MODELOS ANALÍTICO-NUMÉRICOS PARA INTERAÇÃO DINÂMICA VEÍCULO-PAVIMENTO-ESTRUTURA DE PONTE RODOVIÁRIA

Andréa Oliveira de Araujo

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador(es): Michèle Schubert Pfeil
Ronaldo Carvalho Battista

Rio de Janeiro
Junho de 2014

MODELOS ANALÍTICO-NUMÉRICOS PARA INTERAÇÃO DINÂMICA VEÍCULO-PAVIMENTO-ESTRUTURA DE PONTE RODOVIÁRIA

Andréa Oliveira de Araujo

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

_____

Profª. Michèle Schubert Pfeil, D.Sc.

_____

Prof. Ronaldo Carvalho Battista, Ph.D.

_____

Profª. Eliane Maria Lopes Carvalho, D.Sc.

_____

Prof. Flávio de Souza Barbosa, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2014

Araujo, Andréa Oliveira de

Modelos analítico-numéricos para interação dinâmica veículo - pavimento - estrutura de ponte rodoviária / Andréa Oliveira de Araujo. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2014.

XVI, 69 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Michèle Schubert Pfeil

Ronaldo Carvalho Battista

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2014.

Referências Bibliográficas: p. 68-69.

1. Pontes Rodoviárias. 2. Interação dinâmica. 3. Veículo-pavimento-estrutura. I. Pfeil, Michèle Schubert *et al*. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Aos meus pais: Jair e Joseane
Sem vocês eu nada seria!

AGRADECIMENTOS

Muitas foram às pessoas que contribuíram direta ou indiretamente para realização deste trabalho. Em especial gostaria de agradecer:

Aos meus pais, Jair e Joseane, por estarem presentes em todas as etapas da minha vida, sempre me apoiando. E aos meus irmãos Dani, Ari, Gabi e Aninha pelo amor e carinho incondicional.

À minha orientadora Michèle Schubert Pfeil, por dedicar parte do seu tempo a minha pesquisa, até mesmo nos finais de semanas, e também pela paciência, amizade e ensinamentos.

Ao meu orientador Ronaldo Carvalho Battista, pelos constantes ensinamentos e amizade durante este percurso.

Ao professor Denizard Batista de Freitas, meu orientador durante a graduação, quem me orientou para chegar até aqui.

Ao meu companheiro nesta e muitas outras jornadas, João Augusto Farezin, que me apoiou em todos os momentos, com muita paciência e carinho.

A duas grandes amigas que fiz na COPPE, Mariana e Priscilla, que me acompanharam fielmente nos trabalhos desenvolvidos durante as disciplinas, nas horas de descontração e ainda nos momentos de aperto, principalmente no decorrer da dissertação.

Aos amigos de Cambuca 38 que me acolheram: Jaelson, Diego, Tamile, Dimas, Bel, Saulo, Caito, Elton, Joãozinho e Ederli. Ainda agradeço aos amigos formados no Labest: Nelson, Santiago, Marcela, Natasha, Rossigali, Seruti, Peldoza, Tina, Fabricio, Alfredo e Maosheng.

Às amigas que fiz na Controllato: Carolina, Rachel, Marcelle e Pâmela que em muitos momentos ajudaram a sanar minhas dúvidas e a tornar meu dia-a-dia mais agradável.

À CAPES pelo apoio financeiro.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MODELOS ANALÍTICO-NUMÉRICOS PARA INTERAÇÃO DINÂMICA VEÍCULO-PAVIMENTO-ESTRUTURA DE PONTE RODOVIÁRIA

Andréa Oliveira de Araujo

Junho/2014

Orientadores: Michèle Schubert Pfeil
Ronaldo Carvalho Battista

Programa: Engenharia Civil

Neste trabalho faz-se uma avaliação comparativa, de um ponto de vista prático da engenharia de projeto, entre duas modelagens matemático-numérico-computacionais para análise do problema da interação dinâmica entre veículos de carga, o pavimento rugoso e a estrutura de ponte rodoviária. Num modelo a superestrutura é representada de forma unifilar e a solução é modal; no outro é modelada de forma 3D completa com elementos de casca, e a solução efetuada em coordenadas nodais. Através da comparação entre resultados numéricos procura-se estabelecer em que condições o modelo unifilar (mais simples e com menor tempo de processamento) pode representar adequadamente o comportamento estrutural observado com a modelo 3D. Com este objetivo os modelos foram aplicados a uma ponte de concreto armado submetida à passagem de um veículo de carga com três eixos, em distintas velocidades e condições do pavimento. Demonstra-se que a metodologia correta, para fins de projeto, é utilizar o modelo unifilar devidamente calibrado em termos das propriedades de rigidez e massa do modelo tridimensional completo. A validação desta metodologia é feita por meio de uma comparação teórico-experimental de resultados obtidos para uma ponte urbana submetida a fortes vibrações induzidas pela passagem de um veículo de prova de carga.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

ANALYTICAL-NUMERICAL MODELS FOR THE VEHICLE-PAVEMENT-STRUCTURE DYNAMIC INTERACTION ON HIGHWAY BRIDGES

Andréa Oliveira de Araujo

June/2014

Advisors: Michèle Schubert Pfeil
Ronaldo Carvalho Battista

Department: Civil Engineering

In this work two mathematical-numerical-computational modellings of the dynamic interaction between heavy vehicles, rough pavement and the highway bridge structure are evaluated in a comparative manner within practical engineering design point of view. In one modeling case the super-structure is represented by a stick model and a modal solution is applied; in the other it is represented by a full 3D model of shell elements and the equations in terms of nodal DOF are solved. The two models are applied to a typical reinforced concrete bridge under the action of a 3 axles heavy vehicle crossing with distinct velocities and pavement conditions. The obtained results are used to establish in which conditions the stick model (simpler and with shorter processing time) can adequately represent the structural behavior displayed by the full 3D model. It is then demonstrated that the correct methodology to be applied in the design or behavior analysis of a bridge is to construct a stick model duly calibrated in terms of the stiffness and mass properties given by the full 3D model. Validation of the methodology is done by means of correlation between theoretical and experimental results obtained for an urban bridge subjected to strong vibrations induced by the passage of a load-test vehicle.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS ..... **X**

LISTA DE TABELAS ..... **XV**

I. INTRODUÇÃO **1**

I.1 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS 1

I.2 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO 3

II. MODELO ANALÍTICO-NUMÉRICO UNIFILAR DA INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA **5**

II.1 INTRODUÇÃO 5

II.2 MODELO DO VEÍCULO DE TRÊS EIXOS 5

II.1 MODELO NUMÉRICO DA ESTRUTURA 6

II.3 MODELO DA INTERAÇÃO DINÂMICA 8

II.4 MODELAGEM COMPUTACIONAL 13

II.4.1 IVPE-v4 ..... *13*

II.4.2 IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL *14*

III. MODELO ANALÍTICO-NUMÉRICO MEF-3D DE CASCA DA INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA **21**

III.1 MODELO DO VEÍCULO DE TRÊS EIXOS 21

III.2 MODELO DA INTERAÇÃO DINÂMICA 23

III.3 MODELAGEM COMPUTACIONAL 27

IV. CASO EXEMPLO 1: PONTE COM DUAS LONGARINAS **29**

IV.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA 29

IV.2 DESCRIÇÃO DO VEÍCULO 30

IV.3 MODELO MEF-3D DE CASCA 31

IV.3.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO 3D *31*

IV.3.2 ANÁLISE MODAL *33*

IV.3.3 ANÁLISE ESTÁTICA *36*

IV.4 MODELO DE GRELHA 37

IV.4.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO *37*

IV.4.2 RESULTADO PARA CARGA ESTÁTICA E CORRELAÇÃO *39*
IV.4.3 AJUSTES DO MODELO *40*
IV.4.1 ANÁLISE DE VIBRAÇÃO LIVRE *41*
IV.5 CONSTRUÇÃO DO MODELO UNIFILAR 45
IV.6 INTERAÇÃO VEÍCULO ESTRUTURA 46
V. CASO EXEMPLO 2: VIADUTO SANTOS DIAS 52
V.1 INTRODUÇÃO 52
V.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA 52
V.3 DESCRIÇÃO DO VEÍCULO 54
V.4 MODELO ESTRUTURAL MEF-3D 56
V.5 MODELO DE GRELHA 57
V.5.1 ANALISE MODAL *59*
V.6 MODELO UNIFILAR 60
V.7 CORRELAÇÃO DOS RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS NO DOMÍNIO DO TEMPO 62
V.7.1 RESPOSTAS NO DOMÍNIO DO TEMPO *63*
V.7.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS *65*
VI. CONCLUSÕES E SUGESTÕES 66
VI.1 CONCLUSÕES GERAIS DOS RESULTADOS 66
VI.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS 67
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 68

LISTA DE FIGURAS

Figura I. 1: Tipos de ressalto. (a) recalque do pavimento sobre a laje de acesso; (b) giro da laje de apoio. Adaptado de MELO (2007). 1

Figura I. 2: (a) Modelo unifilar (b)MEF-3D. 2

Figura II. 1: Modelo mecânico plano para veículo de três eixos, adaptado de MENDONÇA (2009). 6

Figura II. 2: Modelos numéricos da estrutura: (a) modelo 3D para análise de vibração livre, e (b) modelo unifilar para análise da interação dinâmica veículo-estrutura (PFEIL et al., 2010). 7

Figura II. 3: Sistema mecânico-estrutural de um eixo do veículo 3C, adaptado PFEIL et al. (2010). 8

Figura II. 4: Diagrama de corpo livre de um eixo do veículo 3C. Adaptada de MENDONÇA (2009). 9

Figura II. 5: Representação esquemática do modo de flexão (MELO, 2007). 15

Figura II. 6: Representação esquemática do modo de torção (MELO, 2007). 15

Figura II. 7: Atualização do grau de liberdade: (a) posição do eixo; (b) grau de liberdade atualizado ($\boldsymbol{\phi k}$). 17

Figura II. 8: Processo de suavização do perfil de irregularidade longitudinal. Adaptado de MELO (2007). 19

Figura II. 9: Deslocamento da massa suspensa do veículo 3C com peso igual a 250 kN. 20

Figura III. 1: Modelo mecânico tridimensional do veículo de três eixos (SANTOS, 2013). 22

Figura III. 2: Parâmetros para formulação das equações (SANTOS, 2013). 23

Figura III. 3: Elemento quadrilátero com: (a) força externa aplicada no ponto de contato do pneu; (b) forças equivalentes aplicadas nos quatro nós dos elementos (SANTOS, 2013). 26

Figura IV. 1: Seção transversal da ponte bi-apoiada com 10 m de vão (unidades em cm). 29

Figura IV. 2: Desenho esquemático do caminhão de três eixos. 30

Figura IV. 3: Modelo em MEF-3D de casca da ponte bi-apoiada com 10 m de vão. 32

Figura IV.4: 1º modo de vibração da estrutura: torção das lajes em balanço com participação das longarinas. Frequência de vibração = 8,37 Hz. 34

Figura IV.5: 2º modo de vibração da estrutura: flexão vertical das lajes em balanço com participação das longarinas. Frequência de vibração = 8,63 Hz. 34

Figura IV.6: 3º modo de vibração da estrutura: flexo-torção das lajes em balanço. 34

Figura IV.7: 4º modo de vibração da estrutura: flexão das lajes em balanço..... 34

Figura IV.8: 5º modo de vibração da estrutura: flexão vertical da estrutura. 35

Figura IV.9: 6º modo de vibração da estrutura: flexo-torção das lajes em balanço com participação das longarinas. Frequência de vibração = 16,77 Hz. 35

Figura IV.10: 7º modo de vibração da estrutura: flexão das lajes em balanço e transversinas. Frequência de vibração = 18,29 Hz. 35

Figura IV.11: 8º modo de vibração da estrutura: torção das transversinas intermediárias e flexão vertical das longarinas. Frequência de vibração = 20,62 Hz. 35

Figura IV.12: 9º modo de vibração da estrutura: torção da estrutura. 36

Figura IV. 13: Configuração deformada da seção transversal no meio do vão para carga centrada, valores em mm. 36

Figura IV. 14: Configuração deformada da seção transversal no meio do vão para carga excêntrica, valores em mm. 37

Figura IV. 15: Modelo inicial de grelha da ponte bi-apoiada com 10 m de vão. 38

Figura IV. 16: Seções transversais dos elementos de barra utilizados no modelo de grelha (unidades em cm)..... 38

Figura IV. 17: Modelo de grelha ajustado da ponte bi-apoiada com 10 m de vão. 40

Figura IV.18: 1º modo de vibração da estrutura: flexão da estrutura. 42

Figura IV.19: 2º modo de vibração da estrutura: torção da estrutura. 42

Figura IV.20: 3º modo de vibração da estrutura: flexão das longarinas e transversinas. 42

Figura IV.21: 4º modo de vibração da estrutura: torção das transversinas de apoio. 43

Figura IV.22: 5º modo de vibração da estrutura: flexão das transversinas de apoio com participação das longarinas. Frequência de vibração = 19,95 Hz. 43

Figura IV.23: 6º modo de vibração da estrutura: torção das transversinas. 43

Figura IV.24: 7º modo de vibração da estrutura: torção da estrutura. 44

Figura IV.25: 8º modo de vibração da estrutura: flexo-torção da estrutura. 44

Figura IV.26: Forma modal do 1º modo do modelo unifilar. 45

Figura IV.27: Forma modal do 2º modo do modelo unifilar. 46

Figura IV.28: Forma modal do 3º modo do modelo unifilar. 46

Figura IV.29: Forma modal do 4º modo do modelo unifilar. 46

Figura IV.30: Correlação dos deslocamentos no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 20 km/h. 47

Figura IV.31: Correlação dos deslocamentos no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 40 km/h. 47

Figura IV.32: Correlação dos deslocamentos no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h. 48

Figura IV.33: Correlação dos deslocamentos no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em bom estado. 49

Figura IV.34: Correlação dos deslocamentos no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em mau estado com ressalto de 30mm na cabeceira da ponte. 49

Figura IV.35: Flutuações da resposta dinâmica, apresentada pelo IVPE, em torno da estática no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em bom estado. 50

Figura IV.36: Flutuações da resposta dinâmica, apresentada pelo CONTROL-IVE, em torno da estática no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em bom estado. 50

Figura IV.37: Flutuações da resposta dinâmica, apresentada pelo IVPE, em torno da estática no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em mau estado com ressalto de 30mm na cabeceira da ponte..... 51

Figura IV.38: Flutuações da resposta dinâmica, apresentada pelo CONTROL-IVE, em torno da estática no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em mau estado com ressalto de 30mm na cabeceira da ponte..... 51

Figura V. 1: Seção transversal e corte no plano horizontal do Viaduto Santos Dias (unidades em cm)..... 53

Figura V. 2: Vista em elevação do Viaduto Santos Dias (unidades em cm)..... 53

Figura V. 3: Caminhão de três eixos utilizados nas provas de carga (SANTOS, 2013). 54

Figura V. 4: Desenho esquemático do caminhão de três eixos (SANTOS, 2013)..... 55

Figura V. 5: Modelo MEF-3D de casca do Viaduto Santos Dias..... 56

Figura V. 6: Modelo de grelha do Viaduto Santos Dias..... 58

Figura V. 7: Propriedades geométricas das seções transversais dos elementos de barra utilizados no modelo de Grelha: (a) e (b) elementos das extremidades; (c) elementos internos (SANTOS, 2013)..... 58

Figura V. 8: Forma modal do 1º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias. 61

Figura V. 9: Forma modal do 2º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias. 61

Figura V. 10: Forma modal do 3º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias. .. 61

Figura V. 11: Forma modal do 4º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias. .. 61

Figura V. 12: Forma modal do 5º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias. .. 62

Figura V. 13: Forma modal do 6º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias. .. 62

Figura V. 14: Pontos de observação do deslocamento (FL3, FL6) durante a passagem do veículo no sentido Barra, adaptado de SANTOS (2013)..... 62

Figura V. 15: Correlação dos deslocamentos verticais (mm) ao longo do tempo (s) obtidos experimentalmente e teoricamente (CONTROL-IVE e IVPE) para o ponto FL3, com a passagem do veículo de prova a 6,2km/h na faixa sentido Barra..... 64

Figura V. 16: Correlação dos deslocamentos verticais (mm) ao longo do tempo (s) obtidos experimentalmente e teoricamente (CONTROL-IVE e IVPE) para o ponto FL6, com a passagem do veículo de prova a 6,2km/h na faixa sentido Barra. 64

LISTA DE TABELAS

Tabela II. 1: Classificação do perfil longitudinal de acordo com o padrão da ISO (HONDA *et al*., 1982). 18

Tabela II. 2: Faixa de classificação de irregularidade no Brasil, de acordo com o valor do IRI. Adaptada de MELO (2007). 18

Tabela II. 3: Correlação observada entre as classificações das condições do pavimento adotadas no Brasil (IRI) e pela ISO (HONDA *et al*., 1982). 18

Tabela II. 4: Distância de aproximação para distintas velocidades. 20

Tabela IV. 1: Parâmetros geométricos característicos do veículo de três eixos. 30

Tabela IV. 2: Parâmetros adotados para o modelo do veículo de três eixos (ver Figura II.1). 31

Tabela IV. 3: Massas específicas equivalentes dos componentes estruturais. 33

Tabela IV. 4: Frequências naturais da estrutura e modos associados obtidos do modelo MEF-3D de casca. 33

Tabela IV. 5: Deslocamento no meio do vão das longarinas. 37

Tabela IV.6: Propriedades geométricas dos componentes estruturais do modelo de grelha. 38

Tabela IV.7: Massas e momentos de inércia de massas acrescentados aos nós do modelo de grelha. 39

Tabela IV. 8: Deslocamento estático no meio do vão das longarinas L1 e L2. 39

Tabela IV. 9: Deslocamento estático no meio do vão das longarinas L1 e L2. 41

Tabela IV. 10: Frequências naturais da estrutura e modos associados obtidos do modelo de grelha. 41

Tabela IV. 11: Correlação das frequências associadas aos principais modos de flexão e torção entre modelo de grelha e MEF-3D. 45

Tabela IV. 12: Dados modais utilizados no modelo unifilar da ponte de duas longarinas. 45

Tabela IV. 13: Comparação das amplitudes de deslocamentos máximos da longarina, durante a passagem do veículo 3C com diferentes velocidades. 48

Tabela IV. 14: Comparação das amplitudes de deslocamentos máximos da longarina, durante a passagem do veículo 3C a 80km/h com variação de rugosidade. 50

Tabela V. 1: Propriedades físicas dos elementos estruturais do Viaduto Santos Dias ... 54

Tabela V. 2: Parâmetros geométricos característicos do veículo de três eixos utilizado na prova de carga (SANTOS, 2013). 55

Tabela V. 3: Parâmetros (por eixo) do veículo de três eixos com massa total de 32,75 t utilizado nas provas de carga do Viaduto Santos Dias (SANTOS, 2013). 56

Tabela V. 4: Massa específica equivalente dos elementos estruturais do Viaduto Santos Dias. 57

Tabela V. 5: Propriedades geométricas dos componentes estruturais do modelo de grelha do Viaduto Santos Dias. 59

Tabela V.6: Comparação das frequências naturais de vibração obtidas experimentalmente e teoricamente (Modelo MEF-3D de casca e Grelha). 59

Tabela V.7: Dados modais utilizados para modelo unifilar do Viaduto Santos Dias. ... 60

Tabela V.8: Comparação das amplitudes de deslocamentos dinâmicos teóricos e experimentais do ponto FL3, obtidos durante a passagem do veículo de prova a 6,2km/h na faixa sentido Barra. 63

Tabela V.9: Comparação das amplitudes de deslocamentos dinâmicos teóricos e experimentais do ponto FL6, obtidos durante a passagem do veículo de prova a 6,2km/h na faixa sentido Barra. 63

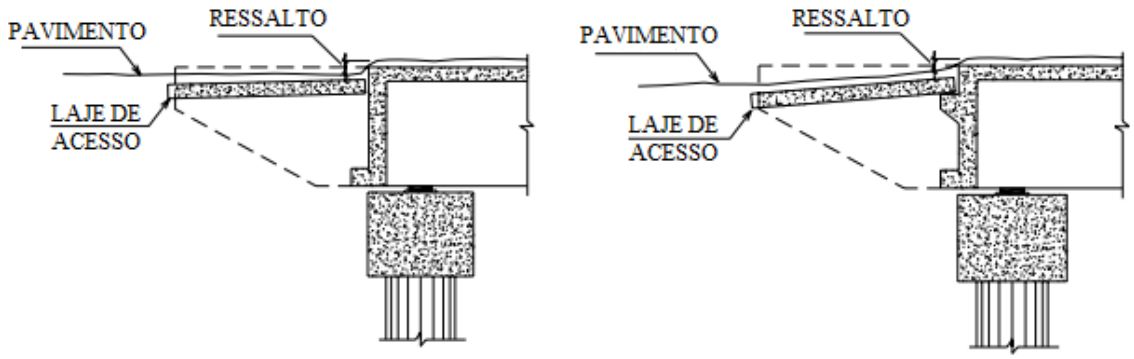
I. INTRODUÇÃO

I.1 MOTIVAÇÃO E OBJETIVOS

A vida útil e a durabilidade de uma estrutura estão diretamente ligadas e implicam na necessidade do conhecimento das deficiências estruturais. Em pontes rodoviárias, estas estruturas deterioram-se ao longo do tempo por diversos motivos, muitos já conhecidos.

