dos elementos finitos foram ajustadas segundo a necessidade. Por outro lado, no levantamento geométrico realizado na ponte, dos Santos (2014) constatou que a altura da camada do lastro apresentava uma altura média de 0.53 m, valor superior ao indicado no projeto. Essa diferença de 0.18 m de altura de lastro adicional não foi considerada no modelo numérico desenvolvido, em virtude de esta camada de lastro não influenciar na rigidez da via. Desta forma foram consideradas massas distribuídas por área de 324 kg/m².

Em relação às propriedades do lastro, para a massa volumétrica adotou-se um valor de 1800 kg/m³ (UIC G776, 2007) e coeficiente de Poisson de 0.20 (UIC 719R, 2008). Para o módulo de elasticidade, foi adotado um valor baseado nos parâmetros obtidos durante a calibração do modelo numérico desenvolvido por dos Santos (2014). Segundo este estudo, a continuidade da via sofreu uma degradação particularmente na ligação entre os meios tabuleiros, devido à perda de rigidez e ao efeito das cargas cíclicas provocadas pela circulação dos trens. Na Figura 6.14 apresenta-se o modelo numérico considerando as regiões com degradação do lastro.

Figura 6.14 - Malha de elementos finitos da via considerando as regiões com degradação do lastro.

Na figura anterior pode-se observar que os elementos que representam o lastro foram divididos em quatro zonas. Os módulos de elasticidade de cada zona estão listados na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 - Módulos de elasticidade do lastro.

Zona	Módulo de elasticidade (MPa)	Descrição
$E_{las,long1}$	9.73	Lastro na junta longitudinal entre meios tabuleiros (central)
$E_{las,long2}$	145.00	Lastro na junta longitudinal entre meios tabuleiros (externa)
$E_{las,trans}$	136.20	Lastro na junta transversal entre os tramos
E_{lastro}	145.00	Lastro sem degradação

Os dormentes foram modelados usando elementos finitos de volume tipo C3D20R, com dimensões próximas à geometria real, com espaçamentos regulares de 0.60 m ao longo da estrutura da via da ponte, conforme se ilustra na Figura 6.15. Os dormentes são do tipo monobloco de concreto com uma massa total de 300 kg, correspondendo a uma massa volumétrica de 2150 kg/m³. Da mesma forma, o módulo de elasticidade do concreto do dormente, da classe de resistência C30/37, foi considerado igual a 33 GPa e o coeficiente de Poisson igual a 0.20 (EN1992-1-1, 2010).

Figura 6.15 - Modelagem da via ferroviária: lastro, dormente e palminhas.

As palminhas foram modeladas por meio de elementos finitos de volume tipo C3D20R. Foram adotados para a geometria das palmilhas uma área de 0.20 x 0.20 m e uma espessura de 0.02 m. Um detalhe importante na modelagem deste elemento é que, se as palmilhas são modeladas com suas propriedades reais, pode ocorrer o chamado o efeito “faca”, provocado pelo trilho apoiado no elemento finito sólido da palmilha de forma pontual e concentrada, como pode ser visto na Figura 6.16a. Na realidade este efeito não acontece já que a base do trilho se apoia

totalmente na palmilha. Para simular esse efeito, foram atribuídas propriedades ortotrópicas para as palmilhas, de modo a assegurar que as tensões transmitidas pelo trilho sejam distribuídas de forma uniforme em toda a sua área (Figura 6.16b). Baseado no valor da rigidez vertical das palmilhas de 450 kN/mm, indicado na ficha técnica do fabricante (Vossloh, 2004) e na sua geometria, foi calculado um módulo de elasticidade equivalente de 250 MPa na direção vertical. Nas outras direções foi atribuído um módulo de elasticidade equivalente a 100 vezes a rigidez da direção vertical e um módulo de distorção também elevado, para evitar o aparecimento de modos locais associados à distorção das palmilhas.

Figura 6.16 - Comportamento das palmilhas com material: (a) isotrópico, (b) ortotrópico, (c) excentricidade atribuída ao trilho (Fernandes, 2010)

No que diz respeito aos trilhos, estes foram modelados por intermédio de elementos finitos de viga (B33), cujas propriedades geométricas foram adotadas do trilho tipo UIC60, isto é, uma inércia principal $I_z = 3038.3 \text{ cm}^4$ e uma área $A = 76.70 \text{ cm}^2$. Os trilhos foram dispostos ao nível do seu centro de gravidade de modo a reproduzir o real comportamento à flexão do trilho. Desta forma, introduziu-se uma excentricidade igual à distância do eixo neutro do trilho à base, isto é, 80.92 mm, conforme se ilustra na Figura 6.16c. Quanto ao material, foram atribuídas as propriedades do aço com um módulo de elasticidade de 210 GPa e uma massa volumétrica com valor de 7850 kg/m^3 . Na Figura 6.17 apresenta-se um detalhe da forma como os trilhos foram ligados às palmilhas por meio de barras rígidas perpendiculares ao eixo do trilho, mobilizando dessa maneira a rigidez a torção do trilho.

Figura 6.17 - Detalhe da ligação do trilho nas palminhas.

Para a ligação dos elementos estruturais que compõem a ponte, utilizaram-se conectores do tipo CONN3D2. Este tipo de conector possui vários tipos de ligações das quais se optou por usar uma ligação rígida do tipo BEAM, a qual permite a compatibilização dos deslocamentos e rotações entre dois nós, evitando assim a superposição das massas e simulando de forma apropriada a inércia da estrutura. Estas ligações foram aplicadas entre a laje do tabuleiro e as vigas longarinas, as muretas da vala técnica, o guarda-lastro e o lastro; da mesma maneira foram aplicados entre as vigas longarinas e os apoios, conforme se ilustra na Figura 6.17.

Figura 6.18 - Modelagem das zonas de ligação por meio de conectores do tipo CONN3D2-BEAM.

As condições de apoio da ponte foram modeladas como apoios pontuais, utilizando elementos do tipo SPRINGA, que simulam molas com rigidez axial com comportamento linear. No modelo numérico foram impostos dois tipos de apoios, um apoio fixo com uma mola com rigidez na direção vertical e outro apoio guiado com duas molas, uma com rigidez na direção vertical e a outra com rigidez na direção longitudinal, conforme se ilustra na Figura 6.18. Os valores das rigidezes das molas foram adotados do estudo de calibração do modelo numérico, isto é: $K_v = 1047 \text{ MN/m}$ e $K_L = 20 \text{ MN/m}$. Vale salientar que todos os apoios foram travados na direção transversal da ponte.

Figura 6.19 - Modelagem dos aparelhos de apoio por meio de molas.

No modelo numérico também foi definida a trajetória da carga móvel, por meio de *sets*, na via ascendente (Lisboa-Porto) conforme se ilustra na Figura 6.20.

Figura 6.20 - Percurso da carga móvel definido no modelo numérico através de *sets*.

6.5.1 Análise modal

Na Figura 6.21 são apresentados os primeiros 16 modos de vibração da ponte com suas respectivas frequências naturais.

Figura 6.21 - Modos de vibração da ponte Antuã obtidos numericamente.

No gráfico anterior constata-se que os modos de vibração da ponte são de natureza global e predominantemente modos de flexão vertical e modos de torção. O comportamento dinâmico do tramo em estudo da ponte são caracterizados pelo terceiro, quarto e oitavo modo de vibração, os quais correspondem ao 1º modo de flexão vertical e ao 1º e 2º modo de torção, respectivamente.

Devido às simplificações realizadas no modelo numérico da ponte, os modos de vibração do primeiro e terceiro tramos não são necessariamente os corretos, uma vez as condições de contorno destes tramos não estão bem representados principalmente no que se refere à continuidade da via no aterro adjacente ao tramo 1 e a continuidade da ponte e da via do tramo 4 (adjacente ao tramo 3).

6.5.2 Validação do modelo numérico

A validação do modelo numérico elaborado no programa ABAQUS consistiu na comparação dos modos de vibração obtidos neste modelo, com os obtidos no teste experimental de vibração ambiental e os estimados durante o processo de calibração do modelo numérico no programa ANSYS.

Embora o modelo numérico elaborado no programa ABAQUS foi fielmente reproduzido ao modelo desenvolvido no ANSYS, estes apresentaram frequências ligeiramente mais elevadas, que possivelmente estão relacionadas à seleção dos tipos de elementos finitos na modelagem em cada programa. Por este motivo, foram realizados alguns ajustes nas propriedades do lastro, diminuindo seu módulo de elasticidade em 5%, de modo a ajustar as frequências, com aquelas obtidas no teste experimental. Na Tabela 6.7 apresentam-se os elementos usados na modelagem numérica e suas equivalências no programa ABAQUS e ANSYS.

Tabela 6.7 - Tipos de elementos usados para a modelagem numérica.

Designação		Tipo de elemento
ABAQUS	ANSYS	
C3D20R	SOLID45	Volume
CONN3D2	MPC184	Viga-rígida
MASS	MASS21	Massa
S4R	SHELL63	Casca
SPRINGA	COMBIN14	Mola

Na Tabela 6.8, apresenta-se a comparação dos modos de vibração e as frequências naturais do segundo tramo da ponte, obtidas a partir das três formas de análise modal. Os resultados obtidos mostram uma boa aproximação entre os

parâmetros modais, concluindo-se assim que o modelo numérico desenvolvido nesta pesquisa esta devidamente validado.

Tabela 6.8 - Comparação dos modos de vibração do segundo tramo da ponte.

Modo	$f_{\text{exper.}}$ (Hz)	f_{ANSYS} (Hz)	f_{ABAQUS} (Hz)	Configuração modal experimental	Configuração modal numérica
1	10.22	10.22	10.21
2	11.09	10.60	10.93
3	13.49	13.49	13.58
4	22.27	23.27	22.13
5	23.24	23.48	23.12
6	24.58	24.25	24.81

6.6 Modelagem do Veículo: Alfa Pendular

A modelagem do trem Alfa Pendular foi desenvolvida com base no modelo numérico completo elaborado por Ribeiro (2012) no programa ANSYS e no modelo simplificado desenvolvido por Meixedo et al. (2014). No primeiro, o modelo complexo foi calibrado experimentalmente por meio de parâmetros modais identificados nos testes dinâmicos dos truques e do veículo completo; enquanto que no segundo, foi realizada uma simplificação na forma de modelagem do corpo do veículo por meio de elementos de viga rígidos, que tinham sido inicialmente simulados por elementos finitos de casca. Este procedimento tinha a finalidade de reduzir o problema dinâmico do veículo e os tempos de processamento, uma vez que a deformabilidade do corpo do veículo é mais importante na resposta dinâmica do mesmo e é menos relevante nas respostas dinâmicas da ponte.

As propriedades dinâmicas do modelo simplificado do veículo Alfa Pendular desenvolvido nesta pesquisa foram estimadas a partir de um processo de calibração de modelos numéricos utilizando algoritmos genéticos, conforme metodologia apresentada no capítulo anterior. A calibração consistiu na minimização das diferenças entre as frequências naturais dos veículos obtidas experimentalmente por Ribeiro (2012) e as frequências numéricas obtidas do modelo desenvolvido no programa ABAQUS. O modelo simplificado adotado apresenta simplificações tanto no corpo do veículo quanto nos truques.

6.6.1 Descrição do trem Alfa Pendular

O Alfa Pendular é um trem elétrico que tem uma tecnologia de pendulação ativa constituída por seis veículos, dos quais quatro são motores (BAS, BBS, BBN e BAN) e dois são veículos reboque (RNB e RNH), como ilustrado na Figura 6.22.

Figura 6.22 - Vista do comboio Alfa Pendular com identificação das carruagens (Bonifacio, 2012).

Este trem, do tipo convencional, tem um comprimento total de 158.9 m e pode atingir uma velocidade máxima de 220 km/h. No conjunto o trem possui 24 eixos,

com carga variável entre 128.8 kN e 136.6 kN (Ribeiro, 2012). Na Figura 6.23 ilustra-se o esquema de cargas por eixo do trem Alfa Pendular.

Figura 6.23 - Esquema de cargas por eixo do trem Alfa Pendular.

6.6.2 Assinatura dinâmica do trem

A assinatura dinâmica do trem Alfa Pendular foi obtida a partir da equação (2.33) apresentada no Capítulo 2. Esta característica de excitação dinâmica do trem depende apenas das cargas por eixo e do afastamento entre estes. Na Figura 6.24 apresenta-se a assinatura do trem Alfa Pendular para comprimentos de onda variando entre 4 e 30 m.

Figura 6.24 - Assinatura dinâmica do trem Alfa Pendular.