Atualmente as cargas rodoviárias e a velocidade dos veículos têm crescido continuamente enquanto que as estruturas (ou construções) tem se tornado mais esbeltas, fazendo com que muitas pontes sejam danificadas devido ao aumento dos efeitos dinâmicos, havendo assim maior motivação para o estudo de vibrações em pontes induzidas pelo tráfego de veículos pesados.

Os novos veículos, mais pesados e velozes, assim como a falta de manutenção provocam desgastes da pavimentação, das juntas de dilatação e dos aparelhos de apoio e ainda causam ressaltos na pista junto às extremidades da obra (Figura I.1), o que causa o aumento da fissuração e dos efeitos da fadiga. Esta última deficiência causada em pontes (Figura I.1) é a principal causa dos níveis excessivos de vibrações em estruturas de pequenos vãos.



(a) (b)

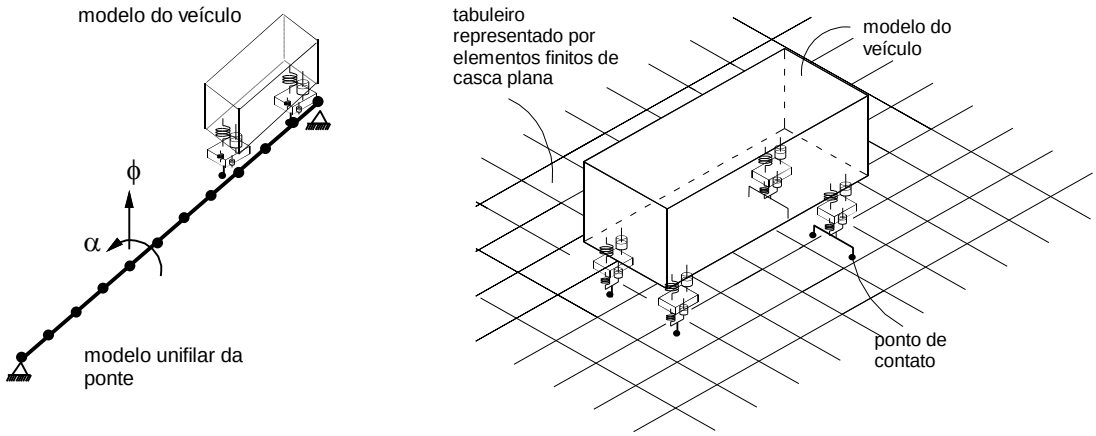
Figura I. 1: Tipos de ressalto. (a) recalque do pavimento sobre a laje de acesso; (b) giro da laje de apoio. Adaptado de MELO (2007).

Desta forma, a verificação dinâmica da estrutura vem sendo cada vez mais solicitada na elaboração de projetos de pontes, ou ainda em projetos de recuperação, reforço ou alteração estrutural.

As normas brasileiras de projeto de pontes rodoviárias consideram os efeitos dinâmicos (NBR 7187, 2003) através da multiplicação das solicitações estáticos (NBR 7188, 2013) pelo coeficiente de impacto, calculado apenas em função do comprimento do vão. Este procedimento não representa a ação do tráfego real de veículos nas rodovias brasileiras e pode conduzir, em alguns casos, a resultados insuficientes para garantir o conforto e segurança dos usuários.

Para realizar análises da interação dinâmica entre o veículo, o pavimento rugoso e a estrutura de ponte rodoviária duas ferramentas numérico-computacionais foram desenvolvidas no PEC-COPPE. Uma delas, o programa IVPE (MELO, 2007, MENDONÇA, 2009, ROSSIGALI, 2013), utiliza uma modelagem simplificada, onde a estrutura da ponte é representada por um modelo unifilar com elementos de barra alinhados ao eixo longitudinal da obra (Figura I.2(a)), construído a partir das formas modais de vibração, de flexão vertical e torção, de um modelo de grelha tridimensional da estrutura.

A outra ferramenta, o programa CONTROL-IVE (E. F. SANTOS, 2007, C. A. N. SANTOS, 2013), faz o uso de elementos finitos de casca para modelagem do tabuleiro da ponte (ver Figura I.2(b)) e a solução do sistema de equações de movimento é feita em coordenadas nodais. Nestas duas modelagens o veículo é representado por um conjunto de massas, molas e amortecedores.



(a) (b)

Figura I. 2: (a) Modelo unifilar (b)MEF-3D.

A solução modal com modelo numérico unifilar é, naturalmente, muito mais eficiente em termos de tempo de processamento mas apresenta limitações em relação à modelagem da estrutura, que é feita de forma mais completa com o modelo de casca. Outra grande vantagem da solução com modelo unifilar refere-se à obtenção de forma direta dos esforços seccionais nas longarinas a partir do histórico de amplitudes modais aplicado ao modelo de grelha (utilizado na construção do modelo unifilar). Já na solução com o modelo de casca é necessária a integração das tensões na seção transversal para obter os esforços seccionais. Desta forma há interesse em se estabelecer as condições para as quais a solução com o modelo unifilar pode ser adotada como representativa da modelagem mais completa (MEF-3D).

Neste contexto o presente trabalho de pesquisa tem como principal objetivo a comparação de resultados obtidos para interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura de ponte, através de modelagens feitas em cada um dos programas. Tendo como objetivo secundário desenvolver a versão v4 da ferramenta IVPE, na qual foi implementada uma função de interpolação vindo a corrigir imprecisões nos resultados.

Para cumprir o objetivo principal os modelos foram aplicados a uma estrutura de ponte em concreto armado com duas longarinas - sistema este que representa grande parte das obras de arte brasileira - sob a passagem de um veículo de três eixos submetido a diversas condições de pavimento, velocidade e possibilidade de ressalto na entrada da estrutura. Apresentou-se ainda uma comparação teórico-experimental de resultado obtidos para uma ponte urbana demonstrando a eficiência dos modelos estudados.

I.2 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Para alcançar os objetivos descritos na seção I.1 o texto do presente trabalho de pesquisa é estruturado em capítulos, com a formatação indicada a seguir:

No Capítulo II apresenta-se o modelo analítico-numérico unifilar, bem como o tipo de veículo adotado, o modelo numérico da estrutura, a formulação das equações do sistema acoplado e detalhes da implementação computacional, junto com o programa (IVPE-v4) utilizado. Já no Capítulo III apresenta-se o modelo analítico-numérico MEF-3D de casca, um resumo da formulação das equações de interação dinâmica veículo e estrutura com modelagens 3D e a implementação no programa CONTROL-IVE.

No Capítulo IV um caso exemplo de uma ponte em concreto armado com duas longarinas é analisado. Nele são descritas as características físicas e geométricas da estrutura e do veículo adotado, a modelagem da estrutura para cada um dos métodos e apresenta as respostas em termos de deslocamento para diversas situações de tráfego.

Para demonstrar a efetividade dos métodos no Capítulo V é feita uma comparação teórico-experimental do Viaduto Santos Dias, Rio de Janeiro, baseada no estudo apresentado por SANTOS (2013).

Por fim, as conclusões decorrente do presente trabalho e sugestões para trabalhos futuros, nesta linha de pesquisa, são expostos no Capítulo VI.

II. MODELO ANALÍTICO-NUMÉRICO UNIFILAR DA INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

II.1 INTRODUÇÃO

No modelo analítico-numérico simplificado a estrutura é representada através de uma discretização unifilar com elementos de barras alinhados segundo eixo longitudinal da ponte, enquanto o veículo é representado por um sistema plano de massas e molas associadas com vários graus de liberdade. O perfil longitudinal do pavimento é obtido por geração aleatória a partir de uma função de densidade espectral de irregularidades de pavimentos.

As equações de movimento da interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura foram formuladas a partir dos modelos analíticos do veículo e da estrutura, incluindo a presença do pavimento rugoso. Neste capítulo será apresentada apenas a formulação das equações acopladas do sistema, os modelos matemáticos dos veículos monolíticos planos de 2 e 3 eixos e da estrutura podem ser encontrados em MELO (2007) e MENDONÇA (2009).

ROSSIGALI (2013) mostra que o veículo com maior frequência de passagem nas rodovias brasileiras é o caminhão de três eixos (3C) classificado como: monolítico com conexão tipo reboque, eixo dianteiro isolado com dois pneumáticos e eixos traseiros em tandem duplo. Por este motivo o sistema de equações dinâmicas de interação, apresentado neste trabalho, utiliza este veículo para modelagem matemática.

II.2 MODELO DO VEÍCULO DE TRÊS EIXOS

Para o método unifilar, o veículo de três eixos é representado por um modelo mecânico plano conforme ilustra a Figura II.1. O modelo é composto por uma massa suspensa (m_v), que representa o corpo do veículo e a carga nele transportada, apoiada em três massas não suspensas ($m_{p,i}$), que compreendem os conjuntos eixo-roda-pneu, sendo o sub-índice i associado ao número do eixo do veículo (i=1,3). A ligação entre essas massas é feita por meio das suspensões formadas pelo conjunto mola-amortecedor ($k_{v,i}$ e

$c_{v,i}$) e por fim as massas não suspensas se apoiam no pavimento da estrutura através do conjunto mola-amortecedor ($k_{p,i}$ e $c_{p,i}$) equivalentes aos pneus.

Ainda, conforme apresentado na Figura II.1, o modelo matemático é composto pelos seguintes graus de liberdade:

- deslocamento vertical (u_v) e rotacional (θ_v) da massa suspensa como corpo rígido;
- deslocamentos verticais das três massas não suspensas ($u_{p,i}$);

resultando em 5 graus de liberdade. As distâncias do centro de massa do veículo ao eixo dianteiro, ao primeiro eixo traseiro e ao segundo eixo traseiro são definidas como L1, L2 e L3 respectivamente.

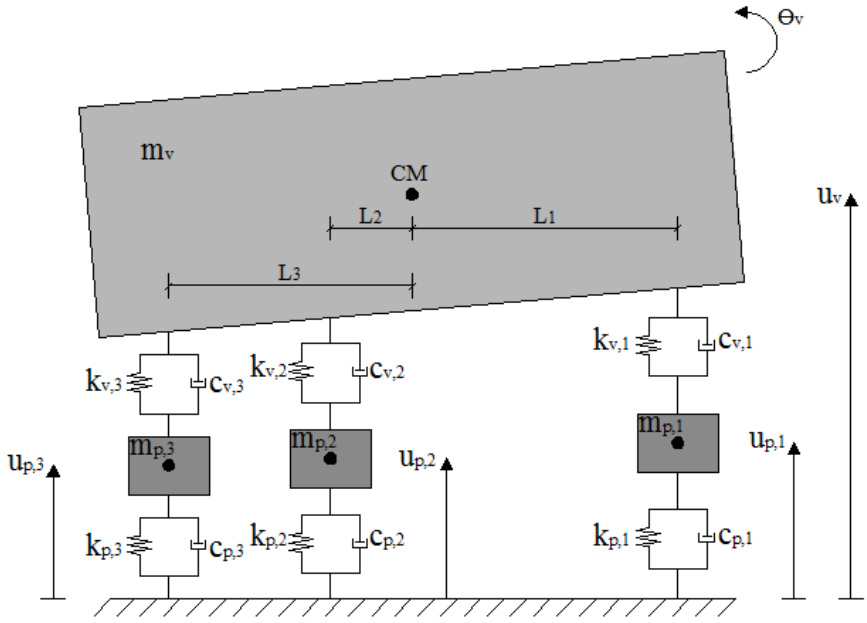
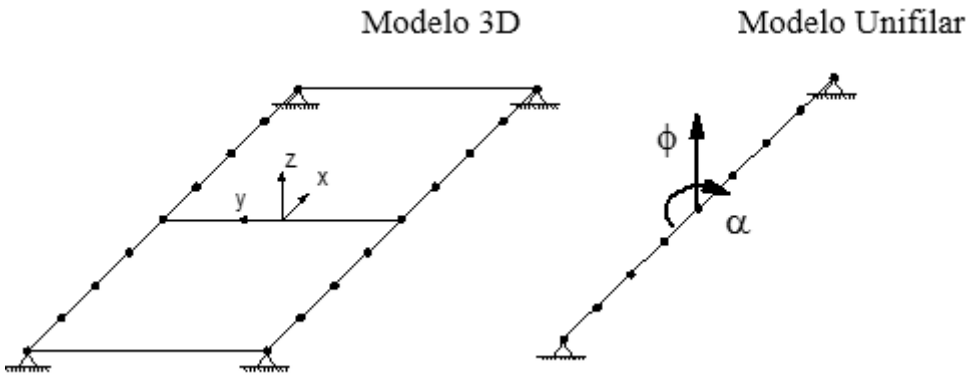


Figura II. 1: Modelo mecânico plano para veículo de três eixos, adaptado de MENDONÇA (2009).

II.1 MODELO NUMÉRICO DA ESTRUTURA

O movimento da estrutura é considerado por meio de coordenadas generalizadas em termos de seus modos de vibração de flexão vertical (ϕ) e torção (α) associadas a um modelo unifilar de barras localizado no eixo longitudinal da ponte, conforme ilustrado na Figura II.2.(b). Este modelo simplificado é obtido a partir de um modelo tridimensional,

por exemplo o modelo de grelha na Figura II.2.(a). Cada forma modal original considerada é substituída por outra relativa à torção ou à flexão axial (FERREIRA, 1999).



(a) (b)

Figura II. 2: Modelos numéricos da estrutura: (a) modelo 3D para análise de vibração livre, e (b) modelo unifilar para análise da interação dinâmica veículo-estrutura (PFEIL *et al.*, 2010).

O deslocamento da estrutura num ponto *i* qualquer (U_{ei}) é dado pela superposição modal das amplitudes (u_{ej}) dos *n* modos de vibração considerados no modelo unifilar, segundo a expressão:

$$U_{ei} = \sum_{j=1}^{n} \phi_{ij} u_{ej} \qquad \text{(II. 1)}$$

Utilizando o método da superposição modal o sistema de equações de movimento da estrutura é transformado em *n* equações desacopladas (CLOUGH e PENZIEN, 1993). As equações de movimento utilizadas neste trabalho, para cada modo, são escritas nas seguintes formas:

- Modos de flexão:

$$\ddot{u}_{ej} + 2\omega_{ej}\xi_{ej}\dot{u}_{ej} + \omega_{ej}^2 u_{ej} = \frac{F_j}{m_{ej}} \qquad \text{(II. 2)}$$

- Modos de torção:

$$\ddot{\alpha}_{ej} + 2\omega_{ej}\xi_{ej}\dot{\alpha}_{ej} + \omega_{ej}^2 \alpha_{ej} = \frac{T_j}{I_{ej}} \qquad \text{(II. 3)}$$

onde,

ω_{ej} é a frequência angular da estrutura para o *j-ésimo* modo;

ξ_{ej} é a taxa de amortecimento da estrutura para o *j-ésimo* modo;

F_j é a força generalizada associada ao modo j, calculada pelo produto vetorial $\phi_j F$, sendo ϕ_j o autovetor do modo j;

m_{ej} é a massa modal da estrutura para o *j-ésimo* modo;

T_j é o momento torçor generalizado;

I_{ej} é a massa rotacional para o modo j.

II.3 MODELO DA INTERAÇÃO DINÂMICA

O veículo atua como sistema mecânico excitando a estrutura da ponte quando trafega pela mesma sob determinada velocidade. Esta excitação é provocada pelo efeito inercial da massa suspensa do veículo, cujo movimento vertical é induzido pela irregularidade geométrica do pavimento e pelo próprio movimento da estrutura. Em casos especiais o veículo pode atuar como sistema de atenuador de vibrações (MENDONÇA, 2009).

A Figura II.3 apresenta o sistema mecânico-estrutural de um eixo do veículo 3C acoplado à estrutura flexível cuja superfície de contato é dada pelo perfil rugoso do pavimento (u_r). Em cada ponto de contato do veículo com a estrutura são geradas forças de interação de componentes elástica (f_{ei}) e de amortecimento (f_{ai}) (Figura II.4), funções do movimento (deslocamento u_p) da massa m_p do eixo considerado em relação ao movimento da estrutura (deslocamento U_e).

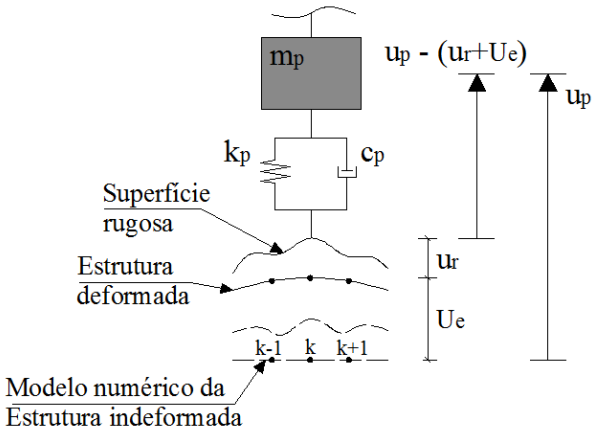


Figura II. 3: Sistema mecânico-estrutural de um eixo do veículo 3C, adaptado PFEIL *et al.* (2010).

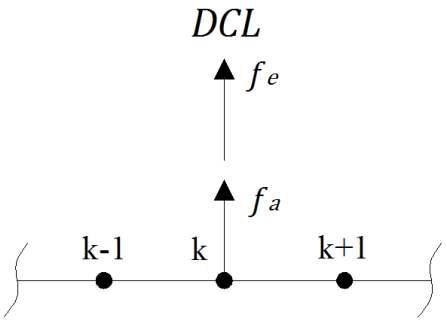


Figura II. 4: Diagrama de corpo livre de um eixo do veículo 3C. Adaptada de MENDONÇA (2009).

Para o *j-ésimo* modo de vibração da estrutura, as equações modais de movimento podem ser escrita como na equação (II.4):

$$m_{ej}\ddot{u}_{ej} + c_{ej}\dot{u}_{ej} + k_{ej}u_{ej} = F_j \quad \text{(II. 4)}$$

onde,

$$F_j = \phi_{jk}^T F_{ei} \quad \text{e} \quad \text{(II. 5)}$$

F_{ei} é a força de interação veículo-pavimento-estrutura em cada ponto *k* de contato entre os pneus do veículo e o pavimento aderente a superfície da estrutura. Para o veículo de 5 graus de liberdade existem três pontos de contato com a estrutura; as forças de interação para cada eixo *i*, podem ser escritas como a equação (II.6):

$$F_{ei} = f_{ei} + f_{ai} \ , i = 1,3 \quad \text{(II. 6)}$$

onde,

$$f_{ei} = k_{pi}\left[u_{pi} - (U_{ei} + u_{ri})\right] \quad \text{(II. 7)}$$

$$f_{ai} = c_{pi}\left[\dot{u}_{pi} - (\dot{U}_{ei} + \dot{u}_{ri})\right] \quad \text{(II. 8)}$$

Substituindo a equação (II.6) em (II.4) e realizando as devidas operações, chega-se ao sistema de equações de movimento acopladas do sistema mecânico-estrutural, expresso por:

$$m_{ej}\ddot{u}_{ej} + c_{ej}\dot{u}_{ej} + k_{ej}u_{ej} = \sum_{i=1}^{3}\phi_{ij}(f_{ei} + f_{ai})$$

$$m_{ej+1}\ddot{u}_{ej+1} + c_{ej+1}\dot{u}_{ej+1} + k_{ej+1}u_{ej+1} = \sum_{i=1}^{3}\phi_{ij+1}(f_{ei} + f_{ai})$$

$$\vdots$$

$$m_{en}\ddot{u}_{en} + c_{en}\dot{u}_{en} + k_{en}u_{en} = \sum_{i=1}^{3}\phi_{in}(f_{ei} + f_{ai})$$

(II. 9)

$$\begin{aligned} m_v\ddot{u}_v = {} & (c_{v1} + c_{v2} + c_{v3})\dot{u}_v + (c_{v1}L_1 - c_{v2}L_2 - c_{v3}L_3)\dot{\theta}_v - c_{v1}\dot{u}_{p1} - c_{v2}\dot{u}_{p2} \\ & - c_{v3}\dot{u}_{p3} + (k_{v1} + k_{v2} + k_{v3})u_v + (k_{v1}L_1 - k_{v2}L_2 - k_{v3}L_3)\theta_v \\ & - k_{v1}u_{p1} - k_{v2}u_{p2} - k_{v3}u_{p3} - P_v \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_v\ddot{\theta}_v = {} & (c_{v1}L_1 - c_{v2}L_2 - c_{v3}L_3)\dot{u}_v + \left(c_{v1}{L_1}^2 + c_{v2}{L_2}^2 + c_{v3}{L_3}^2\right)\dot{\theta}_v + (c_{v1}L_1)\dot{u}_{p1} \\ & + (c_{v2}L_2)\dot{u}_{p2} + c_{v3}L_3\dot{u}_{p3} + (k_{v1}L_1 - k_{v2}L_2 - k_{v3}L_3)u_v \\ & + \left(k_{v1}{L_1}^2 - k_{v2}{L_2}^2 - k_{v3}{L_3}^2\right)\theta_v + (k_{v1}L_1)u_{p1} + (k_{v2}L_2)u_{p2} \\ & + (k_{v3}L_3)u_{p3} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{p1}\ddot{u}_{p1} = {} & -c_{v1}\dot{u}_v - (c_{v1}L_1)\dot{\theta}_v + \left(c_{v1} + c_{p1}\right)\dot{u}_{p1} - k_{v1}u_v - (k_{v1}L_1)\theta_v \\ & + \left(k_{v1} + k_{p1}\right)u_{p1} - P_{p1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{p2}\ddot{u}_{p2} = {} & -c_{v2}\dot{u}_v + (c_{v2}L_2)\dot{\theta}_v + \left(c_{v2} + c_{p2}\right)\dot{u}_{p2} - k_{v2}u_v + (k_{v2}L_2)\theta_v \\ & + \left(k_{v2} + k_{p2}\right)u_{p2} - P_{p2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_{p3}\ddot{u}_{p3} = {} & -c_{v3}\dot{u}_v + (c_{v3}L_3)\dot{\theta}_v + \left(c_{v3} + c_{p3}\right)\dot{u}_{p3} - k_{v3}u_v + (k_{v3}L_3)\theta_v \\ & + \left(k_{v3} + k_{p3}\right)u_{p3} - P_{p3} \end{aligned}$$

(II. 10)

Observa-se nas equações (II.10) referentes aos graus de liberdade do veículo, que o peso das diferentes massas m_v, $m_{p,i}$ (i=1,3) são aplicadas juntamente com as componentes de forças de interação. Sendo assim, os deslocamentos associados a estes graus de liberdade refletem a ação do peso do veículo e das forças de interação. Para eliminar o efeito do transiente na resposta devido ao peso do veículo, deve-se vincular a passagem do mesmo ao longo de uma distância de aproximação previamente à sua

passagem sobre o modelo da ponte. A implementação desta distância está descrita mais adiante na seção II.4.2 deste capítulo.