Os quatro picos observados na assinatura dinâmica do trem Alfa Pendular, correspondem a comprimentos de onda de 4.3 m, 6.5 m, 8.7 m e 25.4 m. O comprimento de onda de 25.4 m está relacionado com a distância entre grupos de 4 eixos consecutivos, isto é $4.2 + 2.7 \times 2 + 16.3 = 25.9$ m; e os comprimentos de onda de 6.5 e 8.7 m referem-se à distância média entre os truques de veículos diferentes.

A assinatura dinâmica do trem pode ser expressa no domínio da frequência dividindo a velocidade do trem (v) com o comprimento de onda (λ), isto é, $f = v / \lambda$, onde f denota a frequências de excitação.

6.6.3 Modelo numérico

O veículo BBN foi representado por um modelo numérico simplificado tridimensional utilizando elementos finitos, desenvolvido no programa ABAQUS. Neste modelo o corpo do veículo e os truques foram modelados como vigas rígidas dispostas no centro de gravidade de cada componente. As massas dos truques e do corpo do veículo foram representadas por meio de elementos massa (MASS), incluindo suas propriedades inerciais de translação e rotação, concentradas no ponto médio dos elementos rígidos. Os sistemas de suspensões foram modelados através de elementos mola-amortecedor (SPRING e DASHPOT). A forma de modelagem e os graus de liberdade considerados no modelo do veículo são similares aos que foram apresentados no Capítulo 5, item 5.5.2 e Figura 5.15.

O modelo numérico foi desenvolvido baseado no modelo tridimensional de elementos finitos, modelado por Ribeiro (2012). A caixa do veículo em referência foi modelada por meio de elementos finitos de casca e os truques foram modelados usando elementos finitos de viga, com exceção das suspensões, das bielas, dos amortecedores e do sistema de pendulação que foram modelados através de conjuntos mola-amortecedor conforme se mostra na Figura 6.25a. Este modelo foi calibrado experimentalmente com base nos resultados dos ensaios dinâmicos do truque e da caixa aplicando uma metodologia iterativa de algoritmos genéticos para ajustar os parâmetros modais do veículo.

Figura 6.25 - Modelo numérico do trem Alfa Pendular: (a) Modelo completo (Ribeiro, 2012), (b) Simplificação da caixa (Meixedo et al., 2014).

Meixedo et al. (2014) baseado no estudo previamente descrito, desenvolveu um modelo simplificado substituindo a caixa do veículo, inicialmente modelada por elementos finitos de casca por elementos de viga rígida, enquanto que os truques continuaram sendo modelados por meio de viga flexíveis, conforme ilustrado na Figura 6.25b. Os resultados da simplificação do modelo numérico mostraram uma boa concordância entre os valores das frequências do modelo numérico completo e

simplificado. A Figura 6.26 ilustra os modos de vibração do veículo calculados nos estudos de referência.

Figura 6.26 - Modos de vibração: (a) modelo completo (Ribeiro, 2012), (b) modelo simplificado (Meixedo et al., 2014)

A principal diferença entre o modelo numérico desenvolvido nesta pesquisa e os modelos de referência é o nível de detalhe e complexidade na modelagem do corpo do veículo e os truques. O modelo proposto apresenta simplificações tanto na caixa do veículo assim como nos truques conforme ilustra a Figura 6.27.

Figura 6.27 - Modelo numérico simplificado do veículo BBN.

Na Tabela 6.9 apresenta-se a comparação do grau de complexidade dos modelos numéricos desenvolvidos para o veículo BBN.

Tabela 6.9 - Comparação do grau de complexidade dos modelos do veículo BBN.

	Ribeiro (2012)	Meixedo (2014)	Atual
Graus de liberdade	10704	3862	897
Nós	1902	657	163
Elementos	2259	831	156

As propriedades dinâmicas do veículo foram determinadas a partir de um processo de calibração aproveitando a metodologia desenvolvida e amplamente

detalhada no capítulo anterior, a qual consistiu na parametrização do problema de otimização, na análise de sensibilidade e na otimização do modelo numérico. Na Tabela 6.10 apresentam-se os parâmetros obtidos após o processo de otimização utilizando algoritmos genéticos.

Tabela 6.10 - Propriedades dinâmicas do trem Alfa Pendular: veículo BBN.

Parâmetros	Unidade	Valor	
Massa da Caixa (Mc)	t	35.10	
Inércia (Icx)	t-m ²	19.01	
Inércia (Icy)	t-m ²	1461.63	
Inércia (Icz)	t-m ²	2280.16	
		Dianteiro	Traseiro
Massa do Truque (Mt)	t	4.33	4.05
Inércia (Itx)	t-m ²	7.90	7.39
Inércia (Ity)	t-m ²	1.87	1.75
Inércia (Itz)	t-m ²	2.96	2.77
Massa das Rodas (Mw)	t	0.83	0.95
Suspensão Primária			
Rigidez Vertical (Kpv)	kN/m	3200	3000
Rigidez Lateral (Kph)	kN/m	10000	10000
Amortecimento Vertical (Cpv)	kN.s/m	18	18
Suspensão Secundária			
Rigidez Vertical (Ksv)	kN/m	832.81	800.29
Rigidez Lateral (Ksh)	kN/m	2250	2990
Amortecimento Vertical (Csv)	kN.s/m	35	35
Amortecimento Lateral (Csh)	kN.s/m	17.5	17.5
Rigidez de contato Roda-Trilho (K _H)*	kN/m	1567400	1567400

* Rigidez de contato roda-trilho calculada a partir da teoria de Hertz.

Embora o modelo numérico desenvolvido apresente várias simplificações, a calibração aplicada ao modelo numérico permitiu obter parâmetros do veículo que conseguiram reproduzir com boa aproximação as frequências de vibração obtidas no modelo completo, com erros abaixo de 8.1 % para os modos do corpo (C) e 0.2 % para os modos dos truques (T), tal conforme se mostra na Tabela 6.11. Nesta tabela verifica-se também que o modelo desenvolvido por Meixedo et al. (2014) apresenta maiores dispersões nas frequências obtidas, uma vez que neste estudo as aproximações das propriedades do veículo foram feitas a partir das informações do modelo completo, sem aplicar algoritmos de otimização.

Tabela 6.11 - Frequências naturais do veículo BBN.

Elemento	Modo	Natureza do modo	Frequência (Hz)			Erro (%)
			Ribeiro (2012)	Meixedo (2014)	Atual	
Caixa	1C	Rotação em X (<i>Roll</i>)	1.01	1.14	0.97	-4.0
	2C	Translação (<i>Bounce</i>)	1.24	1.27	1.34	8.1
	3C	Rotação em Z (<i>Pitch</i>)	1.70	1.72	1.70	0.0
	4C	1º torção	8.39			
	5C	1º flexão	12.16			
	6C	2º torção	17.73			
Truque	1T	Rotação em X (<i>Roll</i>)	7.70	7.96	7.70	0.0
			8.12	8.63	8.12	0.0
	2T	Translação (<i>Bounce</i>)	9.21	9.01	9.21	0.0
			9.24	9.16	9.23	-0.1
	3T	Rotação em Z (<i>Pitch</i>)	14.09	14.10	14.11	0.1
			14.16	14.17	14.13	-0.2

Na Figura 6.28 apresentam-se as configurações dos modos de vibração do veículo BBN, dos quais os primeiros três modos correspondem aos movimentos do corpo do veículo e os outros aos movimentos dos truques.

Figura 6.28 - Modos de vibração do veículo BBN.

6.7 Análise dinâmica do sistema veículo-estrutura

As análises dinâmicas do sistema foram realizadas no aplicativo AIVE, cuja arquitetura e rotinas foram descritas no Capítulo 3. Para a resolução do problema de interação veículo-estrutura, este programa usa o método de superposição modal na resolução do problema dinâmico da ponte, e o método de integração direta para a solução do problema dinâmico do veículo. As análises foram abordadas usando duas metodologias, a de cargas móveis e a de interação veículo - estrutura com e sem inclusão de irregularidades.

Para verificar o efeito dos parâmetros intervenientes na solução do problema dinâmico, foi estudada a influência do número de modos de vibração na resposta da ponte, assim como o efeito dos coeficientes de amortecimento; permitindo retirar conclusões que foram fundamentais na etapa de validação e simulação.

A validação experimental do modelo numérico do sistema veículo-estrutura consistiu na comparação das respostas obtidas do modelo numérico calibrado e as medições obtidas durante os testes experimentais na ponte.

A simulação do comportamento dinâmico da ponte Antuã foi realizada para diferentes gamas de velocidades a fim de verificar o efeito das velocidades na resposta do sistema, bem como permitir a verificação da segurança estrutural, da segurança da via e do conforto dos passageiros.

6.7.1 Definição de parâmetros para a análise dinâmica

Nesta seção realiza-se um estudo dos parâmetros que têm mais influência nas respostas das análises dinâmicas com o fim de obter resultados mais confiáveis e mais próximos às respostas experimentais.

Incremento de tempo

O incremento do tempo ao ser um parâmetro determinante para a precisão dos resultados da análise dinâmica, foram estimados a partir das recomendações descritas no item 2.4.1.3, o qual indica que o incremento de tempo a ser utilizado nas análises deve ser o menor valor dos calculados através da equação 6.4.

$$\Delta t_1 = \frac{1}{8f_{m\acute{a}x}} \quad \Delta t_2 = \frac{L}{4nv_{m\acute{a}x}} \quad \Delta t_3 = \frac{1}{20f_{m\acute{a}x}} \quad (6.4)$$

Para uma velocidade máxima de $v_{m\acute{a}x} = 420 \text{ km/h}$, comprimento de vão de $L = 10.91 \text{ m}$ e considerando treze modos de vibração do tramo em estudo $n = 13$

com uma frequência máxima $f_{\max} = 31.07 \text{ Hz}$, obtêm-se os seguintes incrementos de tempo: $\Delta t_1 = 0.004s$, $\Delta t_2 = 0.0018s$ e $\Delta t_3 = 0.0016s$, dos quais se adotou o valor de 1 ms, sendo este um incremento de tempo mais reduzido que permite obter maior precisão nos resultados.

Gama de velocidades

A norma EN1991-2 (2003) prevê uma análise dinâmica com velocidades que compreendam entre os 40 m/s (144 km/h) e um valor de 20% superior à velocidade máxima de circulação na ferrovia em estudo. Assumindo que a velocidade máxima da via é de 350 km/h, a gama de velocidade resultante a usar nas análises são entre os 140 km/h e os 420 km/h, com incrementos de 10 km/h entre velocidades sucessivas.

Influência do número de modos de vibração da ponte

Segundo a Norma EN1990-A2 (2005), a determinação das acelerações dos elementos estruturais da ponte deverão considerar as contribuições de modos com frequências até 30 Hz ou o correspondente a 1.5 vezes a frequência do primeiro modo de vibração, incluindo no mínimo os primeiros três modos de vibração de flexão vertical. Das condições citadas, e da frequência do primeiro modo de 10.22 Hz, estabeleceu-se que as análises dinâmicas serão realizadas com frequências de até 30 Hz, a qual implica na inclusão de treze modos de vibração.

No entanto, a fim de verificar a influência da contribuição do número de modos na resposta da estrutura em termos de deslocamentos e acelerações, foi realizado um estudo da sensibilidade, considerando a contribuição de 2, 4, 6 e 12 modos de vibração da estrutura, assim como os modos com frequência até 30 e 60 Hz. Neste estudo as análises dinâmicas do sistema foram realizadas pela aplicação de uma metodologia de cargas móveis.

Os deslocamentos e acelerações máximas no meio do vão da ponte foram obtidos para a passagem do trem Alfa Pendular a diferentes velocidades, conforme se ilustra na Figura 6.29. Nesta figura constata-se que a contribuição dos modos de vibração tem influência significativa nas respostas em termos de deslocamentos, mas nem tanto nas acelerações. A contribuição dos dois primeiros modos de vibração do tramo em estudo permite obter deslocamentos bem abaixo dos obtidos com a contribuição de mais modos, para todas as velocidades de passagem do

trem Alfa Pendular, o que significa que estes não caracterizam satisfatoriamente a resposta da estrutura. No caso das acelerações, as diferenças mais notórias se dão apenas para certas velocidades. Em geral, as respostas mostram uma tendência de aumento de magnitude com a inclusão de mais modos de vibração.

Figura 6.29 - Influência do número de modos nos valores máximos das respostas no meio do vão do tramo em estudo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

As respostas obtidas com o aumento do número de modos até um limite de 60 Hz mostram ligeiros incrementos da sua magnitude em relação aos obtidos com frequências limite de 30 Hz. A inclusão de modos acima dos estabelecidos pela norma não condicionam necessariamente a análise, uma vez que o efeito destes assume maior relevância quando a velocidade do trem aumenta e o comprimento de onda das irregularidades diminui. Para a gama de velocidades avaliadas neste trabalho e as irregularidades com comprimentos de onda entre 3 e 25 m, obtidas nas medições experimentais, não é possível atingir frequências tão elevadas como 60 Hz. Por tal razão optou-se por realizar as análises dinâmicas considerando frequências de até 30 Hz.

Influência do amortecimento da ponte

Para verificar a influência dos amortecimentos nas respostas da ponte foram avaliados três cenários de variação dos coeficientes de amortecimento. No primeiro cenário, considerou-se que os modos de vibração identificados experimentalmente adotam os coeficientes de amortecimentos estimados usando o método EDFF. No segundo cenário, os modos de vibração previamente citados adotam os coeficientes de amortecimentos calculados por meio do método de decremento logarítmico (DL) e no terceiro cenário considerou-se que todos os modos adotam

amortecimentos sugeridos na norma. Para os modos de vibração não identificados experimentalmente adotaram-se amortecimentos regulamentares, tanto no primeiro quanto no segundo cenário. Os valores dos coeficientes de amortecimento utilizados nas análises de interação se encontram detalhadas na Tabela 6.3.

Na Figura 6.30 apresentam-se os valores máximos dos deslocamentos e as acelerações no meio do vão do tramo, referente à passagem do trem Alfa Pendular a diferentes velocidades para três cenários de amortecimentos da ponte.

Figura 6.30 - Influência dos amortecimentos nos valores máximos das respostas no meio do vão do tramo em estudo: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

A observação na figura permite constatar que as respostas em termos de deslocamentos e acelerações são muito influenciadas pelos amortecimentos, com maior notoriedade em velocidades maiores que 290 km/h. Desta comparação, verifica-se também que as respostas diminuem à medida que o amortecimento atribuído aumenta, tal é o caso das respostas determinadas a partir dos amortecimentos da ordem de 6.46%, em média, obtidos pelo método de decremento logarítmico (DL). As diferenças das respostas tem maior importância nas vizinhas da velocidade ressonante ($V=340$ km/h) onde os valores das respostas destacam de forma mais acentuada para os cenários de menor amortecimento.

Para fins de validação e simulação do comportamento dinâmico da ponte, foram adotados os amortecimentos que permitiram obter as respostas que mais se aproximam das respostas experimentais, que no caso foram os amortecimentos obtidos através do método de decrementos logarítmicos, conforme detalhado na validação experimental.

6.7.2 Influência da interação veículo-estrutura e as irregularidades

Nesta seção, as análises dinâmicas da ponte foram realizadas considerando o veículo como cargas móveis e com interação veículo-estrutura, a fim de verificar o efeito das metodologias de análise dinâmica nas respostas do sistema veículo-estrutura. Nas análises com interação também foram incluídas as irregularidades reais da via. Todas as análises e verificações a seguir foram realizadas tendo como base os parâmetros discutidos no item anterior.

Velocidades ressonantes

Um aspecto relevante nas análises dinâmicas é a estimativa das velocidades ressonantes, as quais podem ser determinadas com alguma precisão usando a equação 2.1. Na Tabela 6.12 são apresentadas as velocidades calculadas para diversos valores i (número de harmônicos), sendo remarcadas as velocidades que pertencem à gama de velocidades em estudo. As frequências modais utilizadas são as que correspondem ao tramo 2 da ponte (Tabela 6.8) e o valor d_k é o espaçamento regular entre o grupo de eixos.

Tabela 6.12 - Estimativa das velocidades ressonantes.

Trem Alfa d_k (m)	Nº Modo	Freq. Modal (Hz)	Velocidades (km/h)			
			$i = 2$	$i = 3$	$i = 4$	$i = 5$
25.9	1	10.21	476	317	238	190
	2	10.93	510	340	255	204
	3	13.58	633	422	317	253
	4	22.13	1032	688	516	413
	5	23.12	1078	719	539	431
	6	24.81	1157	771	578	463

As velocidades ressonantes calculadas na tabela anterior foram identificadas com maior notoriedade nas respostas máximas dos deslocamentos e acelerações calculadas considerando amortecimentos baixos ilustrados na Figura 6.30. Entre as velocidades de ressonância identificadas podemos citar a de 250 km/h e 340 km/h. No entanto, estas velocidades não são evidenciadas de forma clara nas respostas das acelerações máximas, calculadas considerando amortecimentos elevados tal como mostrado na Figura 6.30b.

A Figura 6.31 apresenta uma comparação dos registros temporais, obtidos nas análises com cargas móveis e interação veículo-estrutura, para a passagem do trem Alfa Pendular a uma velocidade de circulação normal (160 km/h) e a uma

velocidade de ressonância (340 km/h), em termos de deslocamentos e acelerações no meio do vão da tramo em estudo.

Para a velocidade de circulação normal as respostas com cargas móveis e interação são praticamente coincidentes, com exceção do registro das acelerações, onde se identifica diferenças mais visíveis nos pontos máximos e mínimos. O efeito da interação veículo-estrutura foi mais notório nas respostas para a passagem do trem Alfa Pendular a uma velocidade de ressonância. Nesta velocidade os valores máximos dos resultados obtidos com interação veículo-estrutura são inferiores aos valores obtidos com cargas móveis. A redução das respostas pode ser justificada pela transferência de energia que ocorre da estrutura para os veículos; similares conclusões foram retiradas em estudos realizados por Ribeiro (2012).

Figura 6.31 - Registros temporais no meio do vão da ponte para a passagem do trem Alfa Pendular às velocidades de 160 km/h e 340 km/h, em termos de: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

Na Figura 6.32 apresenta-se a influência dos valores máximos das respostas no meio do vão do tramo para a passagem do trem Alfa Pendular a diferentes velocidades, em termos de deslocamentos e acelerações. A comparação entre as respostas mostra que os resultados obtidos com interação veículo-estrutura são

inferiores aos obtidos com cargas móveis na maioria das velocidades. As maiores diferenças em relação aos deslocamentos se dão em torno das velocidades de ressonância e velocidades acima dos 320 km/h. No que se refere às acelerações, as diferenças mais notórias se dão para velocidades acima dos 230 km/h.

Figura 6.32 - Valores máximos das respostas no meio do vão do tramo para a passagem do trem Alfa Pendular a diferentes velocidades: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

Efeito das irregularidades da via

As irregularidades da via foram fornecidas pela REFER (Rede Ferroviária Nacional de Portugal). As medições das irregularidades foram feitas a cada 0.25 m para comprimentos de onda entre 3 m e 70 m. Na Figura 6.33 apresentam-se os perfis do nivelamento longitudinal do trilho esquerdo e direito, em um trecho da via entre o km 287+300 e 286+700, que inclui o comprimento da ponte e uma extensão de via adjacente aos encontros. Verifica-se que as irregularidades atingem uma amplitude máxima de 15 mm, aproximadamente no km 287+086, enquanto no resto dos pontos de medição a amplitude máxima obtida foi de 7.35 mm.

Figura 6.33 - Registro das irregularidades da via para o trilho esquerdo e direito para comprimentos de onda na gama D1 [3, 25] m e D2 [25, 70] m.

De forma a avaliar os comprimentos de onda das irregularidades, são apresentados na Figura 6.34 os espectros das irregularidades da via em função do

número de onda ($1/\lambda$) para uma extensão de 600 m. Verifica-se que as irregularidades com comprimento de onda entre 25 e 64 m são os que apresentam maior amplitude.

Figura 6.34 - Amplitude dos espectros das irregularidades em função do número de onda para um comprimento de via com inclusão da ponte de 600 m no trilho esquerdo e direito.

Na Figura 6.35 e na Figura 6.36 apresentam-se os registros temporais dos deslocamentos e acelerações no meio do vão do tramo, resultantes das análises de interação com e sem irregularidades, para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidades de 160 km/h e 340 km/h. As respostas mostram que a influência das irregularidades é mais notória nos registros temporais para a passagem do trem Alfa Pendular a uma velocidade de ressonância. Para velocidades de circulação normal $V=160$ km/h os resultados das análises de interação com irregularidades de via são ligeiramente superiores aos obtidos sem irregularidades, em termos de deslocamentos e acelerações.

Figura 6.35 - Influência das irregularidades nas respostas no meio do vão do tramo para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidade de 160 km/h, em termos de: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

Figura 6.36 - Influência das irregularidades nas respostas no meio do vão do tramo para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidade de 340 km/h, em termos de: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

Na Figura 6.37 apresentam-se os espectros da aceleração no meio do vão da ponte obtidos com e sem irregularidades, para a velocidade de circulação e para a velocidade de ressonância. Para a velocidade de circulação (Figura 6.37a) verifica-se que a resposta é dominada principalmente pelas frequências associadas à passagem dos grupos de eixos com afastamento de 25.4 m e pela participação de todos os modos de vibração do tramo em estudo, citados na Tabela 6.8.

Figura 6.37 - Influência das irregularidades nos espectros das acelerações no meio do vão para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidades de: (a) 160 km/h, (b) 340 km/h.

O efeito das irregularidades pode ser visualizado, por exemplo, diminuindo a participação do primeiro modo de vibração com frequência de 10 Hz na resposta dinâmica. Este fenómeno está relacionado com a contribuição da frequência das irregularidades com comprimento de onda (λ) próxima a 4.4 m, isto é, que a frequência gerada por este comprimento de onda dada por: $f = v/\lambda = 160/(3.6 \times 4.4)$ é igual a 10.1 Hz. Este valor, que é aproximadamente igual à frequência do primeiro

modo não levou à amplificação da resposta dinâmica, pelo contrário foi responsável pela sua atenuação, muito provavelmente ligado ao conceito de cancelamento de ressonância citado no item 2.2.1. Já em outras frequências, como a relacionada com o terceiro modo de vibração ($f=13.4\text{Hz}$), as irregularidades amplificaram a resposta dinâmica. No espectro obtido para a velocidade ressonante (Figura 6.37b) verifica-se que a resposta também é dominada pela ação da passagem do grupo de eixos do veículo e pela participação do primeiro modo de vibração do tramo em estudo. O efeito da inclusão das irregularidades é visualizado no incremento da magnitude das amplitudes dos espectros, com maior incidência nas frequências de 10 Hz e 11.23 Hz.

A Figura 6.38 mostra a influência das irregularidades nos valores máximos da resposta da ponte para a passagem do trem Alfa Pendular, em função da velocidade, em termos de deslocamentos e acelerações no meio do vão do tramo em estudo.

Figura 6.38 - Influência das irregularidades nos valores máximos das respostas no meio do vão da ponte, em função da velocidade: (a) deslocamentos, (b) acelerações.

No gráfico anterior, verifica-se que os valores máximos dos deslocamentos resultantes da análise de interação considerando as irregularidades são superiores aos obtidos sem levar em conta as irregularidades, essa diferença é mais notória para velocidades acima da velocidade ressonante ($V=340\text{ km/h}$). Do mesmo modo a magnitude das acelerações também sofreram incrementos, produto da ação das irregularidades em toda a gama de velocidades analisada.

A Figura 6.39 ilustra os registros temporais das acelerações e os espectros destes, com e sem irregularidades, para a passagem do trem Alfa Pendular a uma

velocidade de 160 km/h. As acelerações foram analisadas no primeiro veículo V-1 e no último veículo V-6. Em ambos os casos as respostas com irregularidades são muito superiores aos obtidos sem irregularidades. Esta situação também se reflete no espectro das acelerações, onde as irregularidades aumentam, por exemplo, a participação da frequência de 1.46 Hz próxima ao segundo modo de vibração do veículo e passa a mobilizar outros modos de vibração do veículo com frequências iguais a 2.56 Hz e 4.40 Hz, que na resposta sem irregularidades não aparecem.

Figura 6.39 - Influência das irregularidades nas respostas no corpo dos veículos V-1 e V-6 para uma velocidade de 160 km/h: (a) acelerações, (b) espectro de acelerações.

A figura anterior mostra que a forma gráfica da resposta das acelerações não apresenta muitas variações à medida que se vai avançando nos veículos, isto devido ao fato de o modelo numérico ser baseado apenas no veículo BBN e os restantes cinco veículos serem uma reprodução deste. Além disso, o Alfa Pendular é um trem convencional pelo qual a ligação entre os veículos é desconsiderada. Neste sentido, diante da similitude das características geométricas e mecânicas entre todos os veículos é compreensível que as evoluções das respostas sejam idênticas, incluindo a amplitude das acelerações, diferenciadas apenas pelo espaço temporal em que se iniciam os registros entre veículos. Por outro lado, avaliando o nível de conforto dos passageiros no registro das acelerações mostradas na Figura 6.39a, verifica-se que esta se situa em um patamar equivalente a Muito Bom,

sendo que a aceleração máxima registrada é 0.4 m/s^2 , valor inferior a 1 m/s^2 especificado na norma.