A representação matricial das equações (II.9) e (II.10) conduz aos seguintes vetores de aceleração, velocidade e deslocamento, matrizes de massa, rigidez, amortecimento e vetor de forças:

$$\ddot{\boldsymbol{U}} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_{ej} \\ \ddot{u}_{ej+1} \\ \vdots \\ \ddot{u}_{en} \\ \ddot{u}_{v} \\ \ddot{\theta}_{v} \\ \ddot{u}_{p1} \\ \ddot{u}_{p2} \\ \ddot{u}_{03} \end{bmatrix}; \quad \dot{\boldsymbol{U}} = \begin{bmatrix} \dot{u}_{ej} \\ \dot{u}_{ej+1} \\ \vdots \\ \dot{u}_{en} \\ \dot{u}_{v} \\ \dot{\theta}_{v} \\ \dot{u}_{p1} \\ \dot{u}_{p2} \\ \dot{u}_{p3} \end{bmatrix} \; e \; \boldsymbol{U} = \begin{bmatrix} u_{ej} \\ u_{ej} \\ \vdots \\ u_{en} \\ u_{v} \\ \theta_{v} \\ u_{p1} \\ u_{p2} \\ u_{p3} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{M}_{(n+5)x(n+5)} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{M}_{ee(nxn)} & 0_{(nx5)} \\ 0_{(5xn)} & \boldsymbol{M}_{vv(5x5)} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{K}_{(n+5)x(n+5)} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{K}_{ee(nxn)} & \boldsymbol{K}_{ev(nx5)} \\ \boldsymbol{K}_{ve(5xn)} & \boldsymbol{K}_{vv(5x5)} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{C}_{(n+5)x(n+5)} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{ee(nxn)} & \boldsymbol{C}_{ev(nx5)} \\ \boldsymbol{C}_{ve(5xn)} & \boldsymbol{C}_{vv(5x5)} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{P}_{(n+5)x(1)} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{P}_{e(nx1)} \\ \boldsymbol{P}_{v(5x1)} \end{bmatrix}$$

onde,

$$\boldsymbol{M}_{ee(nxn)} = \begin{bmatrix} m_{ej} & 0 & \cdots & \\ 0 & m_{ej+1} & 0 & \vdots \\ \vdots & 0 & \ddots & 0 \\ & \cdots & 0 & m_{en} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{M}_{vv(5x5)} = \begin{bmatrix} m_{v} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I_{v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{p1} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{p2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{p3} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{C}_{ee(nxn)} = \begin{bmatrix} c_{ej} + \sum_{i=1}^{3} c_{pi}\phi_{ij}^2 & \sum_{i=1}^{3} c_{pi}\phi_{ij}\phi_{ij+1} & \cdots & \sum_{i=1}^{3} c_{pi}\phi_{ij}\phi_{in} \\ \sum_{i=1}^{3} c_{pi}\phi_{ij+j}\phi_{ij} & c_{ej+1} + \sum_{i=1}^{3} c_{pi}\phi_{ij+1}^2 & \cdots & \sum_{i=1}^{3} c_{pi}\phi_{ij+1}\phi_{ij} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \sum_{i=1}^{3} c_{pi}\phi_{in}\phi_{ij} & \sum_{i=1}^{3} c_{pi}\phi_{in}\phi_{ij+1} & \cdots & c_{en} + \sum_{i=1}^{3} c_{pi}\phi_{in}^2 \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{C}_{vv(5x5)} = \begin{bmatrix} c_{v1} + c_{v2} + c_{v3} & c_{v1}L_1 - c_{v2}L_2 - c_{v3}L_3 & -c_{v1} & -c_{v2} & -c_{v3} \\ c_{v1}L_1 - c_{v2}L_2 - c_{v3}L_3 & c_{v1}L_1^2 + c_{v2}L_2^2 + c_{v3}L_3^2 & -c_{v1}L_1 & c_{v2}L_2 & c_{v3}L_3 \\ -c_{v1} & -c_{v1}L_1 & c_{v1} + c_{p1} & 0 & 0 \\ -c_{v2} & c_{v2}L_2 & 0 & c_{v2} + c_{p2} & 0 \\ -c_{v3} & c_{v3}L_3 & 0 & 0 & c_{v3} + c_{p3} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{C}_{ve(5xn)} = \begin{bmatrix} 0 & \cdots & & \\ 0 & \cdots & & \\ -c_{p1}\phi_{1j} & -c_{p1}\phi_{1j+1} & \cdots & -c_{p1}\phi_{1n} \\ -c_{p2}\phi_{2j} & -c_{p2}\phi_{2j+1} & \cdots & -c_{p2}\phi_{1n} \\ -c_{p3}\phi_{13} & -c_{p3}\phi_{3j+1} & \cdots & -c_{p3}\phi_{1n} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{C}_{ev(nx5)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -c_{p1}\phi_{1j} & -c_{p2}\phi_{2j} & -c_{p3}\phi_{13} \\ \vdots & \vdots & -c_{p1}\phi_{1j+1} & -c_{p2}\phi_{2j+1} & -c_{p3}\phi_{3j+1} \\ & & \vdots & \vdots & \vdots \\ & & -c_{p1}\phi_{1n} & -c_{p2}\phi_{1n} & -c_{p3}\phi_{1n} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{K}_{ee(nxn)} = \begin{bmatrix} k_{ej} + \sum_{i=1}^{3} k_{pi}\phi_{ij}^2 & \sum_{i=1}^{3} k_{pi}\phi_{ij}\phi_{ij+1} & \cdots & \sum_{i=1}^{3} k_{pi}\phi_{ij}\phi_{in} \\ \sum_{i=1}^{3} k_{pi}\phi_{ij+j}\phi_{ij} & k_{ej+1} + \sum_{i=1}^{3} k_{pi}\phi_{ij+1}^2 & \cdots & \sum_{i=1}^{3} k_{pi}\phi_{ij+1}\phi_{ij} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \sum_{i=1}^{3} k_{pi}\phi_{in}\phi_{ij} & \sum_{i=1}^{3} k_{pi}\phi_{in}\phi_{ij+1} & \cdots & k_{en} + \sum_{i=1}^{3} k_{pi}\phi_{in}^2 \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{K}_{vv(5x5)} = \begin{bmatrix} k_{v1} + k_{v2} + k_{v3} & k_{v1}L_1 - k_{v2}L_2 - k_{v3}L_3 & -k_{v1} & -k_{v2} & -k_{v3} \\ k_{v1}L_1 - k_{v2}L_2 - k_{v3}L_3 & k_{v1}L_1^2 + k_{v2}L_2^2 + k_{v3}L_3^2 & -k_{v1}L_1 & k_{v2}L_2 & k_{v3}L_3 \\ -k_{v1} & -k_{v1}L_1 & k_{v1} + k_{p1} & 0 & 0 \\ -k_{v2} & k_{v2}L_2 & 0 & k_{v2} + k_{p2} & 0 \\ -k_{v3} & k_{v3}L_3 & 0 & 0 & k_{v3} + k_{p3} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{K}_{ve(5xn)} = \begin{bmatrix} 0 & \cdots & & \\ 0 & \cdots & & \\ -k_{p1}\phi_{1j} & -k_{p1}\phi_{1j+1} & \cdots & -k_{p1}\phi_{1n} \\ -k_{p2}\phi_{2j} & -k_{p2}\phi_{2j+1} & \cdots & -k_{p2}\phi_{1n} \\ -k_{p3}\phi_{13} & -k_{p3}\phi_{3j+1} & \cdots & -k_{p3}\phi_{1n} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{K}_{ev(nx5)} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -k_{p1}\phi_{1j} & -k_{p2}\phi_{2j} & -k_{p3}\phi_{13} \\ \vdots & \vdots & -k_{p1}\phi_{1j+1} & -k_{p2}\phi_{2j+1} & -k_{p3}\phi_{3j+1} \\ & & \vdots & \vdots & \vdots \\ & & -k_{p1}\phi_{1n} & -k_{p2}\phi_{1n} & -k_{p3}\phi_{1n} \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{P}_{e(nx1)} = \begin{bmatrix} -\phi_{1j}(k_{p1}u_{r1} + c_{p1}\dot{u}_{r1}) - \phi_{2j}(k_{p2}u_{r2} + c_{p2}\dot{u}_{r2}) - \phi_{3j}(k_{p3}u_{r3} + c_{p3}\dot{u}_{r3}) \\ -\phi_{1j+1}(k_{p1}u_{r1} + c_{p1}\dot{u}_{r1}) - \phi_{2j+1}(k_{p2}u_{r2} + c_{p2}\dot{u}_{r2}) - \phi_{3j+1}(k_{p3}u_{r3} + c_{p3}\dot{u}_{r3}) \\ \vdots \\ -\phi_{1n}(k_{p1}u_{r1} + c_{p1}\dot{u}_{r1}) - \phi_{2n}(k_{p2}u_{r2} + c_{p2}\dot{u}_{r2}) - \phi_{3n}(k_{p3}u_{r3} + c_{p3}\dot{u}_{r3}) \end{bmatrix}$$

$$\boldsymbol{P}_{v(5x1)} = \begin{bmatrix} -P_v \\ 0 \\ -P_{p1} \\ -P_{p2} \\ -P_{p3} \end{bmatrix}$$

sendo "*n*" o número de modos de vibração da estrutura e 5 o número de graus de liberdade do veículo de três eixos.

II.4 MODELAGEM COMPUTACIONAL

A modelagem numérico-computacional do método unifilar para o problema de interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura foi realizada, neste trabalho, por meio da ferramenta computacional IVPE-v4, desenvolvida em linguagem FORTRAN, e também com o auxílio do programa SAP2000® para efetuar a análise da estrutura em vibração livre, para determinar as frequências naturais e as formas modais.

II.4.1 IVPE-v4

A ferramenta origina-se do programa IVPE-U, utilizado por MELO (2007), tendo sua formulação revisada e ajustada por MENDONÇA (2009) que desenvolveu a segunda versão, IVPE-v2. Posteriormente, ROSSIGALI (2013) realizou algumas correções nesta última versão, resultando no programa IVPE-v3. Todas as versões do

programa funcionam de forma similar obtendo as respostas dinâmicas no domínio do tempo, quando um veículo trafega sobre o pavimento rugoso de uma ponte flexível, solicitando-a e sofrendo, simultaneamente, os efeitos da deformação da ponte. A integração das equações é feita com o método de Runge-Kutta.

A principal alteração efetuada neste trabalho e que gerou a versão IVPE-v4, foi a atualização dos graus de liberdade referente à posição dos eixos dos veículos. Implementou-se uma função de interpolação vindo a corrigir imprecisões devido ao tipo de atualização (MELO, 2007) que estava sendo usado nas versões anteriores. Esta implementação é descrita na próxima seção deste capítulo.

II.4.2 IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

O modelo numérico unifilar é obtido a partir da análise modal de um modelo de grelha, tridimensional, realizado no programa comercial SAP2000 ®. Considera-se o modelo unifilar com a mesma discretização de elementos finitos de uma das longarinas do modelo de referência (ver Figura II.2), substituindo as formas modais de vibração da estrutura 3D por outras equivalentes às de flexão vertical e torção axial. Ainda através do modelo tridimensional obtêm-se as frequências naturais e a massa modal da estrutura.

Os modos referentes a flexão vertical, utilizados no programa IVPE-v4, são obtidos com o valor médio das coordenadas ϕ_v do autovetor original do modo de flexão gerado na análise de vibração livre do modelo 3D (ver Figura II.5). Já os modos referentes à torção axial são representados pela rotação (α_k) da seção transversal que é obtida em função das amplitudes verticais (ϕ_T) dos modos de torção originais e a distância e entre as longarinas (ver Figura II.6). As equações (II.11) e (II.12) expressam a relação para cada modo, segundo as representações esquemáticas das Figuras II.5 e II.6:

- Para modos de flexão:

$$\phi_{ij} = \frac{\phi_{v1} + \phi_{v2}}{2} \tag{II. 11}$$

- Para modos de torção:

$$\alpha_{ij} = \frac{\phi_{T1} - \phi_{T2}}{e} \tag{II. 12}$$

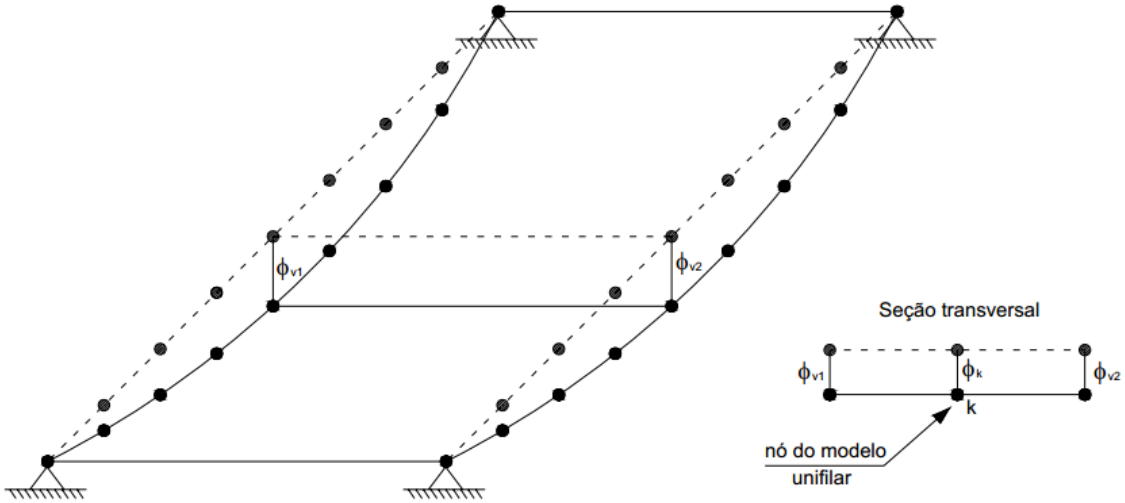


Figura II. 5: Representação esquemática do modo de flexão (MELO, 2007).

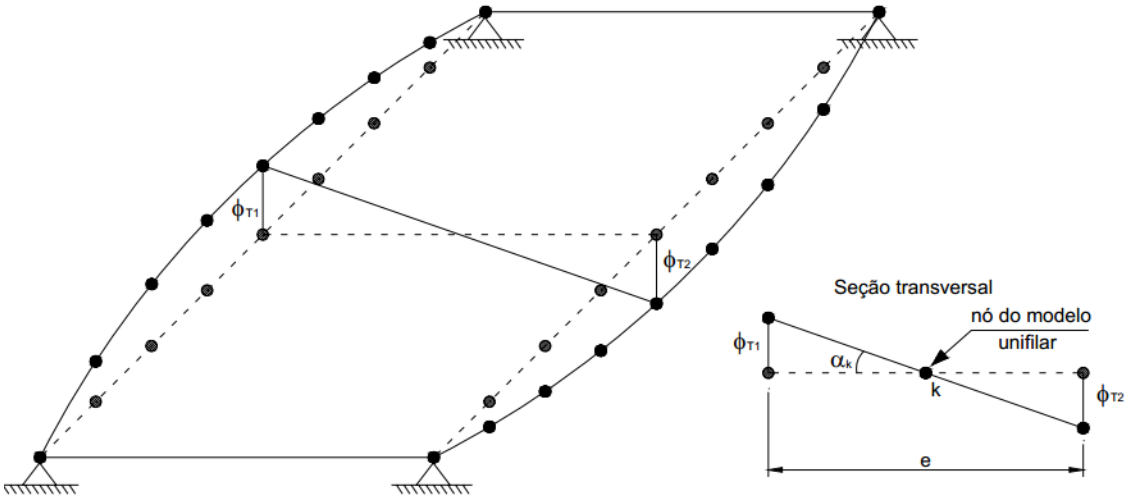


Figura II. 6: Representação esquemática do modo de torção (MELO, 2007).

As formas modais de vibração assim obtidas para compor o modelo unifilar são submetidas a normalização, ou seja, todas as amplitudes de ϕ_{1j} a ϕ_{nj} do modo j são divididas pela maior amplitude do modo j em valor absoluto. Desta forma o maior dos valores de ϕ_{ij} em valor absoluto passa a ser 1.

Em seguida, calculam-se as massas modais para os modos de flexão e torção considerados de acordo com as equações (II.12) e (II.13), respectivamente, válidas para estruturas de inércia constante ao longo do vão.

$$M_{Fj} = \bar{m}L\sum_{i=1}^{n}\left(\phi_{ij}\right)^2 \quad \text{(II. 13)}$$

$$M_{Tj} = I_pL\sum_{i=1}^{n}\left(\alpha_{ij}\right)^2 \quad \text{(II. 14)}$$

onde, M_{Fj} é a massa modal para um modo j qualquer de flexão; M_{Tj} é a massa modal para um modo j qualquer de torção; L é o comprimento do elemento; $I_p = \left(I_y + I_z\right)$ é o momento de inércia de massa em torno do eixo longitudinal (momento polar de inércia); I_y e I_z são respectivamente os momentos de inércia (de massa) por unidade de comprimento em torno do eixo y e do eixo z do elemento de pórtico espacial; ϕ_{ji} e α_{ji} são as amplitudes normalizadas dos modos de flexão e torção respectivamente.

- Cálculo de força modal:

A força de interação veículo-pavimento-estrutura F_{ei} em cada ponto *k* é atualizada a cada instante de tempo *t* em função da posição do eixo *i* do veículo. Para realizar a atualização do grau de liberdade referente ao ponto *k* é necessário utilizar uma função de interpolação de modo que seja feita a correta distribuição das forças pelos nós do elemento.

Com isso, a força modal F_j é calculada conforme a equação (II.15), segundo a Figura II.7.

$$F_j = \phi_k F_{ei} \quad \text{(II. 15)}$$

sendo,

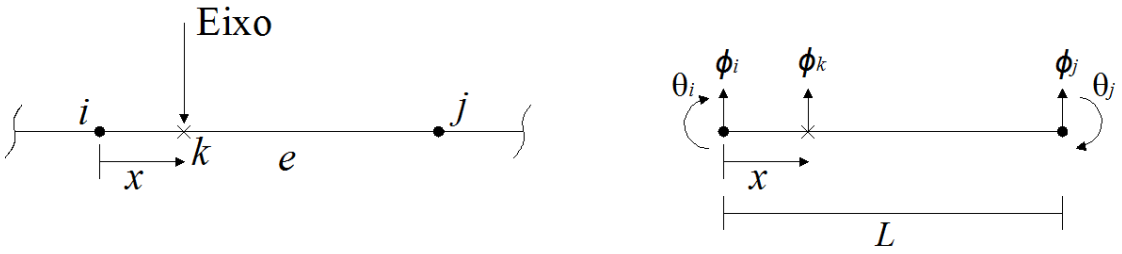
$$\phi_k = \boldsymbol{\phi}_{ej}^T \boldsymbol{H}^T \quad \text{(II. 16)}$$

onde $\boldsymbol{\phi}_{ej}$ contém os componentes associados aos nós de extremidade do elemento *e* do autovetor do problema de vibração livre.