6.7.3 Validação experimental do modelo numérico

A validação experimental consistiu na comparação das respostas dinâmicas obtidas a partir do modelo numérico calibrado do veículo e da ponte, e as respostas obtidas das medições experimentais. As respostas são comparadas junto ao apoio e na seção a um terço de vão do tramo 2 da ponte, conforme o esquema mostrado na Figura 6.6.

As respostas numéricas foram obtidas a partir de uma análise dinâmica com interação veículo-estrutura, incluindo as irregularidades, realizadas no aplicativo AIVE desenvolvido nesta pesquisa. Nas análises foi considerada a contribuição de 45 modos de vibração para a resposta da ponte, com frequências entre 9.21 Hz e 31.07 Hz, dos quais 13 modos de vibração pertencem especificamente ao segundo tramo da ponte. O incremento de tempo da análise adotado foi de 0.001s e o tempo em vibração livre foi igual a 1.5 s. Os coeficientes de amortecimento adotados para os modos de vibração identificados experimentalmente foram iguais aos valores médios resultantes da aplicação de metodologias para o cálculo de amortecimentos a partir de dados experimentais. Para o restante dos modos foram consideradas taxas de amortecimentos iguais a 1.64%, estimados segundo norma.

Análise de dados experimentais

As respostas experimentais foram filtradas por aplicação de um filtro passa-baixo de Chebyshev tipo II com uma frequência de corte igual a 30 Hz.

a) Deslocamentos

Na Figura 6.40 apresentam-se os registros temporais dos deslocamentos medidos junto ao apoio (D1) e sob a viga do tabuleiro do segundo tramo da ponte a um terço do vão (D2), com seus respectivos espectros, para a passagem do trem Alfa Pendular às velocidades de 156 km/h e 160 km/h.

Da Figura 6.40a constata-se que os registros temporais dos deslocamentos para ambas as velocidades de passagem do trem Alfa Pendular são praticamente iguais, sendo que o deslocamento máximo medido junto ao apoio é igual a 0.213 mm, enquanto que o valor máximo obtido a um terço do vão é igual a 1.047 mm. Por outro lado, os espectros dos deslocamentos mostram que as respostas são

dominadas pelo efeito quase-estático da ação do trem, com frequência de 1.70 Hz, associados à passagem do grupo de eixos com espaçamentos regulares de 25.9 m, tal como consta no gráfico da assinatura dinâmica do trem Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h (Figura 6.41c), isto é $f = v/\lambda = 156/(3.6 \times 25.9) = 1.7$ Hz.

Figura 6.40 - Respostas experimentais junto ao apoio (D1) e a 1/3 do vão do tramo 2 da ponte (D2) para a passagem do trem Alfa Pendular às velocidades de 156 km/h e 160 km/h: (a) deslocamentos, (b) espectro dos deslocamentos.

b) Acelerações

A Figura 6.41 mostra o registro das acelerações para a passagem do trem Alfa Pendular, com seu respectivo espectro e a assinatura dinâmica do trem para uma velocidade de 156 km/h. Os registros das acelerações foram submetidos a um filtro passa-baixa com uma frequência de corte de 30 Hz.

Figura 6.41 - Acelerações medidas a 1/3 do vão do tramo 2 da ponte (A1) para a passagem do trem à velocidade de 156 km/h: (a) acelerações, (b) espectro, (c) assinatura dinâmica do trem.

No espectro das acelerações apresentado na Figura 6.41b constata-se a contribuição dos três primeiros modos de vibração do tramo, na resposta dinâmica

da ponte, isto é, os modos com frequências próximas a 10.22 Hz, 11.09 Hz e 13.49 Hz. Na realidade as frequências identificadas no espectro, relacionadas aos modos de vibração da ponte, são iguais a 10.08 Hz, 11.13 Hz e 13.48 Hz; sendo estes valores ligeiramente inferiores ou próximos aos obtidos nos ensaios de vibração ambiental. Esta diferença pode ser justificada pela ação do veículo sobre a ponte, provocando de certa forma a redução das frequências do sistema veículo-estrutura como consequência da adesão da massa do veículo. As outras frequências observadas no espectro, possivelmente estão ligadas com os modos de vibração dos tramos adjacentes ao tramo 2, que devido à continuidade da via contribuem na resposta dinâmica deste. A frequência de 8.89 Hz também identificada no espectro pode estar associada aos modos de vibração dos truques dos veículos do trem Alfa Pendular. Na Figura 6.41b-c apresenta-se a identificação das frequências induzidas pela passagem do grupo de eixos com espaçamentos regulares, determinadas por meio da assinatura dinâmica do trem à velocidade de passagem de 156 km/h no espectro das acelerações. Entre as frequências identificadas podemos mencionar as de 1.70 Hz, 4.98 Hz, 11.71 Hz, 13.55 Hz e 16.67 Hz. As frequências superiores as já mencionadas podem estar relacionadas com a contribuição dos modos da ponte com frequências elevadas, à contribuição das irregularidades ou aos defeitos das rodas.

Validação experimental

a) Deslocamentos

Na Figura 6.42 apresenta-se uma comparação dos registros temporais dos deslocamentos junto ao apoio D1, e a um terço do vão do tramo D2, obtidos por via experimental e numérica, para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h. Esta figura evidencia de forma geral uma excelente concordância entre os registros experimentais e numéricos dos deslocamentos, após calibração do modelo numérico. As principais diferenças foram observadas nos deslocamentos máximos absolutos provocados pela passagem do grupo de eixos (truques) que correspondem ao quarto e quinto veículo, nos instantes $t=3.48s$ e $t=4.10s$. No caso dos deslocamentos junto ao apoio D1, o valor máximo obtido por meio do modelo numérico foi igual a 0.202 mm, 5.4% a menos do valor máximo experimental. Já no registro dos deslocamentos a um terço do vão D2, o valor máximo obtido por meio do modelo numérico foi igual a 0.997 mm, 5.0% a menos que o valor máximo

experimental. Neste ponto, vale salientar a importância do modelo numérico calibrado para conseguir uma boa aproximação dos resultados experimentais, tal como verificado neste trabalho. Estudos realizados por dos Santos (2014) também demonstraram similares conclusões, baseado na comparação de respostas da estrutura antes e após a calibração do modelo numérico.

Figura 6.42 - Comparação numérico experimental dos deslocamentos, para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h: (a) junto ao apoio (D1), (b) a um terço do vão (D2).

b) Acelerações

Na Figura 6.43 apresentam-se a comparação dos registros temporais das acelerações numéricas e experimentais obtidas a um terço do vão do tramo 2 da ponte, para a passagem do trem Alfa Pendular a uma velocidade de 156 km/h. As respostas numéricas foram calculadas considerando os amortecimentos obtidos pelo método EFDD e pelo método de decremento logarítmico DL, isto com o fim de comparar e determinar qual das duas metodologias de cálculo dos coeficientes de amortecimento utilizadas, se ajustam melhor às respostas experimentais.

Em ambas as comparações se observa que o comportamento dinâmico da ponte é muito influenciado pelo amortecimento, gerando amplificações dinâmicas nas respostas com a diminuição do amortecimento estrutural. Esta situação, já tinha sido observada no estudo paramétrico realizado no início desta análise.

As respostas numéricas obtidas considerando os amortecimentos estimados usando o método EFDD mostraram-se muito superiores às acelerações medidas experimentalmente, particularmente nos pontos máximos e mínimos da resposta; demonstrando-se assim que estes amortecimentos adotados para a análise não simularam adequadamente o comportamento real da ponte (Figura 6.43a). Já as

acelerações determinadas no modelo numérico considerando os amortecimentos estimados a partir do método de decrementos logarítmicos DL foram os que mais se aproximaram às respostas experimentais (Figura 6.43b).

Figura 6.43 - Comparação numérico experimental das acelerações no ponto A2, para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidade de 160 km/h: (a) amortecimento EFDD, (b) amortecimento DL.

Na Figura 6.44 apresentam-se os espectros das acelerações experimentais e numéricas obtidas a um terço do vão do tramo em estudo, para a passagem do trem Alfa Pendular à velocidade de 156 km/h. Na figura constata-se que o modelo numérico conseguiu reproduzir algumas frequências identificadas no espectro das acelerações experimentais, entre elas a contribuição dos modos de vibração da ponte com frequências de 10.01 Hz e 13.43 Hz, assim como as frequências geradas pela passagem do grupo de eixos com espaçamentos regulares, isto é 1.709 Hz, 5.01 Hz, 11.6 Hz e 13.43 Hz. As outras frequências visualizadas provavelmente estão relacionadas aos modos de vibração mobilizados pelas irregularidades e os possíveis defeitos nas rodas.

Figura 6.44 - Espectros das acelerações no ponto A2 do vão: (a) experimental, (b) numérico.

6.7.4 Simulação do comportamento dinâmico do sistema veículo-estrutura

Nesta seção realiza-se uma simulação do comportamento dinâmico da ponte Antuã sob ação de tráfego. As análises dinâmicas foram realizadas com base nos modelos calibrados da ponte e do veículo para a passagem do trem Alfa Pendular. Por outro lado foram também realizadas análises estáticas para o modelo LM71 e para o trem Alfa Pendular para fins comparativos e servir de base à verificação de aspectos relacionados com a segurança estrutural, a segurança da via e o conforto dos passageiros.

Na verificação da segurança estrutural os resultados das análises dinâmicas foram comparados com os resultados da análise estática com o trem Alfa Pendular multiplicados pelo fator $(1 + \phi' + \phi''/2)$ e com as respostas obtidas da análise estática para o modelo LM71 majorada pelo fator Φ_2 conforme se ilustra na Figura 6.45a. O fator de amplificação dinâmica ϕ' foi determinado por meio da equação 2.26 para cada velocidade estudada, considerando o comprimento de vão do tramo L_ϕ igual a 10.91 m e a frequência do primeiro modo de flexão n_o igual a 10.22 Hz. O valor da parcela das irregularidades ϕ'' foi calculada por meio da equação 2.28, para velocidades superiores a 22 m/s deu um valor de 0.317. No caso do modelo LM71, o fator de majoração Φ_2 foi determinado por meio da expressão 2.31, resultando um valor igual a 1.284. A Figura 6.45a mostra a comparação entre os deslocamentos resultantes: da análise dinâmica da ponte com vários níveis de amortecimento, da análise estática majorados pelos coeficientes de amplificação dinâmica definidos pela norma Eurocode e da aplicação do esquema das cargas LM71.

Figura 6.45 - Verificação regulamentar: (a) segurança estrutural da ponte como função dos deslocamentos e (b) acelerações máximas, no meio do vão do tramo 2 da ponte.

Da análise da Figura 6.45a pode-se concluir que os deslocamentos da análise dinâmica são inferiores os resultantes da análise estática majorados pelos coeficientes de amplificação estabelecidos na norma Eurocode. Verifica-se também que os deslocamentos do modelo LM71 superam amplamente aos deslocamentos determinados com as demais metodologias.

Com relação à segurança da via, fez-se uma comparação entre os valores máximos das acelerações obtidos no meio do vão do tramo 2 da ponte para vários níveis de amortecimentos e o limite estabelecido pela norma de 3.5m/s^2 , conforme ilustrado na Figura 6.45b. Na análise do gráfico constata-se que este limite apenas é excedido pelas acelerações obtidas com amortecimentos baixos, caso os obtidos com o método EFDD e os amortecimentos indicados na norma, para velocidades superiores a 330 km/h. Já no caso das acelerações obtidas com amortecimentos elevados, independentemente das velocidades, estas nunca passam do valor limite estipulado na norma.

Figura 6.46 - Acelerações máximas nos corpos dos veículos V-1, V-3 e V-6.

A Figura 6.46 apresenta as acelerações máximas nos corpos dos veículos obtidos das análises dinâmicas com e sem inclusão irregularidades para diferentes velocidades. Nos resultados verifica-se que a inclusão das irregularidades influi significativamente no nível de acelerações nos corpos dos veículos em relação aos

obtidos sem irregularidades. Nos três veículos avaliados V-1, V-3 e V-6 os valores máximos das acelerações apresentam uma tendência de crescimento a partir da velocidade de 220 km/h.

Em relação às acelerações nos veículos, ligadas diretamente com o conforto dos passageiros, a norma Eurocode (EN1990-A2, 2005) fixa os limites de 1.0 m/s^2 , 1.30 m/s^2 e 2.00 m/s^2 para os níveis de conforto: Muito Bom, Bom e Aceitável, respectivamente. Nas acelerações obtidas por meio do método com interação entre a ponte e o trem Alfa Pendular, verifica-se que a aceleração máxima sentida pelo passageiro no trem foi de 0.89 m/s^2 para uma velocidade de 420 km/h, inferior ao limite de 1.0 m/s^2 correspondente ao nível de conforto Muito Bom, estabelecido na norma. De modo geral, pode-se concluir que o nível de conforto se mantém dentro do limite Muito Bom em todos os veículos do trem Alfa Pendular, avaliadas para diferentes velocidades de circulação.

6.8 Conclusões

Da análise dinâmica da ponte Antuã realizada considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura, chegou-se às seguintes conclusões:

- Baseado nas informações disponibilizados da ponte Antuã foi construído um modelo numérico tridimensional no programa ABAQUS. As vigas longarinas e transversinas, e os trilhos foram modelados através de elementos finitos de viga. As lajes do tabuleiro, o guarda-lastro e as muretas foram modeladas por meio de elementos finitos de casca. Os dormentes, as palmilhas e a camada de lastro foram modelados com elementos finitos de volume. Os aparelhos de apoio foram representados por meio de molas com comportamento linear.
- O estudo incidiu no segundo tramo da ponte, por tal motivo foram modelados apenas três dos quatro tramos, de forma a considerar o efeito da continuidade da via no comportamento estrutural e garantir suas condições de contorno.
- As propriedades mecânicas dos materiais foram adotadas dos parâmetros obtidos durante a calibração do modelo numérico realizado por dos Santos (2014). Dos quatro casos de otimização realizados pelo pesquisador, os valores dos parâmetros do caso GA1 foram adotados para a modelagem numérica, e os que não estiveram disponíveis foram adotados da bibliografia.
- A validação do modelo numérico da ponte envolveu a comparação entre as frequências e os modos de vibração obtidos neste trabalho, os estimados no

modelo numérico calibrado por dos Santos (2014) e os calculados dos dados experimentais. Os resultados obtidos mostraram uma boa aproximação entre os parâmetros modais, validando dessa forma o modelo desenvolvido.

- Na análise modal do modelo numérico calibrado da ponte foram identificados os seis modos de vibração determinados nos testes experimentais, entre eles, o 1° modo de flexão vertical (10.21 Hz), o 1° e 2° modo de torção (10.93 Hz e 13.58 Hz) e os subsequentes 3 modos de flexão do tramo 2 da ponte (22.13 Hz, 23.12 Hz e 24.81 Hz).
- O veículo foi representado por meio de um modelo numérico simplificado 3D utilizando elementos finitos desenvolvido no programa ABAQUS. No modelo, o corpo do veículo e os truques foram simulados por meio de vigas rígidas, cujas massas foram concentradas no centro de gravidade de cada elemento. O sistema de suspensões foi representado por um conjunto de elementos mola-amortecedor. Devido à simplificação do modelo, a flexibilidade do corpo não foi levada em conta nas análises dinâmicas.
- As propriedades dinâmicas do veículo como as rigidezes e os amortecimentos do sistema de suspensões, as massas e as inércias foram estimadas a partir das frequências naturais do modelo completo do veículo desenvolvida por Ribeiro (2012), aplicando uma metodologia de calibração implementada no capítulo anterior. Embora o modelo do veículo seja muito simplificado, este conseguiu reproduzir com boa aproximação as frequências dos modos de vibração do modelo completo, com erros abaixo de 8.1 % nas frequências do corpo e 0.2% nas frequências dos truques.
- Realizou-se um estudo dos parâmetros que mais influenciam nas respostas dinâmicas da ponte, entre eles os incrementos de tempo, o número de modos que contribuem na resposta da ponte e os amortecimentos atribuídos a cada modo de vibração.
- Baseado nas propriedades modais da ponte e na velocidade máxima do trem adotou-se um incremento de tempo igual a 0.001 s, de modo a assegurar uma adequada representação dos primeiros modos de vibração, que são os que mais contribuem nas respostas dinâmicas.
- O estudo da contribuição dos modos de vibração na resposta da ponte mostrou que estes têm influência significativa nos deslocamentos e pouca

influência nas acelerações. Assim, os deslocamentos obtidos com o participação dos dois primeiros modos de vibração do tramo 2 da ponte foram inferiores aos obtidos com a contribuição de mais modos de vibração, evidenciando dessa forma que estes não representam de forma precisa o comportamento da estrutura. Já a contribuição de modos até 30 Hz foram os que conseguiram descrever de forma conveniente o comportamento dinâmico da ponte, baseado nas informações experimentais das irregularidades com comprimentos de onda entre 3 e 25 m e na gama de velocidades avaliados, uma vez que as contribuições dos modos com frequências elevadas assumem maior relevância quando a velocidade do trem aumenta e o comprimento de onda das irregularidades diminui.

- A influência do amortecimento na resposta da ponte foi avaliada considerando três cenários, dois estimados a partir de dados experimentais (método EFDD e DL) e um calculado segundo critérios indicados nas normas. Os resultados mostraram que as respostas são muito influenciadas pelos amortecimentos, particularmente nas vizinhanças das velocidades de ressonância. De modo geral, verificou-se que as respostas dinâmicas da ponte tendem a diminuir à medida que os amortecimentos atribuídos aos modos de vibração aumentam.
- Os valores máximos das respostas dinâmicas da ponte obtidas na análise dinâmica com interação veículo-estrutura foram inferiores aos obtidos nas análises com cargas móveis na maioria da gama de velocidades estudada, isto devido à transferência da energia da estrutura para os veículos. O efeito da interação veículo-estrutura foi mais evidente para velocidades ressonantes e próximas às velocidades de ressonância.
- O efeito das irregularidades foi claramente notado nas respostas dinâmicas do sistema veículo-estrutura. Os valores máximos dos deslocamentos e das acelerações da ponte obtidas das análises de interação com irregularidades foram superiores aos obtidos sem irregularidades para todas as velocidades de circulação analisadas. Nos veículos, as irregularidades incrementaram significativamente as acelerações chegando a ser até 6 vezes maior do que os obtidos sem irregularidades. Estas diferenças também foram observadas nas respostas no domínio da frequência, onde as irregularidades conjuntamente com a ação da velocidade de circulação do trem amplificaram e diminuíram a amplitude das frequências que contribuem na resposta

dinâmica do sistema. As irregularidades também chegaram a mobilizar modos de vibração que na análise sem irregularidades não aparecem.

- As medições experimentais dos deslocamentos para a passagem do veículo a velocidades de 156 km/h e 160 km/h junto ao apoio e a um terço do vão do tramo 2 da ponte mostraram-se bastante consistentes e próximas entre si. O espectro determinado a partir dos deslocamentos experimentais mostraram que estas respostas são dominadas pelo efeito quase-estático da ação do veículo, com frequência de 1.70 Hz, associados à passagem do grupo de eixos com espaçamentos regulares de 25.9 m.
- No espectro das acelerações estimadas a partir das medições experimentais conseguiu-se identificar os três primeiros modos de vibração da ponte, cujas frequências foram ligeiramente inferiores aos obtidos nos ensaios de vibração ambiental. Verificou-se que as reduções das frequências estariam associadas às incertezas na estimativa dos espectros e à adesão das massas dos veículos no sistema. As outras frequências identificadas provavelmente estão relacionadas com a contribuição dos modos de vibração dos tramos adjacentes ao tramo 2, dos modos de vibração dos truques dos veículos, assim como as frequências induzidas pela passagem do grupo de eixos com espaçamentos regulares identificadas na assinatura dinâmica do trem para a velocidade de 156 km/h, e dos modos com frequências elevadas produto da ação das irregularidades e os possíveis defeitos nos rodas.
- Os registros temporais dos deslocamentos obtidos por via experimental junto ao apoio e a um terço do vão do tramo 2 mostraram uma boa concordância como os deslocamentos obtidos por meio do modelo numérico calibrado. As principais diferenças foram notadas nos deslocamentos máximos provocados pela passagem do grupo de eixos (truques) que correspondem ao quarto e quinto veículo com erros de aproximação de até 5.4%.
- Da análise dos registros temporais das acelerações obtidas por via numérica pode-se concluir que estas são bastante influenciadas pelos amortecimentos. Verificaram-se amplificações dinâmicas com a diminuição do amortecimento estrutural da ponte e vice-versa. Assim, as respostas obtidas considerando os amortecimentos estimados pelo método EFDD ($\xi_m = 0.89\%$) mostraram-se muito superiores às acelerações experimentais, particularmente nos pontos máximos e mínimos. No entanto, as acelerações calculadas a partir do

modelo numérico considerando os amortecimentos estimados pelo método de decrementos logarítmicos ($\xi_m = 6.46\%$) foram os que mais se aproximaram às respostas experimentais.

- Na verificação da segurança estrutural verificou-se que os deslocamentos do modelo LM71 superam amplamente aos deslocamentos determinados na análise dinâmica com interação e aos deslocamentos calculados para o trem real multiplicado pelo fator $(1 + \phi' + \phi''/2)$. O que significa que o modelo LM71 é suficiente para quantificar os efeitos dinâmicos da ponte Antuã sujeitos a tráfego de alta velocidade.
- No que diz respeito à verificação da segurança da via, constatou-se que o limite estabelecido pela norma é apenas ultrapassado pelas acelerações obtidas com amortecimentos baixos, como os obtidos pelo método EFDD e os indicados na norma, para velocidades superiores a 330 km/h. No caso das acelerações obtidas com amortecimentos elevados (DL) independentemente das velocidades, estas nunca superam o valor limite de 3.5 m/s^2 .
- Em relação às acelerações nos veículos, verificou-se que estas respostas são bastante susceptíveis ao efeito das irregularidades, chegando a incrementar sua magnitude até 8 vezes a valor máximo das acelerações obtidas nas análises sem irregularidades. Avaliando o nível do conforto dos passageiros para a circulação do Alfa Pendular verificou-se que acelerações obtidas em todos os veículos não superaram o patamar de 1.0 m/s^2 correspondente ao nível de conforto Muito Bom estabelecido na norma.

Capítulo

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS**7****7 Conclusões e trabalhos futuros****7.1 Conclusões**

Esta pesquisa centrou-se no estudo dos efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias para trens de carga pesada e trens de alta velocidade, envolvendo aspectos de modelagem numérica, calibração e validação experimental. Para tal fim, foi desenvolvida uma metodologia iterativa para a solução dos problemas dinâmicos, considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura.

No Capítulo 2 foram descritos os conceitos básicos relacionados ao estudo do comportamento dinâmico de pontes ferroviárias. A revisão bibliográfica centrou-se na identificação dos principais parâmetros que influenciam nas respostas dinâmicas do sistema veículo-estrutura, nos critérios a considerar na modelagem numérica dos subsistemas, no estudo das metodologias usadas para a resolução dos problemas dinâmicos e em uma breve revisão dos aspectos regulamentares para a verificação da segurança e de estados limites de serviço das estruturas, da estabilidade da via e o conforto dos passageiros. A informação teórica compilada serviu de suporte para o desenvolvimento da metodologia de interação veículo-estrutura, assim como para a análise e avaliação das respostas obtidas nas análises dinâmicas realizadas nas

pontes tomadas como estudos de caso, entre elas a ponte Suaçuí (Brasil) e a ponte Antuã (Portugal).

O desenvolvimento da metodologia para a análise dinâmica, considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura, foi apresentado no Capítulo 3. O aplicativo de interação veículo-estrutura (AIVE) implementado mostrou uma abordagem menos complexa para a resolução dos problemas dinâmicos de interação, aproveitando de forma otimizada as ferramentas de modelagem do programa ABAQUS em um esquema integrado ao programa MATLAB. Entre as principais vantagens do aplicativo, destacam-se a possibilidade de selecionar a metodologia numérica para a resolução do problema dinâmico de cada subsistema, o uso do recurso *Restart* para otimizar os tempos de processamento e a facilidade de incluir não linearidades nos modelos da ponte e do veículo. Durante o desenvolvimento do aplicativo, verificou-se que o uso das funções de forma foram fundamentais para determinar o histórico de forças dinâmicas e deslocamentos a aplicar na ponte e no veículo, que por meio de análises dinâmicas desacopladas, permitiram a compatibilização dos movimentos nos pontos de contato dos dois subsistemas. Para o pós-processamento dos dados resultantes das análises dinâmicas, foi desenvolvido um aplicativo denominado SignalPRO, com ferramentas que permitem importar diretamente dados do programa ABAQUS.

A validação do aplicativo AIVE foi realizada por meio de exemplos adaptados da literatura, considerando irregularidades na via. A comparação das respostas dinâmicas da ponte e do veículo obtidas com o aplicativo AIVE e as obtidas com o programa TBI e ANSYS mostraram uma boa concordância, validando assim a metodologia desenvolvida neste trabalho. Na análise de interação com elementos de contato (ANSYS-ABAQUS), houve a necessidade de realizar um estudo paramétrico simples para entender a metodologia de cálculo dos programas, uma vez que desta dependia a precisão das respostas, especificamente no que se refere à transferência das cargas externas nos pontos de contato aos nós dos elementos. As análises demonstraram que a transferência é feita por meio de funções de forma lineares.