Na equação (II.16) $\boldsymbol{H}$ é o vetor de funções interpolação do elemento de pórtico plano bi-engastado, escrito como:

$$\boldsymbol{H} = [(2\xi^3 - 3\xi^2 + 1) \quad L(\xi^3 - 2\xi^2 + \xi) \quad (-2\xi^3 + 3\xi^2) \quad L(\xi^3 - \xi^2)\ ] \quad \text{(II. 17)}$$

sendo $\xi = {}^{x}/_{L}$ em que *x* é a distância do ponto *k* ao nó *i* da estrutura.



(a) (b)

Figura II. 7: Atualização do grau de liberdade: (a) posição do eixo; (b) grau de liberdade atualizado ($\boldsymbol{\phi_k}$).

Além das informações modais da estrutura, são necessários os seguintes dados de entrada, para o programa IVPE-v4, referentes ao veículo e pavimento adotado:

- Peso de cada eixo do veículo;
- Distância entre eixos do veículo;
- Valores de rigidez (k) e coeficiente de amortecimento (c) para as suspensões e pneus de cada eixo do veículo;
- Perfil longitudinal de irregularidade do pavimento.

Os dados do pavimento são fornecidos através de tabelas com amplitudes do perfil ao longo da posição longitudinal. Ou ainda, podem ser gerados no programa através de uma geração aleatória a partir de uma função de densidade espectral de irregularidades de pavimentos.

- Cálculo da rugosidade superficial:

Para a descrição das irregularidades do pavimento podem ser utilizadas funções de densidade espectral de potência obtidas experimentalmente. O espectro de rugosidade do pavimento adotado neste trabalho foi ajustado por HONDA *et al.* (1982), expresso por:

$$S(\omega_k) = \bar{\alpha}(\omega_k)^{-\beta} \qquad \text{(II. 18)}$$

onde $\bar{\alpha}$ é o coeficiente espectral de rugosidade que depende do estado de conservação do pavimento, o qual pode ser classificado em 5 categorias de acordo com a *International Organization for Standardization* (ISO), conforme Tabela II.1; e β é o expoente de rugosidade do espectro que depende do material que constitui o pavimento, tomado igual

a 2,03 por HONDA *et al.* (1982) como o valor médio quando se trata de pavimentos asfáltico e igual a 1,85 para pavimento em concreto.

Tabela II. 1: Classificação do perfil longitudinal de acordo com o padrão da ISO (HONDA *et al*., 1982).

Condição do pavimento	$\bar{\alpha}\left(\times 10^{-6} m^2/(m/ciclo)\right)$
Muito boa	$\bar{\alpha} \leq 0{,}24$
Boa	$0{,}24 < \bar{\alpha} \leq 1{,}00$
Regular	$1{,}00 < \bar{\alpha} \leq 4{,}00$
Ruim	$4{,}00 < \bar{\alpha} \leq 16{,}00$
Muito ruim	$\bar{\alpha} > 16{,}00$

No Brasil, a classificação dos pavimentos em função do grau de rugosidade é feita através da escala *International Roughness Index* (IRI), que é uma escala de referência transferível para todos os sistemas de medição. A Tabela II.2 apresenta os valores de acordo com o DNIT.

Tabela II. 2: Faixa de classificação de irregularidade no Brasil, de acordo com o valor do IRI. Adaptada de MELO (2007).

Condição do pavimento	Valores do IRI (m/km)
Excelente	$< 2{,}5$
Bom	2,5 – 3,0
Regular	3,0 – 4,0
Mau	4,0 – 5,0
Péssimo	$> 5{,}00$

A Tabela II.3 mostra a correlação observada por MELO (2007) entre as classificações de irregularidades do pavimento adotadas no Brasil (IRI) e os padrões da ISO (fator $\bar{\alpha}$).

Tabela II. 3: Correlação observada entre as classificações das condições do pavimento adotadas no Brasil (IRI) e pela ISO (HONDA *et al*., 1982).

Condição do pavimento	$\bar{\alpha}\left(\times 10^{-6} m^2/(m/ciclo)\right)$	Valores do IRI (m/km)
Excelente	$\bar{\alpha} \leq 0{,}24$	IRI $\leq 1{,}90$
Excelente à regular	$0{,}24 < \bar{\alpha} \leq 1{,}00$	$1{,}90 <$ IRI $\leq 3{,}80$
Regular à péssimo	$\bar{\alpha} > 1{,}00$	IRI $> 3{,}80$

As amplitudes dos perfis aleatórios de irregularidades são, então, geradas pela expressão (YANG e LIN, 1995):

$$u_r(x) = \sum_{k=1}^{N} \sqrt{S(\omega_k).\Delta\omega}\,.cos(\omega_k x - \theta_k) \qquad \text{(II. 19)}$$

com θ_k uniformemente distribuído entre 0 e 2π, supondo um processo aleatório estacionário e gaussiano.

Para considerar a área de contato entre os pneus e o pavimento de forma mais realística, MELO (2007) submeteu o perfil de irregularidade do pavimento gerado a uma suavização, através do processo da média móvel, onde substitui cada ponto P_i do perfil original pelo valor da média aritmética calculada (2N+P_i) entre N pontos à esquerda e N pontos a direita de P_i. A Figura II.8 ilustra a aplicação deste processo.

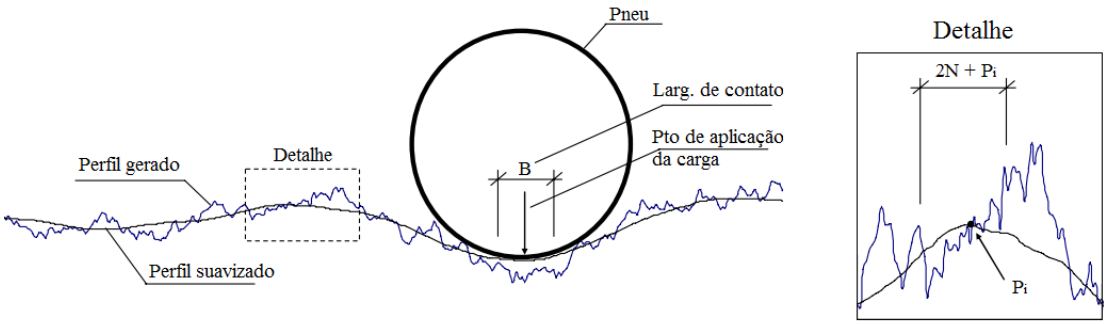


Figura II. 8: Processo de suavização do perfil de irregularidade longitudinal. Adaptado de MELO (2007).

- Distância de aproximação:

Para que o veículo adquira condições iniciais de movimento, ao entrar na ponte, compatíveis com o pavimento, considera-se que o veículo antes de percorrer sua trajetória sobra a ponte trafega sobre o pavimento da rodovia desde uma distância de aproximação de 50 metros da cabeceira da ponte.

Porém esta distância percorrida sobre o pavimento da rodovia nem sempre é suficiente para eliminar o efeito do transiente na resposta devido ao peso do veículo, conforme exposto no final do item II.3. Na Figura II.9 observa-se que para o deslocamento da massa suspensa de um veículo de três eixos com peso total de 250 kN, o qual será utilizado no próximo capítulo, o transiente só é devidamente eliminado a partir dos 20 segundos.

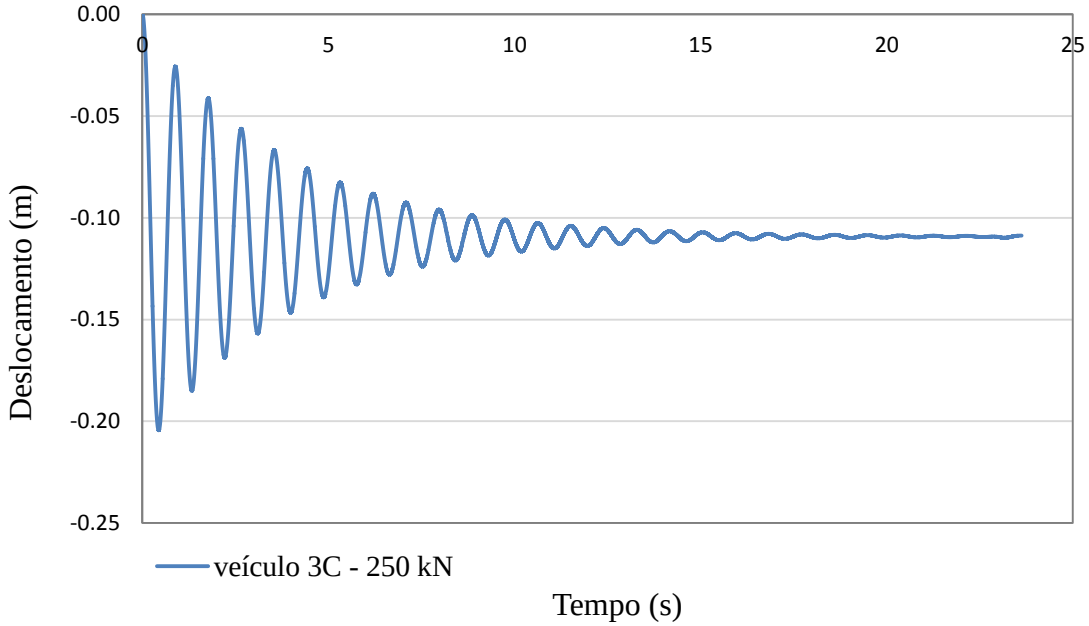


Figura II. 9: Deslocamento da massa suspensa do veículo 3C com peso igual a 250 kN.

A definição da distância de aproximação, para eliminar este transiente, é feita em relação ao peso do veículo e a velocidade que este percorre. Na Tabela II.4 mostra-se os valores adotados para o veículo de três eixos com peso de 250 kN. Quando houver a presença do pavimento rugoso na interação a distância mínima passa a ser 50 metros.

Tabela II. 4: Distância de aproximação para distintas velocidades.

Velocidade (km/h)	Distância de Aproximação (m)
1	10
20	150
40	250
80	500

III. MODELO ANALÍTICO-NUMÉRICO MEF-3D DE CASCA DA INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

O modelo analítico-numérico, denominado neste trabalho como MEF-3D de casca, utiliza elementos planos de casca para modelar a estrutura da ponte sobre os quais trafega o veículo, que por sua vez, é representado por um sistema tridimensional de massas ligados por molas e amortecedores. O perfil longitudinal do pavimento é obtido por geração aleatória a partir de uma função de densidade espectral de irregularidades de pavimentos, conforme descrito na seção II.4.2.

Assim como no método apresentado anteriormente, as equações de movimento da interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura foram formuladas a partir dos modelos analíticos do veículo e da estrutura, incluindo a presença do pavimento rugoso. Neste capítulo será apresentada apenas a formulação das equações acopladas do sistema; os modelos matemáticos dos veículos e da estrutura podem ser encontrados em SANTOS (2007) e SANTOS (2013).

A classe do veículo com maior frequência de passagem também foi o critério adotado para a escolha do veículo a ser utilizado nesta modelagem matemática. Por este motivo o sistema de equações dinâmicas de interação, apresentado neste método, utiliza o veículo 3C.

III.1 MODELO DO VEÍCULO DE TRÊS EIXOS

O veículo de três eixos é agora representado por um modelo mecânico tridimensional conforme a Figura III.1. Este modelo é composto por uma massa suspensa (m_v), que representa o corpo do veículo e a carga nele transportada, apoiada em seis massas não suspensas ($m_{p,i}$), que compreendem os conjuntos roda-pneu, sendo i o índice relativo ao número de massa não suspensa (i=1,6). A ligação entre essas massas é feita por meio das suspensões formadas pelos conjuntos mola-amortecedor ($k_{v,i}$ e $c_{v,i}$) e por fim as massas não suspensas se apoiam no pavimento da estrutura através dos conjuntos mola-amortecer ($k_{p,i}$ e $c_{p,i}$) equivalentes aos pneus.

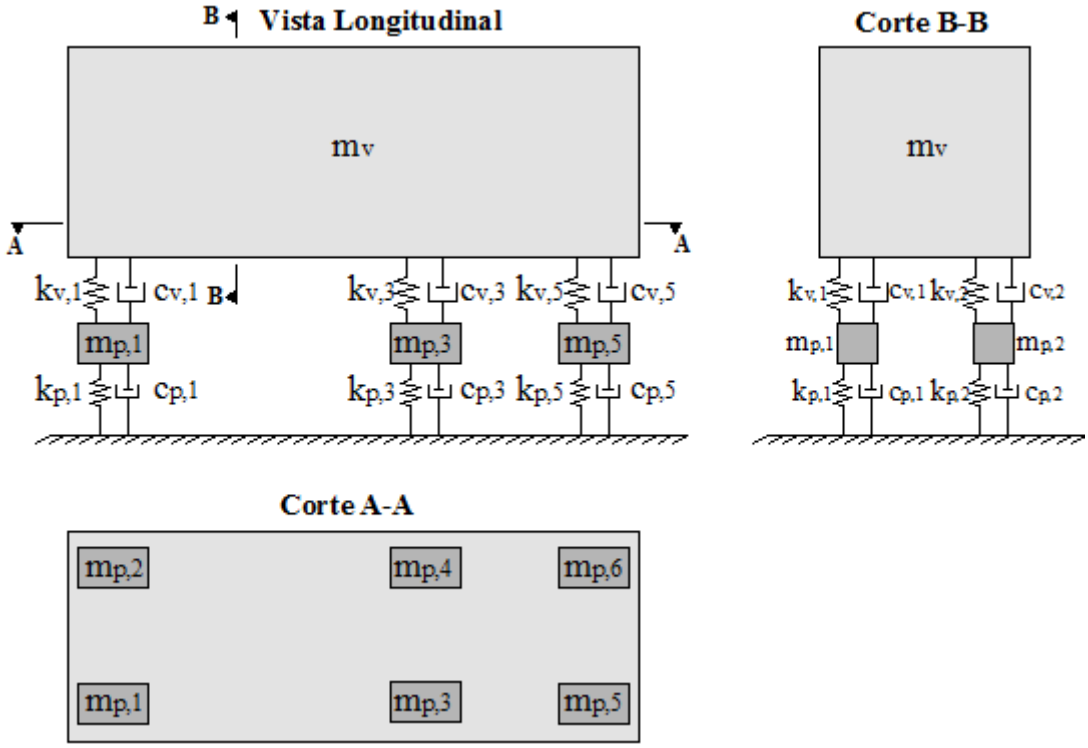


Figura III. 1: Modelo mecânico tridimensional do veículo de três eixos (SANTOS, 2013).

O modelo matemático é composto pelo movimento vertical (u_v) e rotacional (θ_v) da massa suspensa como corpo rígido e dos deslocamentos verticais das seis massas não suspensas ($u_{p,i}$), resultando em 8 graus de liberdade, ilustrados na Figura III.2. A rotação da massa suspensa em torno do seu eixo longitudinal é desprezada, uma vez que as irregularidades do pavimento são consideradas iguais no sentido transversal da estrutura.

Junto com as componentes de forças associadas aos oito graus de liberdade do veículo, considera-se a ação do peso próprio do veículo distribuído e aplicado diretamente à estrutura nos pontos de contato dos pneus. A Figura III.2 define d_1, d_2, d_3 que são as distâncias do centro de massa do veículo ao eixo dianteiro, ao primeiro eixo traseiro e ao segundo eixo traseiro respectivamente.

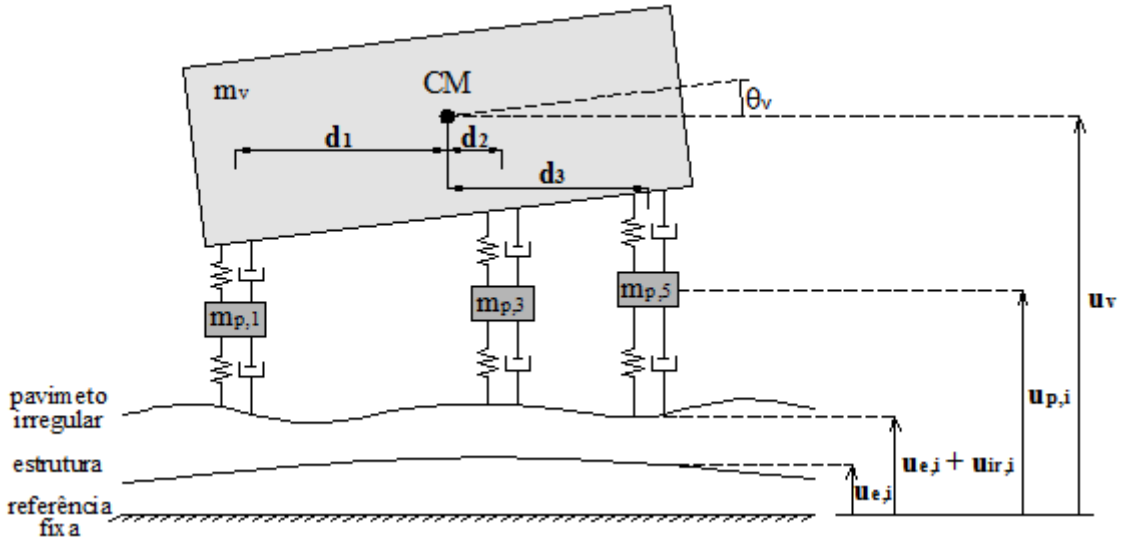


Figura III. 2: Parâmetros para formulação das equações (SANTOS, 2013).

A Figura III.2 ilustra ainda outros parâmetros:

- $u_{e,i}$: deslocamento vertical absoluto de um ponto de contato da estrutura com o conjunto roda-pneu *i*;
- $u_{ir,i}$: perfil longitudinal de irregularidades do pavimento.

III.2 MODELO DA INTERAÇÃO DINÂMICA

O sistema de equações de movimento do conjunto veículo-estrutura pode ser escrito na forma matricial como apresentado na equação (III.1):

$$\boldsymbol{M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = F} \tag{III.1}$$

Onde,

$\boldsymbol{U}$ é o vetor composto de dois sub-vetores: $\{\boldsymbol{U}_e, \boldsymbol{U}_v\}$, sendo $\boldsymbol{U}_e$ o vetor de deslocamentos nodais da estrutura e $\boldsymbol{U}_v$ o vetor de deslocamentos das massas do veículo;

$\boldsymbol{F}$ é composto do sub-vetor de forças nodais da estrutura $\boldsymbol{F}_e$ e do sub-vetor de forças aplicadas aos componentes do veículo, $\boldsymbol{F}_v$.

$\boldsymbol{M}$, $\boldsymbol{C}$ e $\boldsymbol{K}$ são respectivamente as matrizes de massa, amortecimento e rigidez do sistema, que incluem características tanto da estrutura quanto do veículo. Para os termos das matriz $\boldsymbol{C}$ referentes à estrutura considera-se o amortecimento de Rayleigh (CLOUGH e PENZIEN, 1993), com coeficientes de proporcionalidade em relação à massa e em relação à rigidez, a_o e a, respectivamente.

As matrizes $\boldsymbol{C}$ e $\boldsymbol{K}$ podem ser subdivididas em quatro sub-matrizes como mostrado a seguir:

$$\boldsymbol{K} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{K}_{ee\ (nxn)} & \boldsymbol{K}_{ev(nx8)} \\ \boldsymbol{K}_{ve(8xn)} & \boldsymbol{K}_{vv\ (8x8)} \end{bmatrix} \tag{III.2}$$

$$\boldsymbol{C} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{C}_{ee\ (nxn)} & \boldsymbol{C}_{ev(nx8)} \\ \boldsymbol{C}_{ve(8xn)} & \boldsymbol{C}_{vv\ (8x8)} \end{bmatrix} \tag{III.3}$$

onde os sub-índices e e v referem-se respectivamente à estrutura e ao veículo. Os termos das sub-matrizes $\boldsymbol{K}_{ev}$ e $\boldsymbol{K}_{ve}$ refletem o acoplamento entre os graus de liberdade da estrutura e os do veículo derivado das forças de interação veículo-estrutura.