No Capítulo 4, apresentou-se o estudo do fenômeno de interação veículo-via-estrutura usando o aplicativo AIVE, a fim de avaliar o comportamento dinâmico dos trilhos tipo TLS quando submetidos a ações como a carga móvel, as irregularidades da via e a temperatura. O aplicativo AIVE permitiu introduzir não linearidades aos

elementos da interface entre a via e a ponte. Os efeitos das não linearidades foram quantificados nas respostas da ponte e do veículo por meio de um processo iterativo de compatibilização de deslocamentos nos pontos de contato entre os subsistemas. Gráficos 3D foram construídos a partir das respostas do sistema, assim como a envoltória de estas, permitindo avaliar o comportamento global do sistema veículo-via-estrutura para cada incremento de tempo.

A validação da análise de interação veículo-via-estrutura foi realizada por meio de exemplos simples, para os quais foram inicialmente testadas as ferramentas de modelagem do programa ABAQUS, de modo a modelar apropriadamente a rigidez longitudinal da interface, a qual depende da via estar carregada ou descarregada. A variação da rigidez da interface como função da carga foi simulada por meio de uma combinação entre elementos elasto-plásticos e elementos de contato. Os resultados do modelo de referência analisado mostraram boa concordância quando comparados com os obtidos por Delgado (2013), validando assim o critério de modelagem adotada e os elementos utilizados.

Verificou-se, por intermédio de um estudo paramétrico, a influência da temperatura, da rigidez horizontal nos apoios e da inclusão das irregularidades da via na resposta dos elementos que compõem o sistema veículo-via-estrutura. A variação da temperatura teve efeito significativo nas condições iniciais do sistema, particularmente na resposta dos elementos da interface, as quais se plastificam para deslocamentos relativos superiores ao limite elástico. Esta condição afeta a rigidez global da ponte e interfere em sua resposta, refletindo-se também no comportamento do veículo. A rigidez horizontal no apoio, quando combinado com ação da temperatura, teve influência significativa nos deslocamentos verticais da ponte e dos veículos. Já as irregularidades da via têm maior influência nas respostas dos veículos. Nas análises de interação com temperatura nula, as respostas da interface apresentaram comportamento linear, uma vez que a ação dinâmica do veículo não foi suficiente para gerar deslocamentos relativos na interface capazes de superar o limite elástico, a menos que a ponte seja muito flexível.

Na aplicação prática da análise de interação veículo-via-estrutura, verificou-se o desempenho de algumas soluções de tabuleiros de pontes para diferentes comprimentos de vão adotadas da ficha UIC-774-3-R (2001). No estudo, constatou-se que a combinação da temperatura com a ação dinâmica do veículo gerou

elevados níveis de tensão nos trilhos instalados em pontes de grande vão, como consequência da deflexão da ponte e da deformação horizontal na interface via-tabuleiro. O nível de solicitação nos trilhos tendeu a diminuir em pontes com comprimentos de vão menores. Na avaliação do desempenho das soluções de tabuleiros, verificou-se que os parâmetros como a distância entre o centro de rotação dos apoios e o eixo neutro da ponte, e entre este e o eixo neutro do trilho, foram mais relevantes nas respostas de pontes de pequeno e médio vão. No caso de pontes de grandes vãos, estes parâmetros tiveram pouca influência no desempenho das soluções dos tabuleiros. Nos estudos paramétricos, constatou-se também que o nível de tensão nos trilhos foi dependente da distância entre o eixo neutro da ponte e o eixo neutro dos trilhos; distâncias menores geraram tensões menores e vice-versa.

No Capítulo 5, realizou-se a análise dinâmica da ponte Suaçuí, considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura. Esta análise esteve focada no estudo numérico e experimental dos efeitos dinâmicos induzidos pelo tráfego de veículos com carga pesada na ponte. Da comparação dos resultados, pôde-se concluir que as respostas obtidas na análise dinâmica, considerando o fenômeno de interação, foram as que mais se aproximaram das respostas medidas experimentalmente, em termos de deslocamentos e acelerações, evidenciando dessa forma, a importância de se realizar este tipo de análise, uma vez que esta leva em conta um conjunto de parâmetros dinâmicos, particularmente dos veículos, que na que simulação clássica de cargas móveis não é considerada.

O aplicativo AIVE desenvolvido nesta pesquisa mostrou-se eficiente para a solução problema dinâmico de interação veículo-estrutura da ponte Suaçuí. Usou-se o método de superposição modal para resolver as equações de equilíbrio dinâmico da ponte, e o método implícito de integração direta para a resolução das equações dinâmicas do veículo. Esta combinação de metodologias permitiu reduzir os tempos de processamento. Além disso, oferece a possibilidade de realizar estudos mais complexos na ponte, como por exemplo, o estudo da resistência à fadiga das ligações, produto da ação dinâmica e cíclica dos trens com massa considerável.

A simulação do comportamento dinâmico da ponte sob ação de tráfego, feita no modelo numérico validado experimentalmente para diferentes velocidades, permite concluir que as maiores amplificações dinâmicas dos deslocamentos e das

acelerações acontecem para velocidades de 60 km/h e 100 km/h, sendo que as amplificações dinâmicas em termos de deslocamentos foram cobertas pelos fatores de impacto estabelecidos nas normas usadas para a verificação de segurança da estrutura. Na falta de critérios regulamentares para avaliar a segurança da via e os limites de aceleração no corpo dos veículos para sistemas de carga pesada, não foi possível avaliar os elevados níveis de aceleração observados na estrutura da ponte. No entanto, as velocidades ressonantes calculadas merecem especial atenção quando se pretende estabelecer as velocidades limite de circulação dos trens que trafegam sobre a ponte, de modo a evitar que se ponha em risco a segurança da estrutura.

Embora não tenham sido realizados ensaios de vibração ambiental para estimar as propriedades dinâmicas da ponte, os valores adotados para a modelagem numérica foram o suficientemente próximos para obter bons resultados quando comparados com as medições experimentais. No caso dos amortecimentos da ponte, alguns coeficientes foram estimados a partir das acelerações medidas em vibração livre durante o ensaio sob ação de tráfego. Os fatores de amortecimento não identificados foram adotados a partir das recomendações de norma.

Conseguiu-se estimar as propriedades dinâmicas dos veículos, entre elas a distribuição de massas, as inércias e as rigidezes das suspensões, por meio de um processo de calibração entre as frequências teóricas, obtidas da literatura, e as frequências numéricas obtidas da análise modal. Desenvolveu-se uma metodologia de calibração de modelos numéricos baseada em algoritmos genéticos, envolvendo novamente a integração entre os programas ABAQUS e MATLAB. Tal metodologia consistiu em minimizar a função objetivo, dada pela diferença de frequências, para determinar uma solução otimizada dos parâmetros do modelo do veículo.

Devido à falta de informação do perfil de irregularidades na zona da ponte Suaçuí, estas foram geradas a partir de funções de densidade espectral de potência, das quais a classe 3 foi adotada para fins comparativos com os dados experimentais. Verificou-se que a influência das irregularidades nos deslocamentos da ponte foi mínima para baixas velocidades de circulação do trem. Já para as acelerações, observaram-se ligeiros incrementos de magnitude quando os vagões atravessavam a ponte. No caso dos veículos, o efeito das irregularidades nas

acelerações foi mais relevante com o incremento das velocidades de circulação dos trens.

No espectro de acelerações obtidas experimentalmente, identificou-se a contribuição de alguns modos de vibração da ponte, as frequências de excitação relacionadas à ação do trem e os modos de vibração com frequências elevadas. Devido à complexidade da modelagem do fenômeno de interação, não foi possível reproduzir todas as respostas físicas, particularmente os modos locais da via, que por não ter uma camada de lastro, é propensa ao aparecimento de modos locais com elevadas frequências, resultantes da ação quase direta das cargas móveis nas vigas longarinas.

O Capítulo 6 tratou da análise dinâmica da ponte Antuã, particularmente do tramo 2 da estrutura, pois este segmento foi submetido a ensaios de vibração ambiental, para determinar as propriedades modais da ponte, e a ensaios sob ação de tráfego para validar o modelo numérico. Desenvolveu-se um modelo numérico dos três primeiros tramos da ponte, considerando, dessa forma, o efeito da continuidade da via na resposta estrutural do tramo em estudo e as condições de contorno. O modelo numérico adotado permitiu reduzir o problema dinâmico e otimizar os tempos de processamento.

Validou-se o modelo numérico desenvolvido por meio da comparação das frequências e dos modos de vibração obtidos neste trabalho com os estimados no modelo numérico calibrado por dos Santos (2014) e também com os estimados a partir de medições experimentais. Os resultados obtidos mostraram uma boa aproximação entre os parâmetros modais, validando assim o modelo numérico desenvolvido. Adotaram-se os parâmetros (propriedades dos materiais) do caso GA1, obtido no processo de calibração, para a modelagem numérica da ponte.

Desenvolveu-se um modelo simplificado do veículo, cujas propriedades foram estimadas a partir das frequências naturais do modelo completo do veículo calculadas por Ribeiro (2012) através de um processo de calibração numérica. Os resultados da calibração do modelo simplificado do veículo mostraram uma boa aproximação às respostas do veículo de referência.

Os resultados do estudo de sensibilidade da resposta dinâmica do sistema, em relação às metodologias numéricas de resolução do problema dinâmico e à

modelagem da ponte, do veículo e das irregularidades da via, permitiram obter as seguintes conclusões:

- O número de modos de vibração influencia sobretudo os valores máximos dos deslocamentos e tem pouca influência nas acelerações do tabuleiro do tramo 2 da ponte;
- Os deslocamentos e acelerações máximas foram muito influenciados pelos amortecimentos, particularmente em velocidades vizinhas da ressonância. Na análise com três cenários de amortecimentos, verificou-se que as respostas dinâmicas da ponte tendem a diminuir à medida que os amortecimentos atribuídos aos modos de vibração aumentam e vice-versa;
- O efeito da interação veículo-estrutura foi mais evidente nas respostas obtidas para as velocidades ressonantes e nas imediações dessas velocidades. Verificou-se que os valores máximos dos deslocamentos e das acelerações obtidos na análise com interação foram inferiores aos obtidos com cargas móveis para maior parte da gama de velocidades estudada;
- O efeito das irregularidades na ponte se refletiu no aumento da magnitude dos valores máximos dos deslocamentos e das acelerações em relação aos obtidos das análises de interação sem considerar as irregularidades. No caso dos veículos, as diferenças nas acelerações com e sem irregularidades foi ainda mais notória.

A validação experimental do modelo numérico consistiu na comparação entre as respostas obtidas na modelagem numérica com interação e as respostas obtidas por via experimental. Verificou-se uma boa concordância entre os registros dos deslocamentos obtidos por via experimental e os determinados no modelo numérico calibrado. Com base na comparação do registro das acelerações, constatou-se que os valores calculados a partir do modelo numérico, considerando amortecimentos estimados pelo método de decrementos logarítmicos ($\xi_m = 6.46\%$), foram os que mais se aproximaram às respostas experimentais.

No que respeita à segurança estrutural, verificou-se que os deslocamentos obtidos com o modelo de carga LM71, majorado pelo fator Φ_2 , superam amplamente aos deslocamentos obtidos da análise dinâmica com interação e os obtidos para o trem real multiplicado pelo fator $(1 + \phi' + \phi''/2)$. Portanto, pode-se concluir que o modelo LM71 é suficiente para quantificar os efeitos dinâmicos da ponte Antuã. O

critério de segurança da via foi violado somente por acelerações que foram calculadas considerando amortecimentos baixos no modelo numérico, como os obtidos pelo método EFDD e os indicados na norma, em velocidades acima de 330 km/h. No caso das acelerações obtidas com amortecimentos elevados, como os obtido pelo método DL, independentemente das velocidades, estas nunca superam o valor limite de 3.5 m/s^2 indicado na norma. Embora as irregularidades da via tenham efeito relevante sobre as acelerações nos veículos, estas não ultrapassaram os limites de conforto de 1.0 m/s^2 (Muito Bom) estabelecido pela norma Eurocode.

7.2 Sugestões para trabalhos futuros

Esta pesquisa abordou apenas alguns aspectos relacionados ao estudo dos efeitos dinâmicos em pontes ferroviárias para trens de carga pesada e trens de alta velocidade, considerando o fenômeno de interação veículo-estrutura; colaborando com novos dados, esclarecendo alguns aspectos e suscitando novas dúvidas. Em seguida, apresentam-se algumas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros na área que abordem questões como:

- Desenvolver rotinas adicionais no aplicativo AIVE que permitam avaliar o comportamento dinâmico do sistema veículo-estrutura na direção lateral, de modo a complementar os resultados obtidos na direção vertical.
- Realizar estudos mais detalhados que permitam introduzir não linearidades associadas ao contato roda-trilho, uma vez que foi constatada certa dificuldade no processo de convergência durante as análises de interação para casos de pontes muito flexíveis, cujos deslocamentos provocados pelas cargas móveis, quando inseridos como condição de contorno dos veículos, geraram forças de contato muito elevadas, as quais não refletem seu real comportamento.
- Como complemento ao estudo da interação veículo-via-estrutura, sugere-se desenvolver modelos que simulem os fenômenos de aceleração e frenagem de veículos, combinados com ação da temperatura, para obter solicitações mais realistas nos trilhos.
- Expandir a metodologia desenvolvida para a análise de interação veículo-via-estrutura a modelos complexos em 3D, recorrendo ao uso de elementos de contato de superfície para simular a interface entre o trilho e o tabuleiro.

- Desenvolver e calibrar os modelos numéricos da locomotiva e do vagão GDE com base em parâmetros modais obtidos a partir de testes experimentais. O modelo calibrado destes veículos, que são os mais frequentes na ferrovia, serão úteis para o estudo de outras pontes que a companhia VALE administra.
- Realizar outros ensaios de identificação modal da ponte Antuã que permitam determinar com maior precisão as taxas de amortecimento, uma vez que estes influenciaram significativamente as respostas dinâmicas da ponte.
- Seria interessante realizar análises dinâmicas da ponte Antuã, com contribuição de modos com frequências até 60 Hz e irregularidades com comprimentos de onda inferiores a 3 m.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABAQUS, SIMULIA. Abaqus 6.12 Analysis User's Manual. Providence, RI, USA, 2012.

ALBUQUERQUE, C. Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro ortotrópico em vias de alta velocidade. Porto, Portugal: Dissertação Mestrado: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 2008.

ALVES, R. C. Transições aterro – estrutura em linhas ferroviárias de alta velocidade: análise experimental e numérica. Tese de doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2012.

ANDERSSON, E.; BERG, M. and STICHEL, S. Rail Vehicle Dynamics (In Swedish: Sprfordons dynamic). Stockholm: KTH Jrnvgsteknik; 2000.

ANTOLÍN, P.; GOICOLEA, J. M.; ASTIZ, M.A.; ALONSO, A. A methodology for analyzing lateral coupled behavior of high speed railway vehicles and structures. In: Proceedings of 9th world congress on computational mechanics and 4th Asian Pacific congress on computational mechanics, Sydney, Australia; 2010.

ANTOLÍN, P.; ZHANG, N.; GOICOLEA, J. M.; XIA, H.; ASTIZ, M.A.; OLIVA, J. Consideration of nonlinear wheel–rail contact forces for dynamic vehicle–bridge interaction in high-speed railways. Journal of Sound and Vibration, vol. 332, 2013.

AREA. Manual for railway engineering. American Railway Engineering Association, Washington, D. C., 1941.

AREMA. Manual for railway engineering. American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association, Washington, D. C., 2013.

ASTM. ASTM A7-39, Standard specifications for structural steel for buildings and bridges. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 1939.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7189 – Cargas Móveis para Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias – 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7187 – Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento – 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7188 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas – 2013.

BARBERO, J. Dinámica de puentes de ferrocarril para alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia, Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Madrid, España, 2001.

BARBOSA, R. S. Aplicação de sistemas multicorpos na dinâmica de veículos guiados. Tese de doutoramento, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, Brasil, 1999.

BATTISTA, R.C., BARBOSA, F.S. Reabilitação de pontes Metálicas Ferroviárias por Ação Composta de Lajes de Concreto Armado. In: XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Punta del Este, Uruguay, 2000.

BIGGS, J. M. Introduction to Structural Dynamics, McGraw-Hill Book Company, New York, 1964.

BITTENCOURT, T. N. Monitoração da ponte do Rio Suaçuí - Relatório Final (LEM-VALE 02-10 FUSP 1892), 2010.

BONIFÁCIO, C. Comportamento Dinâmico de uma Ponte Ferroviária de Pequeno Vão para Tráfego de Alta Velocidade, Tese mestrado, Departamento de Engenharia Civil, FEUP-UP, Porto, Portugal, 2012.

BORGES NETO C. Manual didático de ferrovias. Universidade Federal do Paraná, 2012.

CALÇADA, R. Efeitos dinâmicos em pontes resultantes do tráfego ferroviário a alta velocidade. Tese mestrado, FEUP-UP, Porto, Portugal, 1995.

CALÇADA R.; DELGADO R.; CAMPOS A.; GOICOLEA J.; GABALDON F. Track-Bridge Interaction on high-speed railways. Porto, 2007.

CORREA, W. L.; BATTISTA, R. C. Efeitos da interação trem-trilhos-lastro-estrutura nas vibrações de pontes ferroviárias, Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, Passo Fundo, v. 2, p. 7-27, 2005.

CORREA, W. L. Vibrações em pontes ferroviárias. Dissertação Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

CORREIA, M. Algoritmos genéticos. Revista dos Algarves, p36-43, 2003.

CORREA, W. L. Controle das Vibrações Induzidas pela Interação Dinâmica entre Trens-Trilhos-Dormentes-Estrutura de Aço de Pontes Ferroviárias. Tese Doutoral, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

COSTA, C.; RIBEIRO, D.; JORGE, P.; SILVA, R.; CALÇADA, R. and ARÊDE, A. Calibration of the numerical model of a short-span masonry railway bridge based on experimental modal parameters in: *Procedia Engineering* 114, 2015.

CUNHA, P. G. Análise Dinâmica de Pontes Ferroviárias: Uma Metodologia Simplificada. Dissertação Mestrado, Universidade de São Paulo, Brasil, 2011.

CUTILLAS, A. Track bridge interaction problems in bridge design. Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways, Porto, Portugal, 2007.

CHOPRA, A. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. 3. ed. New Jersey: Prentice Hall, 2006.

CLOUGH, R. and PENZIEN, J. Dynamics of Structures, 3rd edition, New York: McGraw-Hill, 2003.

CVRD, Informações técnicas das locomotivas C.V.R.D., DILO-GECEMG-GEMAG-GALEG, Acervo técnico, 2002, Companhia do Vale do Rio Doce.

CVRD-EFVM, Albume de vagões e carros de passageiros, 2000.

DA SILVA, E.E. Otimização de estruturas de concreto armado utilizando Algoritmos Genéticos, São Paulo, Brasil, 2001.

DAI, G.; HU, N. & LIU, W. The Recent Improvement of High-Speed Railway Bridge in China. IABSE Symposium Report, Venice, pp. 8-15, 2010.

DAVIS, S.G. Controlling track-structure interaction in seismic conditions, Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways, Porto, Portugal, 2007.

DELGADO, J. A. Interação Via-Ponte em linhas ferroviárias, Tese Doutoral, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2013.

DELGADO, R.; CALÇADA, R. Estudo do comportamento dinâmico da ponte de Antuã sob a acção de cargas de tráfego ferroviário. Relatório Técnico, 2002.

DIANA, G.; CHELI, F.; COLLINA, A.; CORRADI, R. & MELZI, S. The development of a numerical model for railway vehicles comfort assessment through comparison with experimental measurements in: *Vehicle System Dynamics*, vol. 38(3), 2002.

DIAS, R. F. da S. Dynamic Behaviour of High Speed Railway Bridges. Vehicles Lateral Dynamic Behaviour, Instituto Superior Técnico-Universidad Técnica de Lisboa, November 2007.

DIELEMAN, L. and FOURNOL, A. Dynamic behaviour of the short railway bridges. In: IABSE - Structures for high-speed railway transportation, Belgium, 2003.

DINH, V.; KIM, K. & WARNITCHAI, P. Dynamic Analysis of Three-dimensional Bridge-high-speed Train Interactions using a Wheel-rail contact Model in: Engineering Structures, 3090-3106, 2009.

DOMINGUEZ, J. Dinámica de puentes de ferrocarril para la alta velocidad: métodos de cálculo y estudio de la resonancia, 2001.

DOS SANTOS, G. F. Desenvolvimento de vagões GDU para 37,5 t/eixo, Revista Ferroviária, 2011.

DOS SANTOS, A.S. Análise numérica e experimental do comportamento dinâmico da ponte ferroviária de Antuã, Dissertação Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto, julho 2014.

DOS SANTOS, G.F.; BARBOSA R.S.; SHU, X. Characterization and Modelling of a New Heavy Axle Load Freight Wagon for Wheel Rail Wear Prediction in: Journal of Mechanical Engineering and Technology, Vol. 2, pp. 17-28, 2014.

DUMITRIU, D.; BALDOVIN, D. and SIRETEANU, T. Numerical simulation of the vertical interaction between railway vehicle and track, SISOM Bucharest, 2006.

DURALI, M. and JALILI, M.M. Investigation of wagon derailment moving on random rail irregularities using nonlinear 3-dimensional model in: International Journal of Engineering Transaction B: Applications, Vol. 21, 2008.

EN 1990-A2 - Basis of structural design - Annex A2: applications for bridges. Brussels, Belgium: CEN - European Committee for Standardization, 2005.

EN 1991-1-1 Eurocódigo 1: Ações em estruturas - Parte 1-1: Acções gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios. Comité Européu de Normalização CEN. Bruxelas, Bélgica, 2009.

EN 1991-2 Eurocode 1: actions on structures. Part 2: traffic loads on bridges. Brussels, Belgium: CEN - European Committee for Standardization, 2003.

EN 1992-1-1 Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras Gerais e regras para edifícios. Comité Européu de Normalização CEN. Bruxelas, Bélgica, 2010.

EN 13848-5 - Railway application. Track geometry quality-Part 5: geometric quality levels. Brussels, Belgium: CEN - European Committee for Standardization, 2008.

ERRI.D214/RP6 - Railway bridges for speeds > 200 km/h. Calculations for bridges with simply-supported beams during the passage of a train. Utrecht, Netherlands: European Rail Research Institute (ERRI), 2000.

ERRI D214/RP9, Rail bridges for speeds > 200 km/h final report, European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht, Netherlands, 2001.

FERNANDES, M.A.M. Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade, Dissertação Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2010.

FERIANI, A.; MULAS, MG.; ALIPRENDI, C. Time domain iterative procedures for vehicle–bridge dynamic interaction. In: Proceedings of ISMA, p. 1179–93, Leuven, Belgium, 2006.

FIGUEIREDO, H. S. Dinâmica de Pontes Mistas Aço-Betão em Linhas de Alta Velocidade, Universidade do Porto, Portugal, 2007.

FIGUEIREDO, H.; CALÇADA, R. & DELGADO, R. Aspectos Regulamentares no Cálculo de Pontes Ferroviárias em Linhas de Alta Velocidade. Soluções Estruturais para Pontes Ferroviárias em Linhas de Alta Velocidade, Universidade do Porto, Portugal, 2009.

FRÝBA, L. Vibration of Solids and Structures under Moving Loads, Groningen: Noordhoff, 1972.

FRÝBA, L. Dynamics of railway bridges, London: Thomas Telford, 1996.

GABALDÓN, F., RIQUELME, F. y GOICOLEA, J. Análisis de estructuras sometidas a acciones de trenes de alta velocidad, considerando la interacción vehículo estructura. Congreso de métodos numéricos en ingeniería, 2005.

GARG, VK.; DUKKIPATI, RV. Dynamics of railway vehicle systems. Toronto (ON): Academic Press Canada, 1984.

GOICOLEA, J.M.; ANTOLÍN, P. Dynamic effects of railway traffic due to lateral motion in long viaducts with high piers, COMPDYN 2011, Greece, 2011.

GUSTAFSSON, A. Reduced models for dynamic analysis of high-speed railway bridges, Master's Dissertation, Lund University, Sweden, 2008.

HALCROW, & SINERGIA. PROJETO TAV BRASIL: Estimativas de demanda e receita Vol. 1. Brasília: SINERGIA, 2012.

HILBER, H. M.; HUGHES, T. R.; TAYLOR, R. L. Improved numerical dissipation for time integration algorithms in: structural dynamics. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, v. 5, p. 283–292, 1977.

HORAS, C. Comportamento dinâmico de pontes com tabuleiro pré-fabricado em vias de alta velocidade, Tese Mestrado, FEUP, Universidade do Porto, 2011.

HUGHES, T. The finite element method: linear statics and dynamic finite element analysis, Prince Hall International, 1987.