A matriz de massa do sistema é dada por:

$$\boldsymbol{M} = \begin{bmatrix} \boldsymbol{M}_{ee\ (nxn)} & 0_{(nx8)} \\ 0_{(8xn)} & \boldsymbol{M}_{vv\ (8x8)} \end{bmatrix} \tag{III.4}$$

onde,

$$\boldsymbol{M}_{ee\ (nxn)} = \begin{bmatrix} m_{e,1} & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & m_{e,n} \end{bmatrix} \text{ e} \tag{III.5}$$

$$\boldsymbol{M}_{vv\ (8x8)} = \begin{bmatrix} m_v & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & I_v & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{p,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{p,2} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{p,3} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{p,4} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{p,5} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{p,6} \end{bmatrix} \tag{III.6}$$

Os vetores de deslocamento, velocidade e aceleração do sistema são representados a seguir:

$$\boldsymbol{U}_{(n+8)} = \begin{bmatrix} u_{ej} \\ u_{ej+1} \\ \vdots \\ u_{en} \\ u_v \\ \theta_v \\ u_{p1} \\ u_{p2} \\ u_{p3} \\ u_{p4} \\ u_{p5} \\ u_{p6} \end{bmatrix}; \quad \dot{\boldsymbol{U}}_{(n+8)} = \begin{bmatrix} \dot{u}_{ej} \\ \dot{u}_{ej+1} \\ \vdots \\ \dot{u}_{en} \\ \dot{u}_v \\ \dot{\theta}_v \\ \dot{u}_{p1} \\ \dot{u}_{p2} \\ \dot{u}_{p3} \\ \dot{u}_{p4} \\ \dot{u}_{p5} \\ \dot{u}_{p6} \end{bmatrix} \; e \; \ddot{\boldsymbol{U}}_{(n+8)} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_{ej} \\ \ddot{u}_{ej+1} \\ \vdots \\ \ddot{u}_{en} \\ \ddot{u}_v \\ \ddot{\theta}_v \\ \ddot{u}_{p1} \\ \ddot{u}_{p2} \\ \ddot{u}_{p3} \\ \ddot{u}_{p4} \\ \ddot{u}_{p5} \\ \ddot{u}_{p6} \end{bmatrix}$$

sendo "*n*" o número de graus de liberdade da estrutura e 8 o número de graus de liberdade do veículo de três eixos.

Em cada ponto de contato do veículo com a estrutura são geradas forças de interação de componentes elástica (f_{ei}) e de amortecimento (f_{ai}), funções do movimento relativo entre o deslocamento $u_{p,i}$ (Figura III.2) da massa m_p e o deslocamento $u_{e,i}$ da estrutura (Figura III.2).

As forças que compõem o vetor **F** da equação (III.1) são originadas do peso do veículo e da interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura em cada ponto de contato com um conjunto roda-pneu. A força externa aplicada à estrutura em cada ponto de contato *i*, pode ser escrita como:

$$F_{e,i} = +f_{ep,i} + f_{ap,i} - P_i \qquad \text{(III. 7)}$$

$$P_i = \left(m_{p,i}+m_{v,i}\right)g \qquad \text{(III. 8)}$$

sendo $m_{v,i}g$ a parcela do peso do corpo do veículo aplicada à estrutura no ponto *i*. Verifica-se que, ao contrário da formulação feita para o modelo unifilar, o peso próprio do veículo é aplicado diretamente sobre a estrutura. Desta forma, os deslocamentos das massas componentes do veículo (vetor $\boldsymbol{U}_v$) correspondem apenas à vibração devida à passagem do mesmo sobre a ponte pavimentada.

Substituindo-se os deslocamentos relativos do *i-ésimo* conjunto roda-pneu e a equação (III.4) na equação (III.3) chega-se à expressão da força de interação aplicada à estrutura no ponto de contato:

$$F_{e,i} = k_{p,i}\left[u_{p,i} - \left(u_{e,i} + u_{ir,i}\right)\right] + c_{p,i}\left[\dot{u}_{p,i} - \left(\dot{u}_{e,i} + \dot{u}_{ir,i}\right)\right] - \left(m_{v,i} + m_{p,i}\right)g \quad \text{(III.9)}$$

A força externa $F_{e,i}$ aplicada em um ponto no interior de um elemento quadrilátero (Figura III.3.(a)) é substituída por quatro forças equivalentes ($F_{eq,i}^{nó\,1}$, $F_{eq,i}^{nó\,2}, F_{eq,i}^{nó\,3} e\ F_{eq,i}^{nó\,4}$) a serem aplicadas nos quatro nós do elemento em que o pneu está apoiado, conforme mostra Figura III.3.(b). O vetor de forças nodais $\boldsymbol{F}_e$ é composto pelas quatro forças equivalentes de cada uma das seis forças externas aplicadas à estrutura.

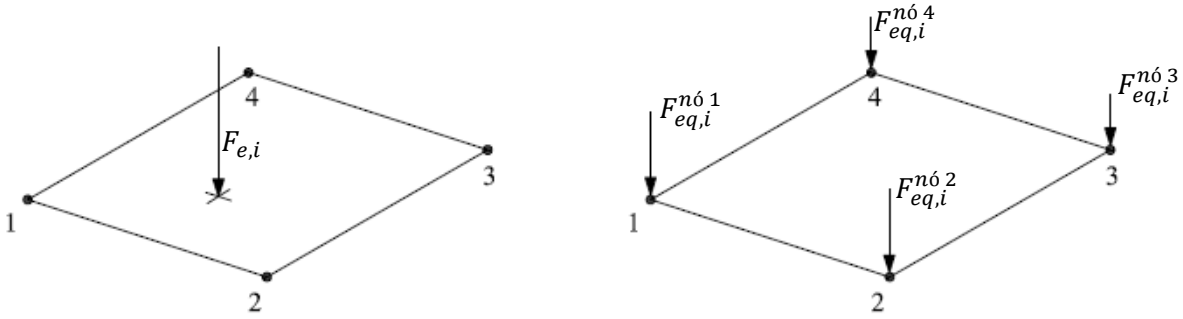


Figura III. 3: Elemento quadrilátero com: (a) força externa aplicada no ponto de contato do pneu; (b) forças equivalentes aplicadas nos quatro nós dos elementos (SANTOS, 2013).

As forças equivalentes nos quatro nós do elemento quadrilátero que contém algum conjunto eixo-roda-pneu, são calculadas com o uso de funções de interpolação expressas no vetor $\boldsymbol{H}$ de modo que:

$$\boldsymbol{F_{eq,i}} = \boldsymbol{H}\, F_{e,i} \quad \text{(III.10)}$$

onde $\boldsymbol{F}_{eq,i}$ é o vetor que reúne as quatro forças equivalentes nodais mostradas na Figura III.3.(b). Além disso, os deslocamentos $u_{e,i}$ e a velocidade $\dot{u}_{e,i}$ podem ser escritos com as mesmas funções de interpolação resultando em:

$$u_{e,i} = \boldsymbol{H}\, \boldsymbol{u}_i \quad \text{(III. 11)}$$

onde u_i é o vetor que reúne os deslocamentos verticais dos quatro nós do elemento onde está situada a roda *i*. Substituindo-se as equações (II.10) e (II.11) na equação (II.9) chega-se às expressões das forças nodais de interação cujas parcelas dependentes dos deslocamentos nodais passam a integrar as sub-matrizes $\boldsymbol{K}_{ee}$ e $\boldsymbol{K}_{ve}$ e aquelas funções das velocidades nodais passam a compor as sub-matrizes $\boldsymbol{C}_{ee}$ e $\boldsymbol{C}_{ve}$. As parcelas independentes permanecem no sub-vetor de forças nodais $\boldsymbol{F}_e$.

A força oposta à da equação (III.9), excluindo-se a parcela do peso, é aplicada nos graus de liberdade de deslocamento das massas não-suspensas alterando também as componentes das sub-matrizes $\boldsymbol{K}_{ev}$, $\boldsymbol{K}_{vv}$, $\boldsymbol{C}_{ev}$ e $\boldsymbol{C}_{vv}$.

A composição detalhada das matrizes $\boldsymbol{K}$ e $\boldsymbol{C}$ e do vetor $\boldsymbol{F}$ podem ser encontradas em SANTOS (2013).

III.3 MODELAGEM COMPUTACIONAL

Para a realização da interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura, através do modelo em MEF-3D de casca, foi utilizada a ferramenta numérico-computacional CONTROL-IVE (Controle da Interação Veículo-Estrutura), desenvolvida no PEC-COPPE. E ainda, a visualização gráfica das estruturas modeladas foi realizada com auxílio do programa comercial SAP 2000®.

A ferramenta numérico-computacional origina-se do programa GHM3D (Programa para Análise de Problemas a Três Dimensões com Elemento Linear Hexaédrico) desenvolvido por BARBOSA (2000), o qual utiliza elementos hexaédricos lineares elásticos e viscoelástico para análise de placas sanduíches. Esta ferramenta foi aperfeiçoada alterando o nome para PEFAMV - Programa em Elementos Finitos com Atenuadores de Mecanismo Viscoelástico (VASCONCELOS, 2003), que difere de forma significativa do GHM3D por ter uma estrutura totalmente diferente e empregar na modelagem de materiais elásticos elementos de pórtico, placas e cascas.

Mais tarde, SANTOS (2007) incluiu, na aplicação das cargas móveis, modelos refinados de veículos com vários graus de liberdade, e passa-se a chamar CONTROLMADS (Controle de Vibrações via Múltiplos Atenuadores Dinâmicos Sincronizados). Esta versão difere do programa utilizado neste trabalho no que diz

respeito a decomposição dos parâmetros dinâmicos do veículo, que passou a ser realizado utilizando-se funções de interpolação.

O programa CONTROL-IVE (SANTOS, 2013) está estruturado em linguagem Fortran, onde as equações de movimento do sistema veículo-estrutura são resolvidas por meio da integração numérica direta, através do método de Newmark (Bathe, 19996), fornecendo como resultados os deslocamentos translacionais ou rotacionais dos graus de liberdade do sistema. Durante a passagem do veículo admite-se que o mesmo trafega em linha reta com velocidade constante sem perder o contato da roda com a estrutura. Para a modelagem da estrutura, estão disponíveis os seguintes elementos: pórtico espacial, elementos planos de casca triangular e quadrilátero. O fluxograma do programa e a descrição das principais sub-rotinas podem ser encontrados em SANTOS (2013).

IV. CASO EXEMPLO 1: PONTE COM DUAS LONGARINAS

Os métodos analítico-numéricos, descrito nos capítulos II e III, foram aplicados ao caso exemplo de uma ponte típica que representa grande parte das obras de arte em concreto armado nas rodovias federais.

Neste caso, o modelo em MEF-3D de casca, por ser mais completo, foi utilizado como referência para calibração do modelo de grelha em relação a sua rigidez e frequências naturais de vibração.

IV.1 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A ponte analisada é de concreto armado, com a seção transversal ilustrada na Figura IV.1, e consta de laje associada a duas longarinas de seção retangular constante. Este sistema representa grande parte das obras de arte em concreto armado nas rodovias federais (MENDES, 2008).

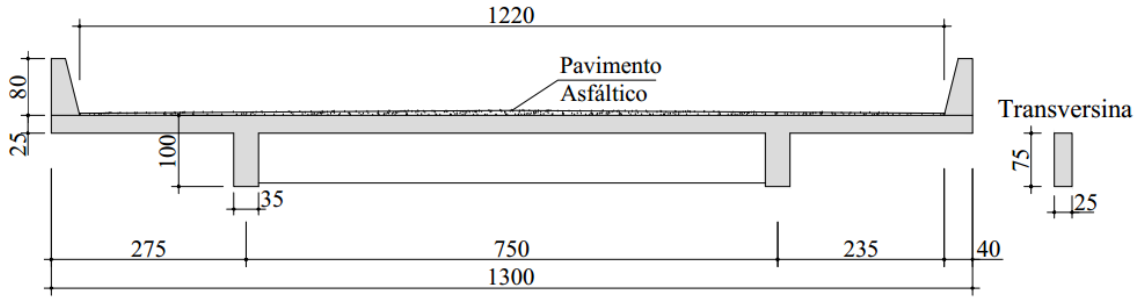


Figura IV. 1: Seção transversal da ponte bi-apoiada com 10 m de vão (unidades em cm).

Quanto ao esquema estrutural longitudinal, foi considerado o caso de viga bi-apoiada com 10 metros de vão livre entre apoios e 4 transversinas. Duas transversinas nos apoios e duas intermediárias espaçadas de aproximadamente 3,33 metros, entre eixos.

O valor adotado para o módulo de elasticidade do concreto foi calculado conforme a expressão do módulo secante da NBR 6118 (2007), em GPa, dada em função da resistência de cálculo à compressão aos 28 dias, em MPa:

$$E_{cs} = 0{,}85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \qquad \text{(IV. 1)}$$

Foi considerado neste exemplo $f_{ck} = 25\,MPa$ para todos os elementos estruturais, o que resultou em um $E_{CS} = 23{,}8\,GPa$. Considera-se, ainda, o coeficiente de Poisson, segundo indicado na NBR 6118 (2007), igual a 0,2.

Foi utilizada a taxa de amortecimento usual para estrutura de concreto armado, ξ=2,5% para o primeiro modo de vibração.

IV.2 DESCRIÇÃO DO VEÍCULO

O veículo e suas especificações técnicas foram adotados com base nos estudos apresentados por ROSSIGALI (2006 e 2013), os quais mostram que o veículo mais frequente nas rodovias brasileiras é o caminhão com três eixos (3C), tendo dimensões geométricas médias conforme Tabela IV.1, de acordo com o esquema apresentado na Figura IV.2. Devido a isso foi o veículo e dimensões utilizados neste exemplo.

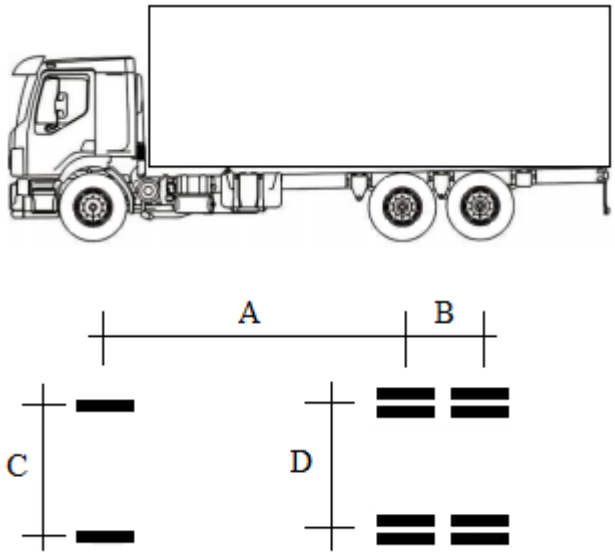


Figura IV. 2: Desenho esquemático do caminhão de três eixos.

Tabela IV. 1: Parâmetros geométricos característicos do veículo de três eixos.

Veículo	Dimensões médias (m)			
	A	B	C	D
3C	4,80	1,30	2,00	1,90

Além disso, demonstrou a distribuição do peso total suportado por cada grupo de eixos do veículo, paro o caso do veículo 3C o eixo dianteiro recebe 27% da carga e os eixos traseiros 73%. O peso total do veículo considerado neste caso exemplo foi de 250kN, resultando em 67,5 kN no eixo dianteiro e 91,25 kN em cada eixo traseiro.

Os valores considerados para os parâmetros de rigidez e amortecimento do modelo do caminhão (pneu e suspensão) foram adotados segundo padrões da literatura (GILLESPIE et al., 1992 apud MELO, 2007), e estão resumidos na Tabela IV.2, onde $m_{p,i}$, $c_{p,i}$ e $k_{p,i}$ são a massa, coeficiente de amortecimento e de rigidez referentes ao conjunto eixo-roda-pneu e $c_{v,i}$ e $k_{v,i}$ são os coeficientes de amortecimento e de rigidez das suspensões, ambos para cada eixo do veículo.

Tabela IV. 2: Parâmetros adotados para o modelo do veículo de três eixos (ver Figura II.1).

Parâmetro	Eixo	Valor adotado
$m_{p,i}$	Dianteiro	0,635 t
$m_{p,i}$	Traseiro	1,066 t
$c_{p,i}$	Dianteiro	2,0 kNs/m
$c_{p,i}$	Traseiro	4,0 kNs/m
$k_{p,i}$	Dianteiro	1680 kN/m
$k_{p,i}$	Traseiro	3360 kN/m
$c_{v,i}$	Dianteiro	6,0 kNs/m
$c_{v,i}$	Traseiro	12,0 kNs/m
$k_{v,i}$	Dianteiro	580 kN/m
$k_{v,i}$	Traseiro	1180 kN/m

IV.3 MODELO MEF-3D DE CASCA

IV.3.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO 3D

Para a construção do modelo em elementos finitos 3D da superestrutura da ponte foi utilizados 3.084 elementos de casca interligados por 3.173 nós, formando a laje do tabuleiro, 2 longarinas e 4 transversinas, como pode ser visto na Figura IV.3.

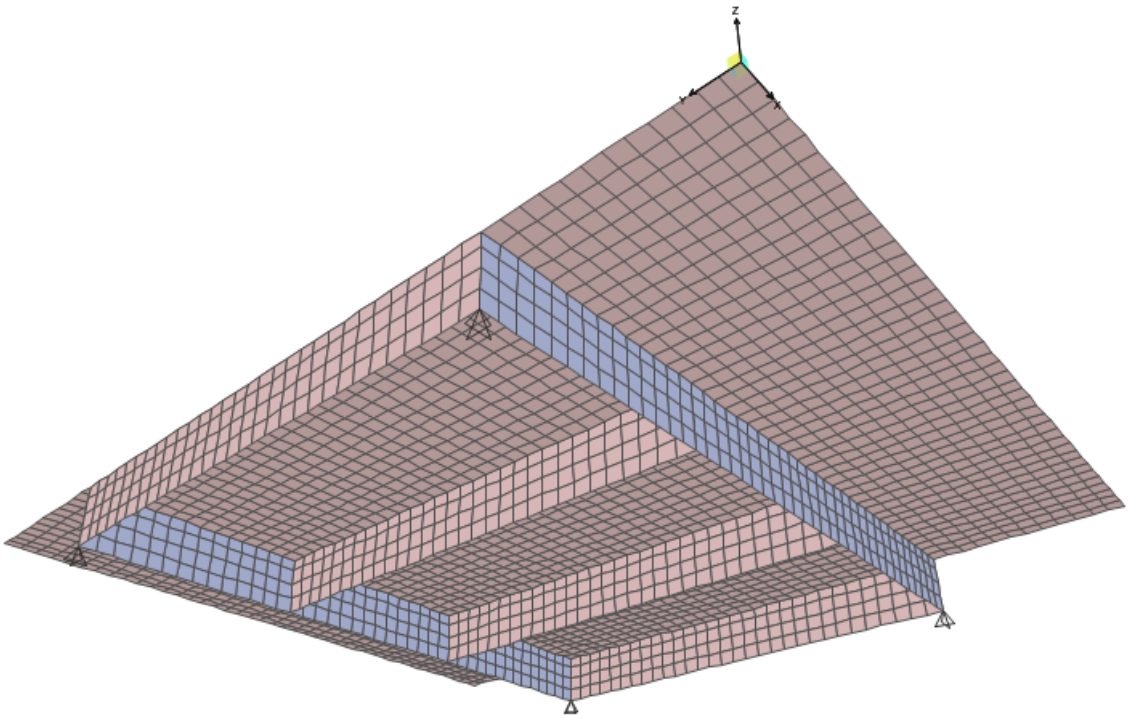


Figura IV. 3: Modelo em MEF-3D de casca da ponte bi-apoiada com 10 m de vão.

A laje foi discretizada por elementos retangulares de 0,238x0,20 metros nas regiões dos guarda-rodas e no restante das abas 0,238x0,235 metros, já na região entre longarinas foi utilizado elementos com 0,238x0,25 metros. As longarinas e transversinas foram discretizadas em 4 camadas da direção vertical e longitudinalmente de modo que coincidissem com os nós da laje do tabuleiro.

As dimensões geométricas da estrutura modelada foram consideradas de acordo com o desenho da Figura IV.1.

Como condição de contorno, todos os graus de liberdade referente às translações foram restringidas nos nós inferiores das extremidades das longarinas, representando assim o caso de viga bi-apoiada.

Foram calculadas massas específicas equivalentes para laje do tabuleiro de maneira a considerar as massas do pavimento e guarda-rodas não modelados estruturalmente, na Tabela IV.3 encontra-se os valores calculados. O restante das propriedades físicas da estrutura foram considerados conforme item IV.1.

Tabela IV. 3: Massas específicas equivalentes dos componentes estruturais.

Elemento Estrutural	Massa Específica (t/m^3)
Laje do tabuleiro sob guarda-rodas	8,50
Laje do tabuleiro sob pavimento asfáltico	2,94
Longarinas	2,50
Transversinas	

IV.3.2 ANÁLISE MODAL

Através da análise de vibração livre foram obtidas as características dos modos fundamentais de vibração da estrutura modelada em elemento de casca. A Tabela IV.4 mostra um resumo das frequências naturais e modos associados conforme obtido do modelo numérico. Nas Figuras IV.4 a IV.12 são apresentadas as nove primeiras formas modais de vibração da estrutura e a frequência de vibração do modo. Observa-se que algumas formas modais apresentam-se puras de flexão vertical ou torção do tabuleiro e outras mistas, de flexo-torção. Vê-se também a proeminente participação das lajes em balanço e entre longarinas em flexão transversal em todas as formas modais.

Tabela IV. 4: Frequências naturais da estrutura e modos associados obtidos do modelo MEF-3D de casca.