JAISHI, B. and REN, W. Structural finite element model updating using ambient vibration test results in: *Journal of Structural Engineering*, Vol. 45, 2005.

JIN, Z.; PEI, S.; LI, X.; QIANG, S. Probabilistic evaluation approach for nonlinear vehicle–bridge dynamic performances in: *Journal of Sound and Vibration*, 2014.

JU, S. & LIN, H. Numerical investigation of a steel arch bridge and interaction with high-speed trains in: *Engineering Structures*, pp. 241-250, 2003.

JU, S.H. A simple finite element for nonlinear wheel/rail contact and separation simulations in: *Journal of Vibration and Control*, 0(0) p.1–9, 2012.

KOUROUSSIS, G.; CONNOLLY, D. P. & VERLINDEN, O. Railway-induced ground vibrations – a review of vehicle effects in: *International Journal of Rail Transportation*, 69-110, 2014.

KLINCEVICIUS, M. Y. Estudo de propriedades, de tensões e do comportamento mecânico de lastros ferroviários, Dissertação Mestrado, USP, São Paulo, 2011.

KUMAR, R. and UPADHYAY, A. Effect of temperature gradient on track-bridge interaction in: *Interaction and Multiscale Mechanics*, Vol. 5, No. 1, 1-12, 2012.

LAURENCE, D. Handbook of genetic algorithmics in: International Thomson Computer Press, 1997.

LEI, X. and NODA, N. A. Analysis of Dynamic Response of Vehicle and Track Coupling System with Random Irregularity of Track Vertical Profile in: *Journal of Sound and Vibration*, vol. 258(1), pp. 147-165, 2002.

LI, Q.; XU, Y.L.; WU, D.J. and Chen, Z.W. Computer-aided Nonlinear Vehicle-bridge Interaction Analysis in: *Journal of Vibration and Control*, vol. 16(12), 2010.

LIMA, M. R. Otimização topologica e parametrica de vigas de concreto armado utilizando Algoritmos Geneticos, 2011.

LIM, N. H.; PARK, N. H. and KANG, Y. J. Stability of Continuous Welded Rail Track in: Computers & Structures, 81 (22-23) 2219–2236, 2003.

LOU, P. Finite element analysis for train–track–bridge interaction system. Arch Appl Mech, Vol. 77, p.707–728, 2007.

LOWAN, A. On transverse oscillations of beams under the action of moving variable loads. Philosophical Mag, 19(127), 708-715, 1935.

MAJKA, M.; HARTNETT, M. Dynamic response of bridges to moving trains: A study on effects of random track irregularities and bridge skewness in: Computers and Structures, vol. 89, pp. 1233-1252, 2009.

MALVEIRO, J.; RIBEIRO, D.; CALÇADA, R. & DELGADO, R. Updating and validation of the dynamic model of a railway viaduct with precast deck, Structure and Infrastructure Engineering, 10:11, 1484-1509, 2014.

MEIXEDO, A.; RIBEIRO, D.; CALÇADA, R. & DELGADO, R. Global and Local Dynamic Effects on a Railway Viaduct with Precast Deck, Paper 77, Second International Conference on Railway Technology, Civil-Comp Press, Scotland, 2014.

MELLIER, C. Optimal Design of Bridges for High-Speed Trains: Single and Double-Span Bridges. Sweden: KTH, 2010.

MUSEROS, D. R. Interacción Vehículo-Estructura y Afectos de Resonancia en Puentes Isostáticos de Ferrocarril para Líneas de Alta Velocidad. Madrid: UPM, 2002.

NEVES, S.; AZEVEDO, A. and CALÇADA, R. A direct method for analyzing the vehicle-structure interaction in: Engineering Structures, vol. 42, pp. 414-420, 2012.

NGUYEN, D.; KIM, K. and WARNITCHAI, P. Simulation procedure for vehicle-substructure dynamic interactions and wheel movements using linearized wheel-rail interfaces, Finite Elements in Analysis and Design, Vol. 45, p.341-356, 2009.

PEIXOTO COUTINHO, D. F. Estudo do Contacto Roda/Carril: Análise de Tensões e Fadiga, Universidade do Porto, Portugal, 2008.

PINTO, J. R. Dinâmica de pontes em viga caixão em linhas ferroviárias de alta velocidade, Dissertação Mestrado, FEUP, Universidade do Porto, Portugal, 2007.

RAMONDENC, P.; MARTIN, D. and SCHMITT, P. Track – Bridge Interaction – the SNCF experience, Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways, Porto, Portugal, 2007.

RASHID, S. Parametric Study of Bridge Response to High Speed Trains: Ballasted Track on Concrete Bridges. Sweden: KTH, 2011.

REAL, J.I.; ZAMORANO, C.; VELARTE, J.L.; BLANCO, A.E. Development of a vehicle–track interaction model to predict the vibratory benefits of rail grinding in the time domain in: *Journal of Modern Transportation*, vol. 23, pp. 189-201, 2015.

REBELO, C.; SILVA, L.; RIGUEIRO, C. & PIRCHER, M. Dynamic behaviour of twin single-span ballasted railway viaducts - field measurements and modal identification in: *Engineering Structures*, Vol. 30, p.2460–2469, 2008.

RIBEIRO, D. R. Comportamento Dinâmico de Pontes sob Acção de Tráfego Ferroviário a Alta Velocidade, Dissertação Mestrado, Universidade do Porto, 2004.

RIBEIRO, D. R. Efeitos Dinâmicos Induzidos por Tráfego em Pontes Ferroviárias: Modelação Numérica, Calibração e Validação Experimental, Tese Doutoral, Universidade do Porto, Portugal, 2012.

RIGUEIRO, C. Modelling the interaction effect of the high speed train-track-bridge system using ADINA in: *5th International Conference on Mechanics* 2006.

RIGUEIRO, M. C. Avaliação dos Efeitos Dinâmicos em Pontes Ferroviários de Alta Velocidade de Pequeno e Médio Vão, Universidade de Coimbra, Portugal, 2007.

RIGHINIOTIS, T. D. et al. Analytical fatigue assessment of riveted rail bridges in: *Proceedings of the ICE - Bridge Engineering*, v. 159, n. 3, p.105–116, 2006.

RIQUELME, F. J.; GABALDÓN, F. Análisis Dinámico de Estructuras Sometidas a Acciones de Trenes de Alta Velocidad. Madrid: GMC, 2005.

ROSA, T. O.; LUZ, H. S. Conceitos Básicos de Algoritmos Genéticos: Teoria e Prática. In: *XI Encontro de Estudantes de Informática do Tocantins*, Centro Universitário Luterano de Palmas, p. 27-37, 2009.

RUGE, P. and BIRK, C. Longitudinal forces in continuously welded rails on bridge decks due to nonlinear track–bridge interaction in: *Computers and Structures* 85 pp. 458–475, 2007.

RUGE, P.; WIDARDA, D.; SCHMÄLZLIN, G.; BAGAYOKO, L. Longitudinal track–bridge interaction due to sudden change of coupling interface in: *Computers and Structures* 87 pp. 47–58, 2009.

SANGUINO, M. & REQUEJO, P. Numerical methods for the analysis of longitudinal interaction between track and structure, Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways, Porto, Portugal, 2007.

SILVA, J. S. Análise Dinâmica Não-Determinística de Tabuleiros de Pontes Rodoviárias com Irregularidades Superficiais, Tese Doutoral, PUC-Rio de Janeiro, 1996.

SILVA, D. A. Programa computacional para análise dinâmica da interação veículo-estrutura em pontes ferroviárias, Dissertação Mestrado, Universidade de Brasília, 2012.

SIMÕES, R.; CALÇADA R. & DELGADO, R. Track-Bridge interaction in railway lines: Application to the study of the bridge over the River Moros, Workshop Track-Bridge Interaction on High-Speed Railways, Porto, Portugal, 2007.

TAKEMIYA, H. Simulation of Track-Ground vibrations due to a high-Speed Train: The case of X-2000 At Leds in: Journal of Sound and Vibration, 2003.

TEIXEIRA, R.M. Metodologias para modelagem e análise da fadiga em ligações rebitadas com aplicação em pontes metálicas ferroviárias, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil, 2015.

TICONA MELO, L.R. Monitoração de modelos físicos reduzidos para investigação do comportamento de estruturas em escala real, Dissertação Mestrado, Universidade de São Paulo, Brasil, 2011.

TICONA MELO, L.R.; BITTENCOURT, T.N. Análise Dinâmica de Pontes Isostáticos para trens de Alta Velocidade considerando a Interação Veículo-estrutura in: XXXV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, CILAMCE, Fortaleza, 2014.

TIMOSHENKO, S. One the forced vibrations of bridges, Philosophical Mag, Ser. 6, 43, p. 1018 – 1019, 1922.

TOMIOKA, T.; TAKIGAMI, T. & SUZUKI, Y. Numerical analysis of three-dimensional flexural vibration of railway vehicle car body in: Vehicle System Dynamics, Vol. 48 (supplement), p.467-486, 2006.

UIC 719R - Earthworks and track bed for railway lines. Paris, France: International Union of Railways, 2008.

UIC 774-3-R - Track/bridge interaction. Recommendations for calculations. 2nd edition, Paris, France: International Union of Railways, 2001.

UIC G776 - Guidelines for railway bridges dynamic measurements and calculations. ETF - Railway Technical Publications. Paris, France, 2007.

VALE, C. - Influência da qualidade dos sistemas ferroviários no comportamento dinâmico e no planeamento da manutenção preventiva de vias de alta velocidade. Tese de doutoramento, FEUP Porto, Portugal, 2010.

VOSSLOH - Ficha técnica da palmilha modelo Zw687. 2004.

WIBERG, J. Railway bridge response to passing trains. Measurements and FE model updating. Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology (KTH), 2009.

WU, Y.; YANG, Y. & YAU, J. Three-dimensional analysis of train-rail-bridge interaction problems in: International Journal of Vehicle Mechanics and Mobility, vol. 36, pp. 1-35, 2001.

WRIGGERS, P. Computational contact mechanics, Chichester: John Wiley & Sons, 2002.

XIA, H.; DE ROECK, G.; ZHANG, HR.; ZHANG, N. Dynamic of train-bridge system and its application in steel girder reinforcement, Computer Structure, 79 (21-22):1851-60, 2001.

XIA, H.; DE ROECK, G.; ZHANG, N. and MAECK, J. Experimental analysis of a high-speed railway bridge under Thalys trains in: Journal of Sound and Vibration, Vol. 268, p.103- 113, 2003.

XIAO, X.B.; JIN, X.S.; WEN, Z.F.; et al. Effect of tangent track buckle on vehicle derailment in: Multibody System Dynamics 25(1): p.1-41, 2011.

YANG, Y. and YAU, J. Vehicle-bridge interaction element for dynamic analysis in: Journal of Structural Engineering, Vol. 123 (11), p.1512-1518, 1997.

YANG, Y. and LIN, B. Vehicle-bridge interaction analysis by dynamic condensation method in: Journal of Structural Engineering, Vol. 121 (11), p.1636-1643, 1995.

YANG, Y.; YAU, J. and WU, Y. Vehicle-bridge interaction dynamics. With applications to high-speed railways in: World Scientific Publishing, 2004.

YANG, Y. and YAU, J. An iterative interacting method for dynamic analysis of the Maglev train-guideway/foundation-soil system in: Engineering Structures, vol. 3, pp. 1013-1024, 2011.

YAU, J. and YANG, Y. Effect of axle interactions on the dynamic response of the simple beam and vehicles moving over it. In: 6th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, Taipei, Taiwan, 1998.

YU, X. & GEN, M. Introduction to evolutionary algorithms, Springer, London, 2010.

ZABEL, V. and BREHM, M. System identification of high-speed railway bridges. In: Weimar Optimization and Stochastic Days 5.0, Dynardo GmbH. Weimar, Germany, 2009.

ZHAI, W.; XIA, H.; CAI, CH.; GAO, M.; LI, X.; GUO, X.; ZHANG, N. & WANG, K. High-speed train–track–bridge dynamic interactions – Part I: theoretical model and numerical simulation in: International Journal of Rail Transportation, 1, 3-24, 2013.

ZHANG, N.; XIA, H.; GUO, W.; ZHAN, J.; YAO, J.; CAO, Y. Vehicle-bridge interaction analysis of heavy load railway in: Procedia Engineering 4 pp. 347–354, 2010.

ZHANG, N.; XIA, H. Dynamic analysis of coupled vehicle–bridge system based on inter-system iteration method in: Computers and Structures, 2013.

ZHANG, J.; WU, D.J.; LI, Q. Loading-history-based track–bridge interaction analysis with experimental fastener resistance in: Engineering Structures 83 pp. 62–73, 2015.