Modo de vibração	Frequência modal (Hz)	Descrição do modo
1º	8,37	Torção das lajes em balanço com participação das longarinas
2º	8,63	Flexão vertical das lajes em balanço com participação das longarinas
3º	11,85	Flexo-torção das lajes em balanço
4º	11,86	Flexão das lajes em balanço
5º	12,61	Flexão vertical da estrutura (uma meia onda)
6º	16,77	Flexo-torção das abas com participação das longarinas
7º	18,29	Flexão das lajes em balanço e transversinas
8º	20,62	Torção das transversinas intermediárias e flexão vertical das longarinas
9º	24,51	Torção da estrutura

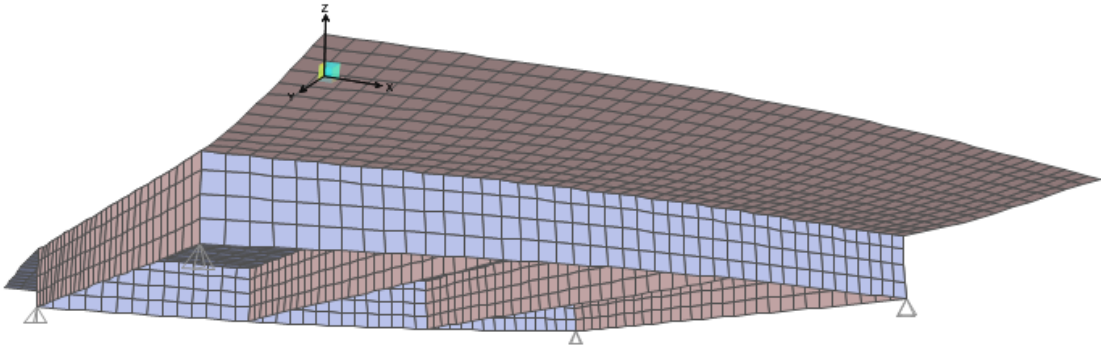


Figura IV.4: 1º modo de vibração da estrutura: torção das lajes em balanço com participação das longarinas. Frequência de vibração = 8,37 Hz.

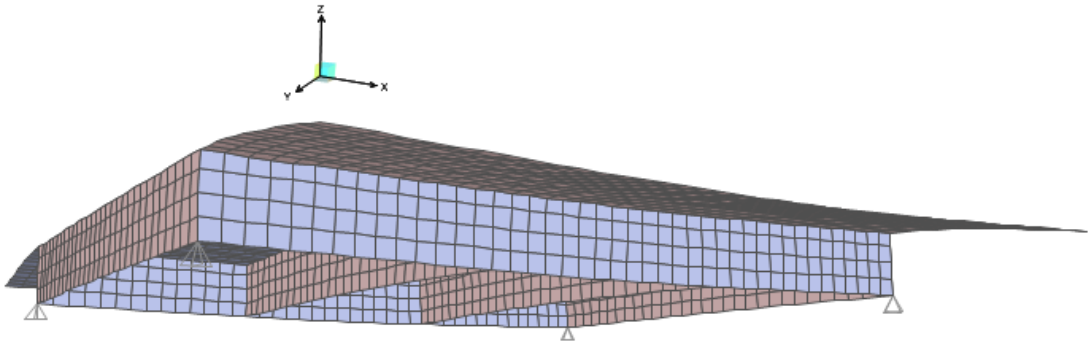


Figura IV.5: 2º modo de vibração da estrutura: flexão vertical das lajes em balanço com participação das longarinas. Frequência de vibração = 8,63 Hz.

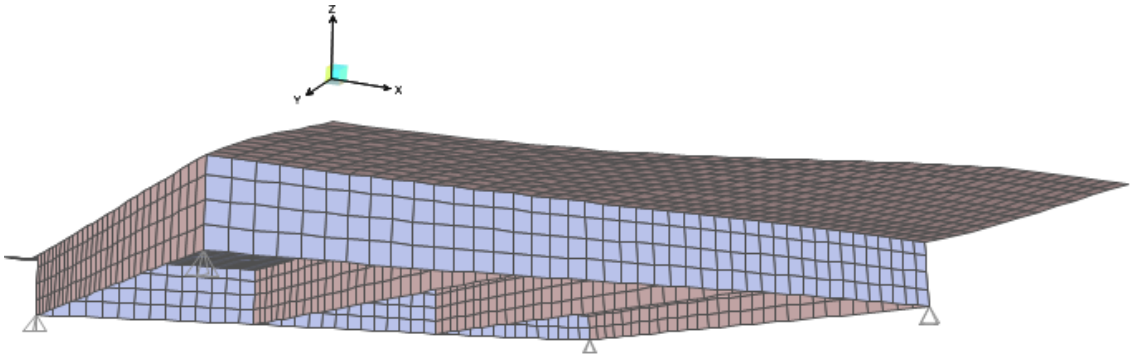


Figura IV.6: 3º modo de vibração da estrutura: flexo-torção das lajes em balanço. Frequência de vibração = 11,85 Hz.

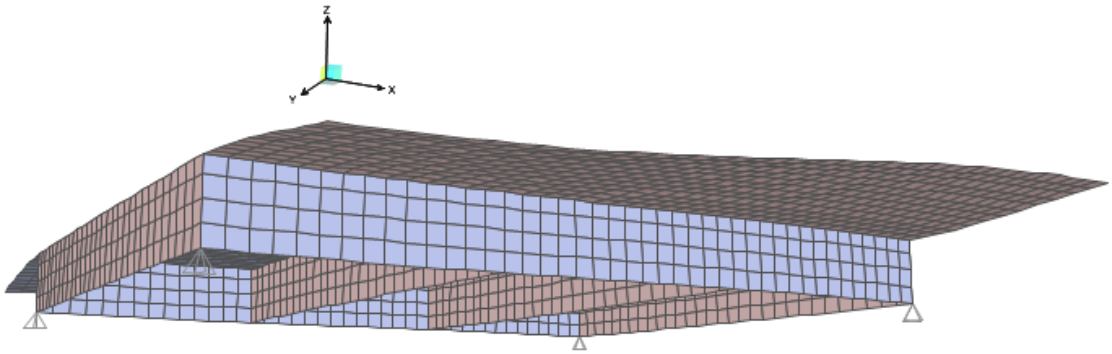


Figura IV.7: 4º modo de vibração da estrutura: flexão das lajes em balanço. Frequência de vibração = 11,86 Hz.

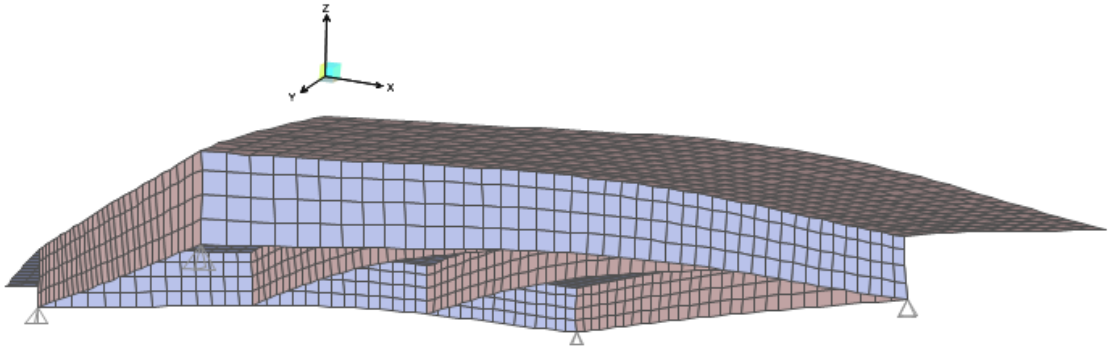


Figura IV.8: 5º modo de vibração da estrutura: flexão vertical da estrutura. Frequência de vibração = 12,61 Hz.

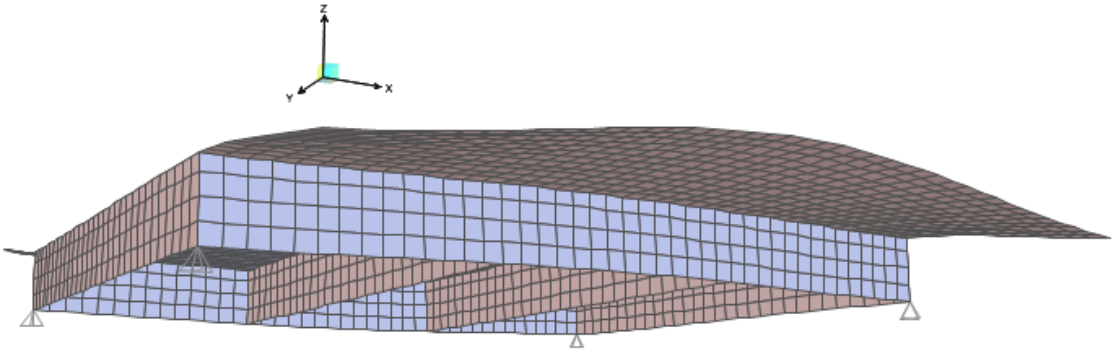


Figura IV.9: 6º modo de vibração da estrutura: flexo-torção das lajes em balanço com participação das longarinas. Frequência de vibração = 16,77 Hz.

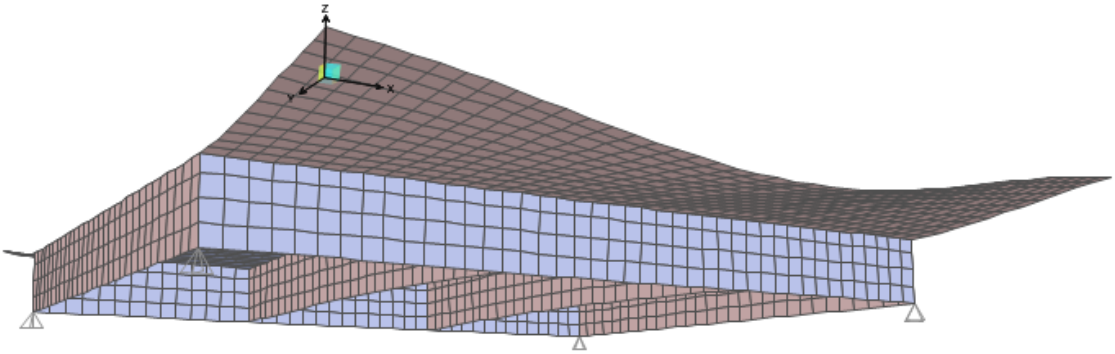


Figura IV.10: 7º modo de vibração da estrutura: flexão das lajes em balanço e transversinas. Frequência de vibração = 18,29 Hz.

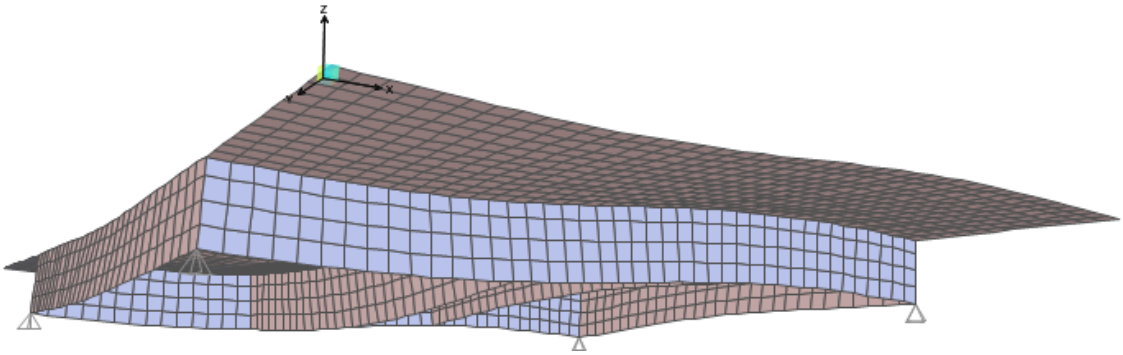


Figura IV.11: 8º modo de vibração da estrutura: torção das transversinas intermediárias e flexão vertical das longarinas. Frequência de vibração = 20,62 Hz.

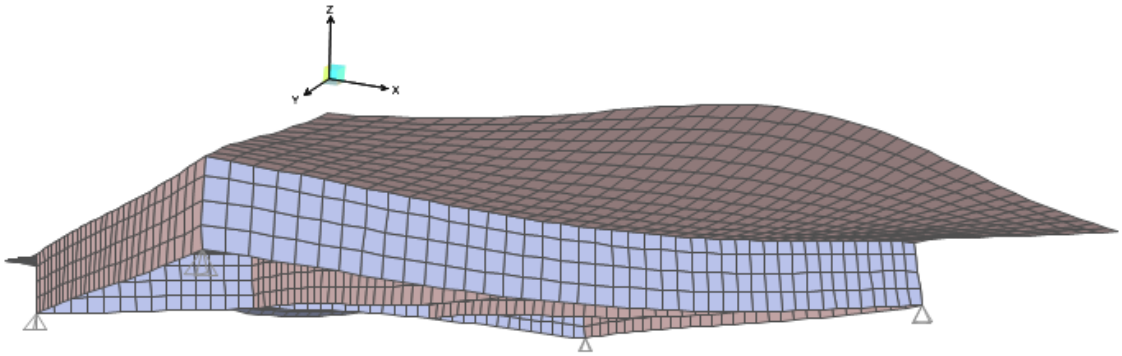


Figura IV.12: 9º modo de vibração da estrutura: torção da estrutura.
Frequência de vibração = 24,51 Hz.

IV.3.3 ANÁLISE ESTÁTICA

Para validação e conferência da construção do modelo em MEF-3D de casca, feito através do programa CONTROL-IVE, foi realizada a comparação de resultados estáticos com o programa comercial SAP2000®.

As respostas em termos de deslocamento no meio do vão longitudinal foram obtidas, com o programa CONTROL-IVE, para a passagem do veículo a 1km/h em duas posições transversais: no meio da largura da ponte (carga centrada) e sobre a longarina L2 (carga excêntrica), como pode ser visto nas Figura IV.13 e IV.14, respectivamente. No programa comercial SAP2000® o veículo foi considerado, para as mesmas situações (carga centrada e excêntrica), com o centro dos eixos traseiros no meio do vão longitudinal, posição de maior solicitação da ponte (caso mais desfavorável).

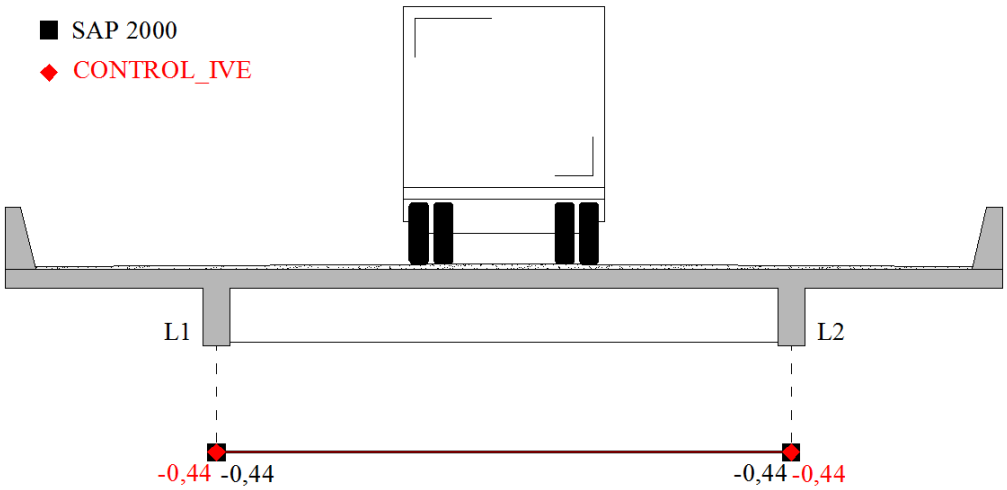


Figura IV. 13: Configuração deformada da seção transversal no meio do vão para carga centrada, valores em mm.

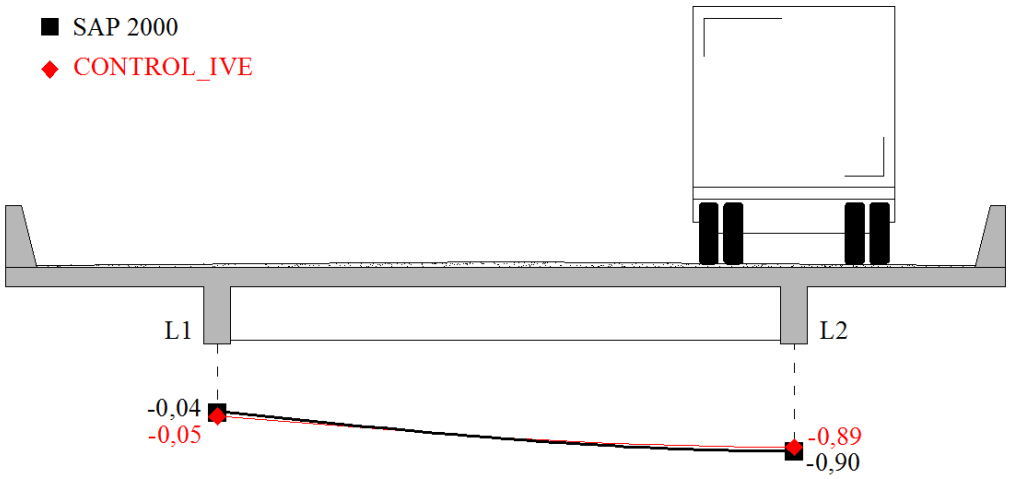


Figura IV. 14: Configuração deformada da seção transversal no meio do vão para carga excêntrica, valores em mm.

A Tabela IV.5 mostra o resultado comparativo em termos de deslocamentos no meio do vão das longarinas L2 e L1 (ver Figura IV.14) entre o programa CONTROL-IVE e SAP2000 ®. Pode-se concluir que há uma boa correlação de resultados, validando a modelagem no programa CONTROL-IVE.

Tabela IV. 5: Deslocamento no meio do vão das longarinas.

Carga	Deslocamento (mm)			
	SAP 2000®		Modelo MEF-3D	
	L1	L2	L1	L2
Centrada	-0,44	-0,44	-0,44	-0,44
Excêntrica	-0,04	-0,90	-0,05	-0,89

IV.4 MODELO DE GRELHA

IV.4.1 CONSTRUÇÃO DO MODELO

O modelo de grelha foi elaborado com o auxílio do programa comercial SAP2000®. No modelo tridimensional inicialmente adotado as longarinas e transversinas foram modeladas com 204 elementos de pórtico espacial (Figura IV.15), considerando a laje do tabuleiro como parte integrante das mesas das longarinas e transversinas, modeladas em seção T (Figura IV.16). As larguras efetivas das longarinas foram calculadas a partir da distribuição das tensões normais das lajes (do modelo MEF-3D de casca) e das transversinas foram calculadas de acordo com a NBR 6118 (2007). A Tabela

IV.6 fornece as propriedades geométricas dos componentes estruturais adotados ao modelo de grelha.

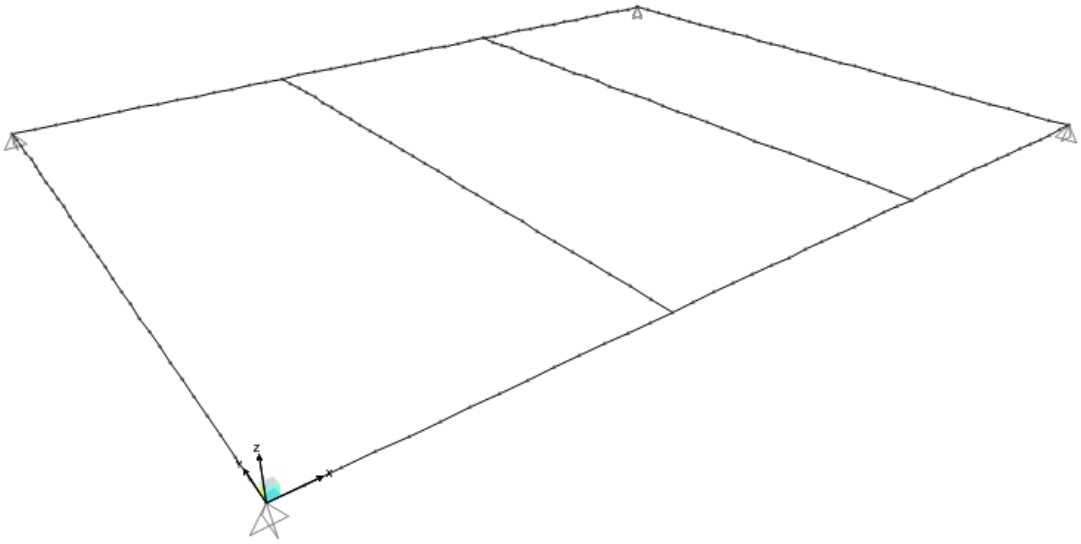
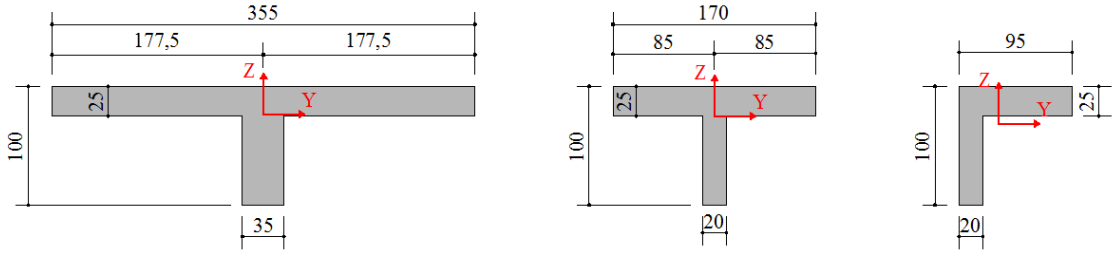


Figura IV. 15: Modelo inicial de grelha da ponte bi-apoiada com 10 m de vão.



(a) (b) (c)

Figura IV. 16: Seções transversais dos elementos de barra utilizados no modelo de grelha (unidades em cm): (a) longarina; (b) transversinas intermediárias; (c) transversinas de apoio.

Tabela IV.6: Propriedades geométricas dos componentes estruturais do modelo de grelha.

Elemento estrutural	A (m^2)	Iy (m^4)	Iz (m^4)	J (m^4)
Logarina	1,15	0,0676	0,9347	0,0293
Transversinas de apoio	0,625	0,0439	0,1126	0,013
Transversinas intermediárias	0,4375	0,0369	0,0201	$8{,}614\times10^{-3}$

As condições de contorno foram consideradas da mesma forma do modelo de casca, com todos os graus de liberdade referente as translações dos nós extremos das longarinas restringidos.

Foram calculadas as massas equivalentes e momentos de inércia de massas das regiões que não foram modeladas estruturalmente, como partes do tabuleiro, guarda-rodas e pavimento asfáltico. Os valores encontrados foram aplicados diretamente nos nós da estrutura modelada. A Tabela IV.7 apresenta os valores de massas e momentos de inércia de massas acrescentados aos nós do modelo.

Tabela IV.7: Massas e momentos de inércia de massas acrescentados aos nós do modelo de grelha.

Posição dos nós	m (t)	I (tm^2)
Nós ao longo das longarinas	0,251	1,9135
Nós ao longo das transversinas de apoio	0,1585	0,2355
Nós ao longo das transversinas intermediárias	0,317	0,2545

IV.4.2 RESULTADO PARA CARGA ESTÁTICA E CORRELAÇÃO

Por se tratar de uma simplificação, o modelo de grelha necessita de alguns ajustes físicos para que as mesmas propriedades geométricas do modelo MEF-3D de casca sejam simuladas. Para isso, foram comparados os resultados dos carregamentos estáticos exposto no item IV.3.3 com carregamentos equivalentes para o modelo de grelha.

A Tabela IV.4 apresenta um resumo dos valores encontrados para deslocamento no meio do vão longitudinal das longarinas L1 e L2 para cada modelo. Os resultados mostram que o modelo de grelha possui rigidez, tanto a flexão quanto a torção, inferior ao modelo completo, necessitando, assim, devidos ajustes.

Tabela IV. 8: Deslocamento estático no meio do vão das longarinas L1 e L2.

Carga	Deslocamento (mm)			
	Modelo Grelha		Modelo MEF-3D	
	L1	L2	L1	L2
Centrada	-1,22	-1,22	-0,44	-0,44
Excêntrica	-0,166	-2,28	-0,05	-0,89

IV.4.3 AJUSTES DO MODELO

Como foi demostrado no item anterior, o modelo de grelha inicialmente utilizado necessitou de ajustes para que as mesmas propriedades geométricas do modelo de casca fossem simuladas. Para a melhor distribuição das cargas entre as longarinas por meio da flexão das transversinas e da deformação de cisalhamento da laje do tabuleiro foram acrescentados travejamentos horizontais diagonais. Ainda para distribuição efetiva, foi considerada a devida excentricidade do apoio em relação ao centro de gravidade das longarinas, com travejamentos diagonais no plano vertical das transversinas dos apoios. A Figura IV.17 ilustrada o modelo de grelha ajustado.

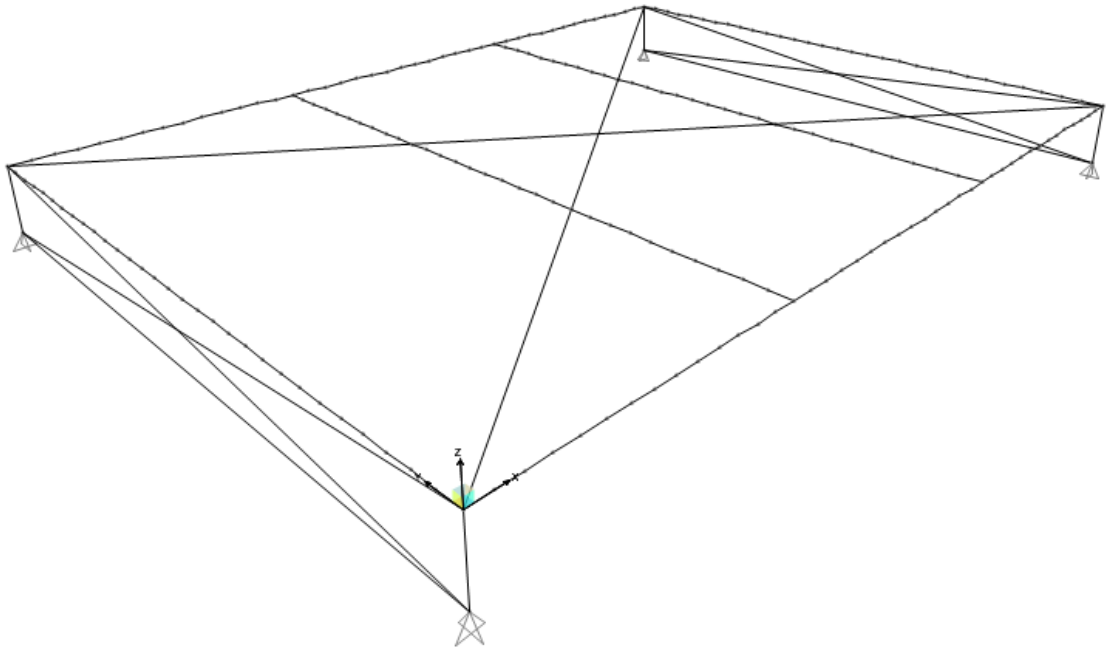


Figura IV. 17: Modelo de grelha ajustado da ponte bi-apoiada com 10 m de vão.

Os travejamentos foram modelados com elementos de barra com grande rigidez axial e sem peso próprio. Onde as diagonais horizontais equivalentes ao painel do tabuleiro compreendido entra as longarinas e transversinas ligadas a laje, as quais tem função de compensar a descontinuidade da ligação, principalmente a rigidez de membrana responsável por impedir as deformações cisalhantes entra longarinas (já que a rigidez das transversinas normalmente não é suficiente para isso), foram dimensionadas por meio de expressões analíticas para cálculo da área das diagonais equivalentes (MOREIRA, 2002). Para que essa metodologia apresente o resultado esperado as

diagonais devem possuir inclinações compreendidas entre 40º e 50º, sendo 45º o valor ideal.

Após a calibração do modelo de grelha foi feita uma nova correlação em termos de deslocamento devido ao carregamento estático, para os mesmos casos de carga apresentados anteriormente, porém utilizando o modelo agora ajustado (Tabela IV.5). Vê-se que agora os modelos de grelha ajustado e o modelo MEF-3D de casca apresentam deslocamentos verticais com boa correlação.

Tabela IV. 9: Deslocamento estático no meio do vão das longarinas L1 e L2.

Carga	Deslocamento (mm)			
	Modelo Grelha Ajustado		Modelo MEF-3D	
	L1	L2	L1	L2
Centrada	-0,45	-0,45	-0,44	-0,44
Excêntrica	-0,032	-0,87	-0,05	-0,89

IV.4.1 ANÁLISE DE VIBRAÇÃO LIVRE

Para analise dinâmica é necessário também que as frequências e formas modais dos dois modelos estejam calibradas. Através da análise de vibração livre foi possível fazer esta correlação. Os resultados para o modelo de casca encontram-se no item IV.1.2. As Figura IV.18 a IV.25 apresentam os resultados para oito primeiros modos de vibração do modelo de grelha ajustado e Tabela IV.10 apresenta um resumo dos resultados.

Tabela IV. 10: Frequências naturais da estrutura e modos associados obtidos do modelo de grelha.

Modo de vibração	Frequência modal (Hz)	Descrição do modo
1º	13,49	Flexão da estrutura
2º	15,03	Torção da estrutura
3º	16,57	Flexão das longarinas e transversinas
4º	19,24	Torção das transversinas de apoio
5º	19,95	Flexão das transversinas de apoio com participação das longarinas
6º	23,08	Torção das transversinas
7º	23,35	Torção da estrutura
8º	24,36	Flexo-torção da estrutura

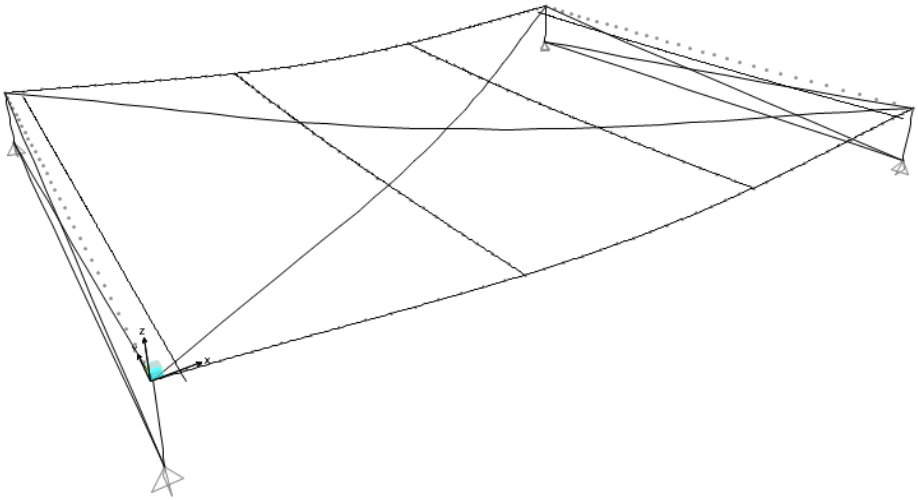


Figura IV.18: 1º modo de vibração da estrutura: flexão da estrutura.
Frequência de vibração = 13,49 Hz.

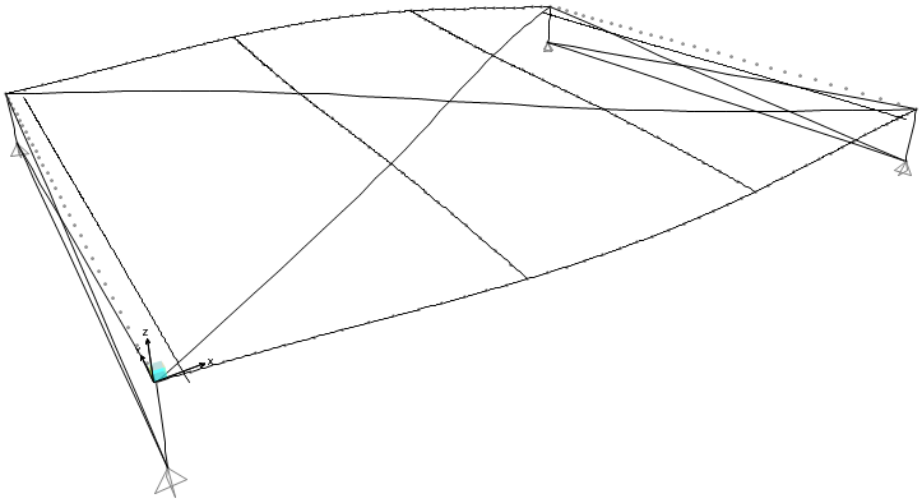


Figura IV.19: 2º modo de vibração da estrutura: torção da estrutura.
Frequência de vibração = 15,03 Hz.

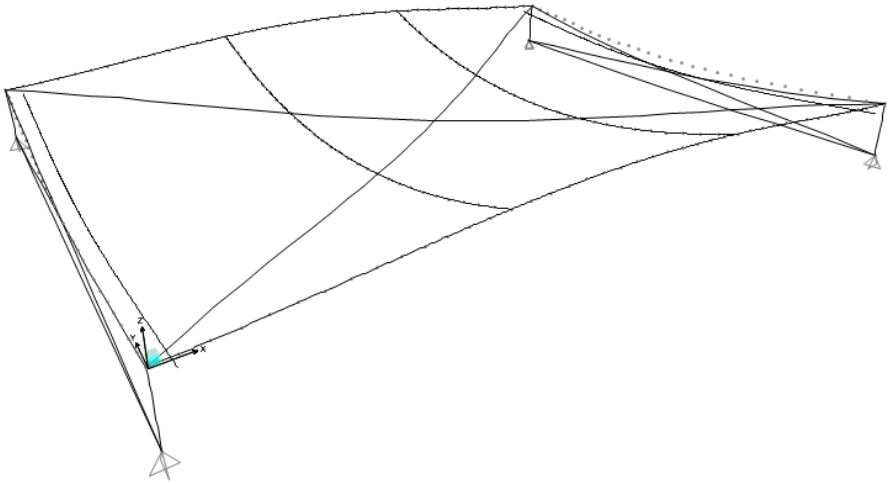


Figura IV.20: 3º modo de vibração da estrutura: flexão das longarinas e transversinas.
Frequência de vibração = 16,57 Hz.

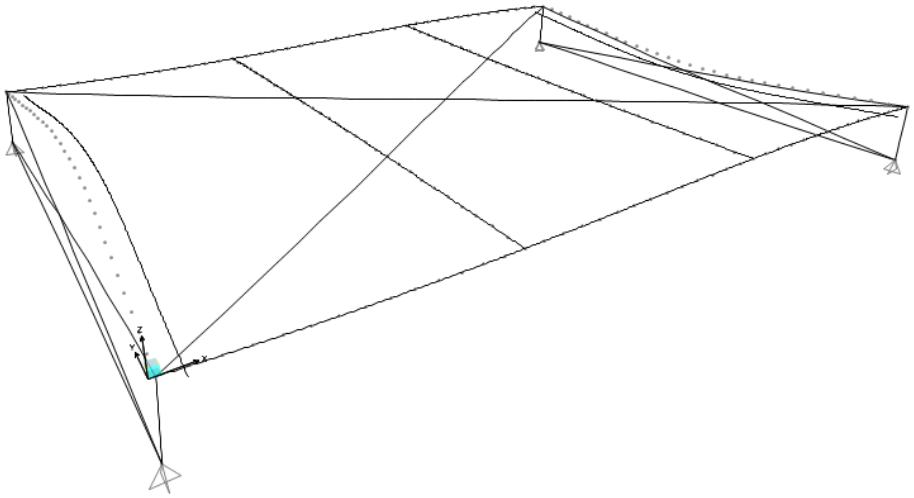


Figura IV.21: 4º modo de vibração da estrutura: torção das transversinas de apoio. Frequência de vibração = 19,24 Hz.

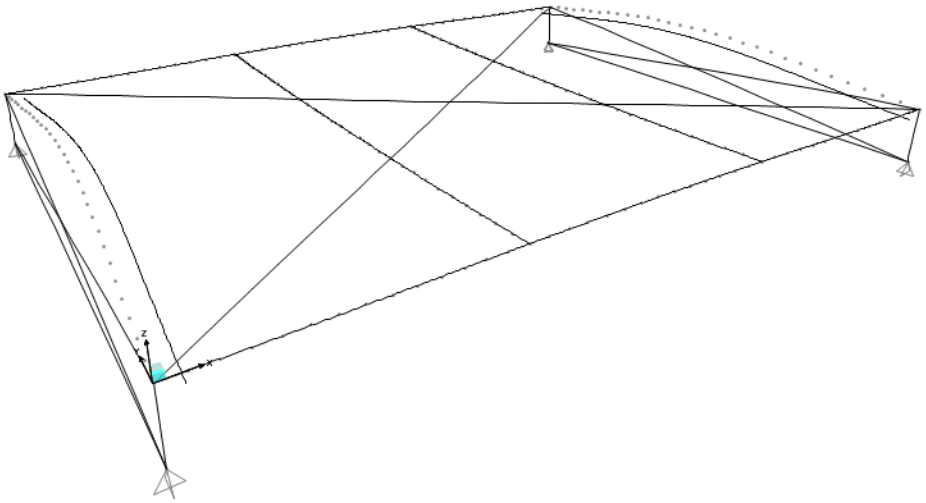


Figura IV.22: 5º modo de vibração da estrutura: flexão das transversinas de apoio com participação das longarinas. Frequência de vibração = 19,95 Hz.

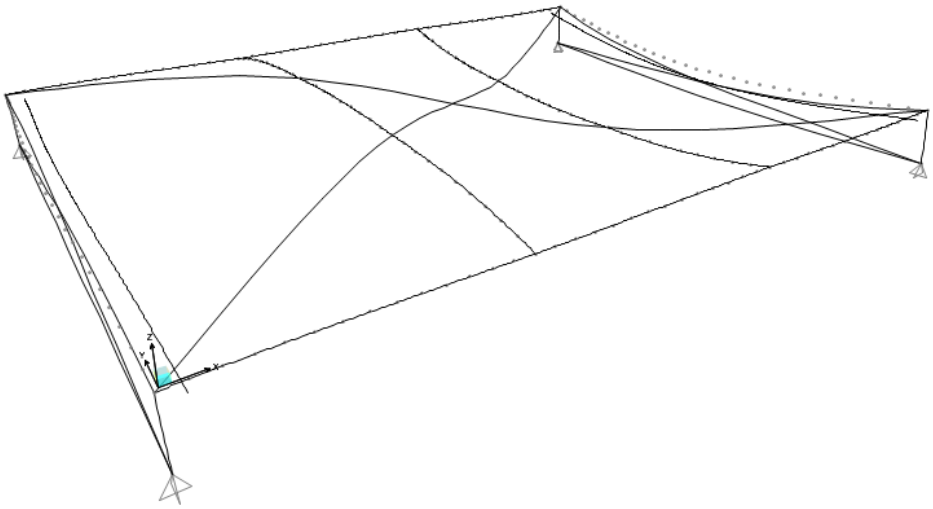


Figura IV.23: 6º modo de vibração da estrutura: torção das transversinas. Frequência de vibração = 23,08 Hz.

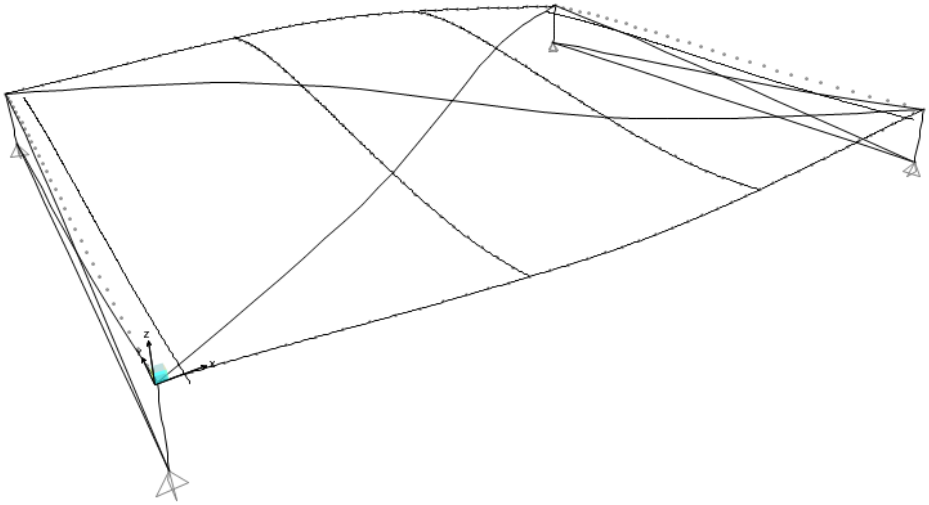


Figura IV.24: 7º modo de vibração da estrutura: torção da estrutura.
Frequência de vibração = 23,35 Hz.

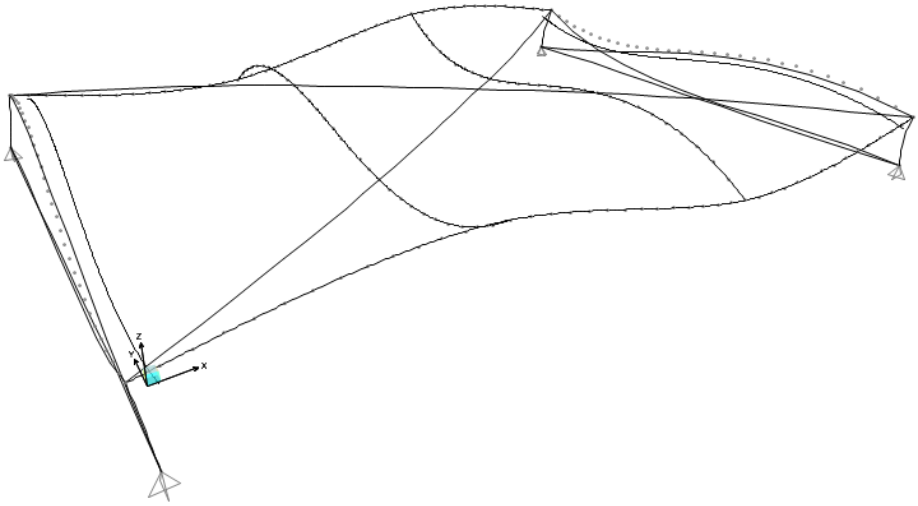


Figura IV.25: 8º modo de vibração da estrutura: flexo-torção da estrutura.
Frequência de vibração = 24,36 Hz.

As características de vibração da estrutura, tanto forma quanto frequência modal, apresentam uma boa correlação para os valores acima de 12 Hz. Porém as quatro primeiras frequências de vibração natural da estrutura do modelo MEF-3D não aparecem no modelo de grelha, pois esses modos são predominantemente das lajes em balanço, as quais não são representadas neste modelo de grelha. Sobre tudo, foi possível representar os principais modos de flexão vertical e torção da estrutura, cuja a correlação de frequências está resumida na Tabela IV.11.

Tabela IV. 11: Correlação das frequências associadas aos principais modos de flexão e torção entre modelo de grelha e MEF-3D.

Modo de vibração	Frequência (Hz)	
	Modelo MEF-3D	Modelo Grelha
Flexão	12,61	13,49
Torção	16,77	15,03
Flexão	-	16,57
Torção	24,50	23,35

IV.5 CONSTRUÇÃO DO MODELO UNIFILAR

Após a correta calibração do modelo de grelha foram determinadas as formas modais e massas modais referentes aos modos de flexão vertical e torção do modelo unifilar, conforme descrito na seção II.4.2. Para formar o modelo foram utilizados os principais modos de flexão vertical e torção das longarinas no modelo de grelha, sendo excluídos os modos referentes ao movimento predominante das transversinas. A Tabela IV.12 apresenta os valores obtidos.

Tabela IV. 12: Dados modais utilizados no modelo unifilar da ponte de duas longarinas.

Modo	Descrição	Frequência (Hz)	M_F(t) / M_T(tm^2)
1º	Flexão	13,49	73,188
2º	Torção	15,03	820,718
3º	Flexão	16,57	256,829
4º	Torção	23,35	800,125

O modelo unifilar correspondente constitui-se de 42 elementos de barra interligados por 43 nós, mesma discretização de uma longarina do modelo tridimensional. Nas Figuras IV.26 a IV.29 são ilustradas as formas modais normalizadas do modos utilizados na modelagem.

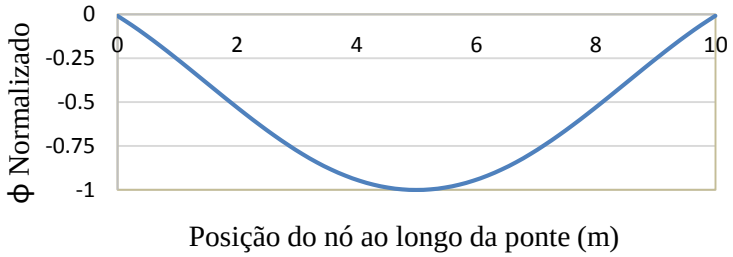


Figura IV.26: Forma modal do 1º modo do modelo unifilar.

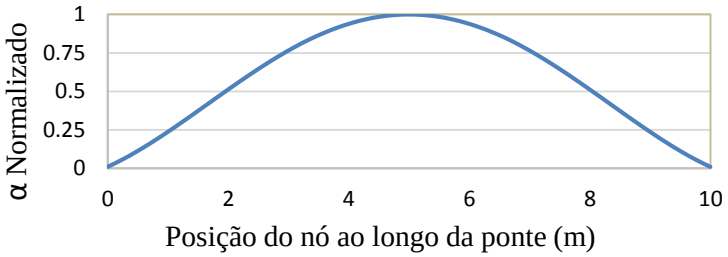


Figura IV.27: Forma modal do 2º modo do modelo unifilar.

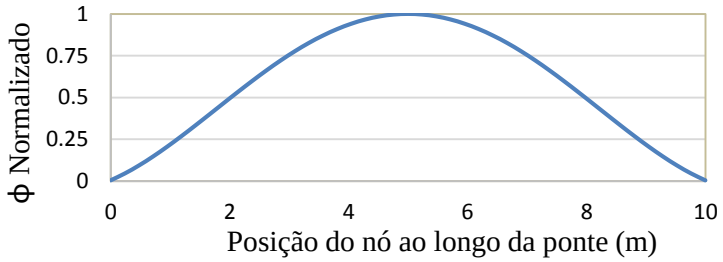


Figura IV.28: Forma modal do 3º modo do modelo unifilar.

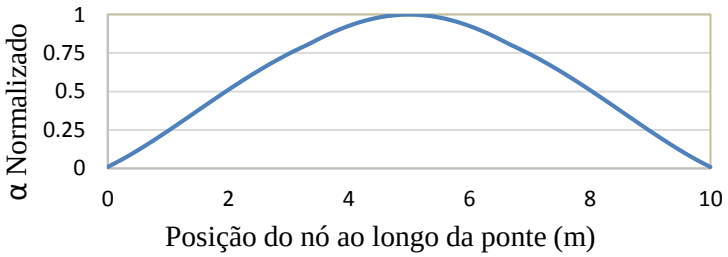


Figura IV.29: Forma modal do 4º modo do modelo unifilar.

IV.6 INTERAÇÃO VEÍCULO ESTRUTURA

Nesta seção apresenta-se respostas típicas em função da posição do eixo dianteiro do veículo, devido a este formato permitir a comparação entre as respostas para diferentes velocidades. Foram considerados casos onde o veículo de três eixos trafega no centro da faixa de rolamento da ponte com diferentes velocidades (20, 40, e 80 km/h), e ainda foi analisado, para o veículo a 80km/h, a presença da rugosidade do pavimento com perfis classificados como bom e mau estado conforme valor de IRI (Tabela II.3), admitindo-se a existência de ressaltos na cabeceira da ponte.

- Correlações para variação de velocidades:

As Figuras IV.30 a IV.32 ilustram as correlações entre os métodos estudados em termos de deslocamento no meio do vão da longarina, que fica abaixo da faixa onde trafega o veículo, para as velocidades de 20 km/h, 40 km/h e 80 km/h respectivamente, sem a presença do pavimento. Na Tabela IV.13 encontra-se um resumo dos valores das amplitudes de deslocamentos máximos para cada modelo.

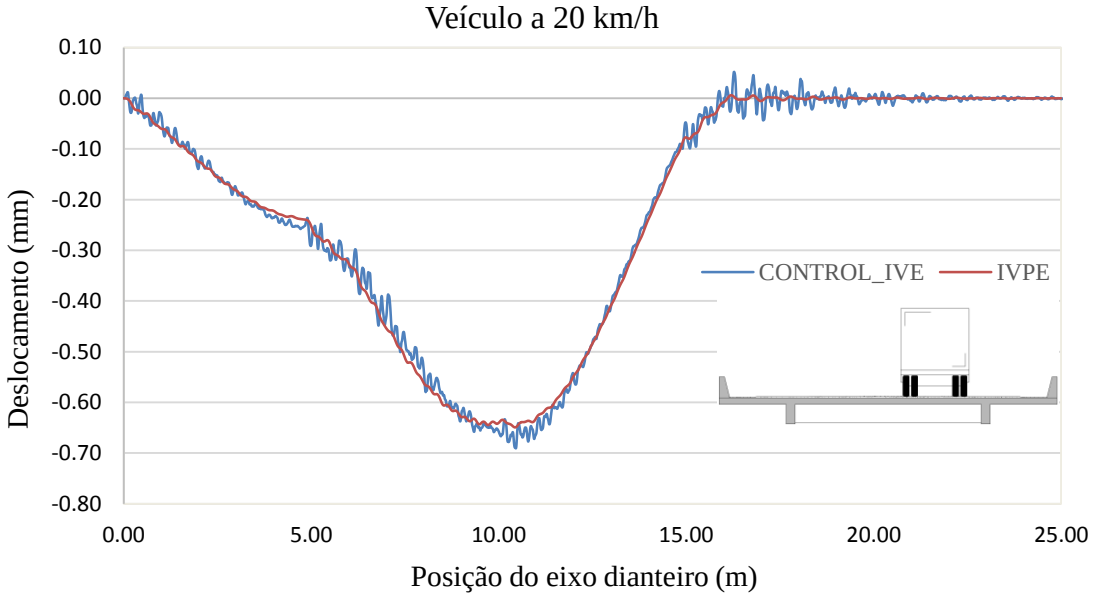


Figura IV.30: Correlação dos deslocamentos no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 20 km/h.

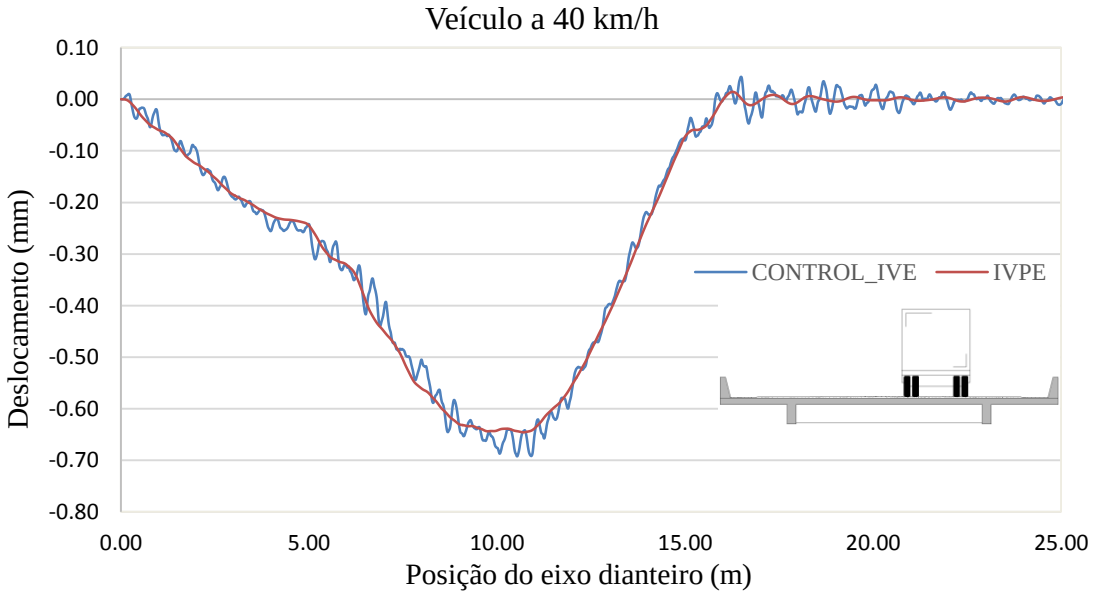


Figura IV.31: Correlação dos deslocamentos no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 40 km/h.

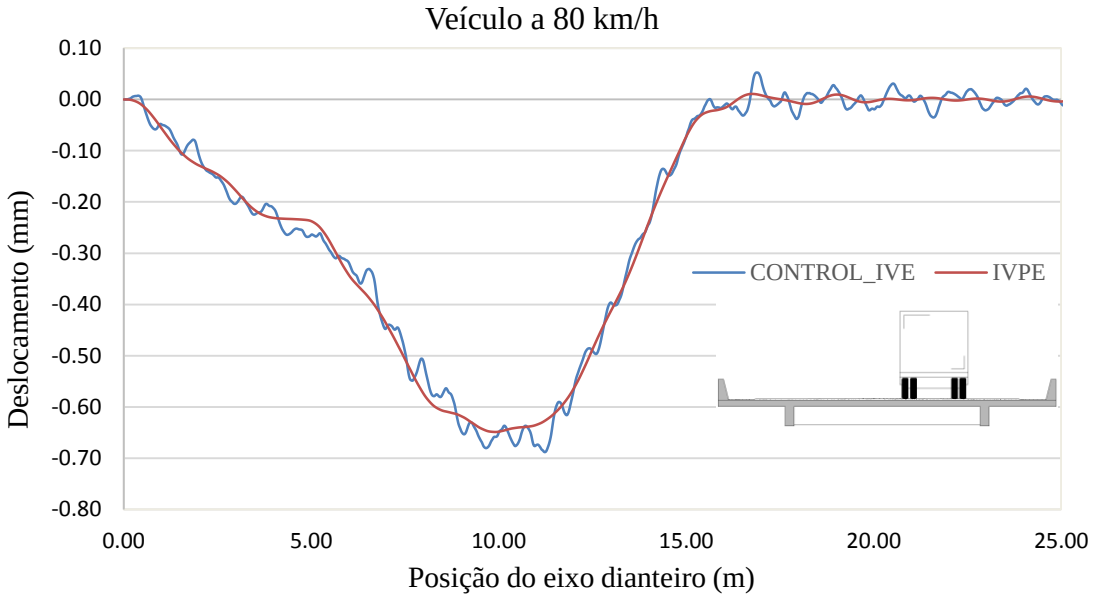


Figura IV.32: Correlação dos deslocamentos no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h.

Tabela IV. 13: Comparação das amplitudes de deslocamentos máximos da longarina, durante a passagem do veículo 3C com diferentes velocidades.

Velocidade (km/h)	Amplitude máxima (mm)		ERRO (%)
	CONTROL-IVE	IVPE	
20	-0,691	-0,649	5,80
40	-0,692	-0,646	6,65
60	-0,688	-0,649	5,67

- Correlações para variação de rugosidade e ressalto:

Nestas análises considerou-se o veículo trafegando sobre o centro da faixa de rolamento da ponte com a velocidade de 80 km/h e as respostas foram observadas em termos de deslocamento para o meio do vão da longarina abaixo da faixa. Na Figura IV.33 apresenta-se os resultados para ponte com pavimento em bom estado, e conforme item II.4.2 o valor de $\bar{\alpha}$ foi adotado igual a 0,5($\times 10^{-6} m^2$/(m/ciclo)) e β igual 2,03. Observa-se na Figura IV.34 a grande alteração na resposta devido à presença de um ressalto de 30mm e o pavimento asfáltico (β = 2,03) em mau estado de conservação ($\bar{\alpha}$ = 1,50,5($\times 10^{-6} m^2$/(m/ciclo))). Na Tabela IV.14 encontra-se um resumo dos valores das amplitudes de deslocamentos máximos para cada modelo.

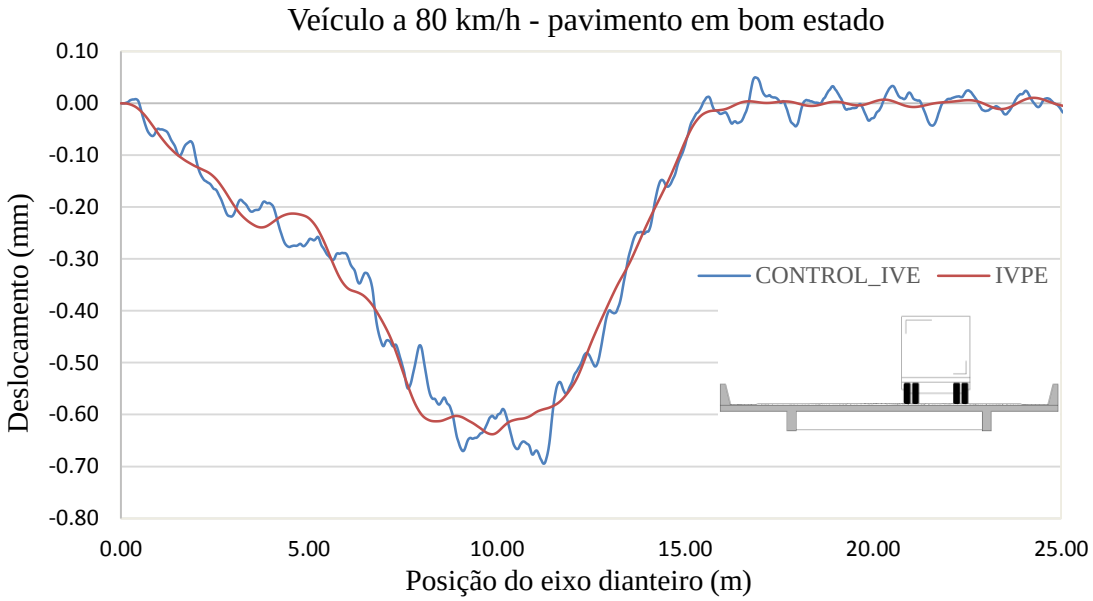


Figura IV.33: Correlação dos deslocamentos no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em bom estado.

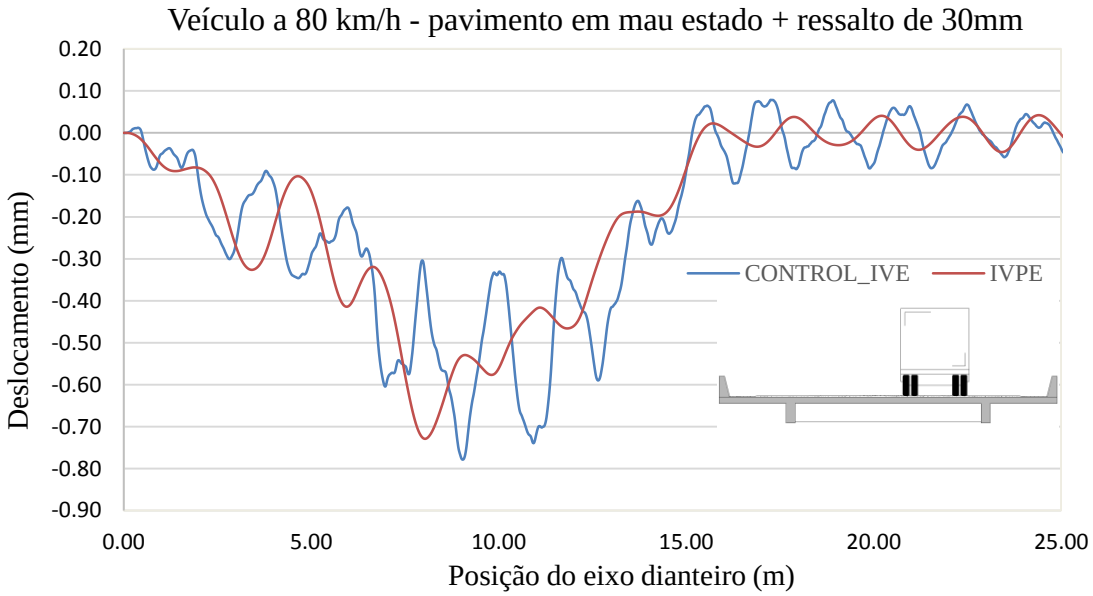


Figura IV.34: Correlação dos deslocamentos no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em mau estado com ressalto de 30mm na cabeceira da ponte.

Tabela IV. 14: Comparação das amplitudes de deslocamentos máximos da longarina, durante a passagem do veículo 3C a 80km/h com variação de rugosidade.

Condição do pavimento	Amplitude máxima (mm)		ERRO (%)
	CONTROL-IVE	IVPE	
Bom	-0,695	-0,638	8,63
Mau + ressalto	-0,779	-0,729	6,41

Pode-se observar, através das Figura IV.35 a IV.38, os gráficos de flutuações das respostas dinâmica em torno da estática, para cada programa, dos casos analisados neste item.

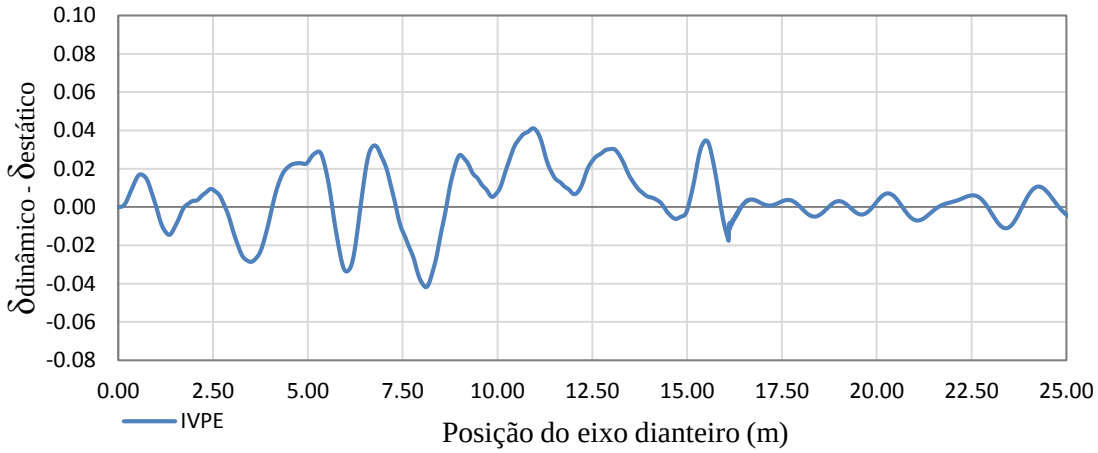


Figura IV.35: Flutuações da resposta dinâmica, apresentada pelo IVPE, em torno da estática no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em bom estado.

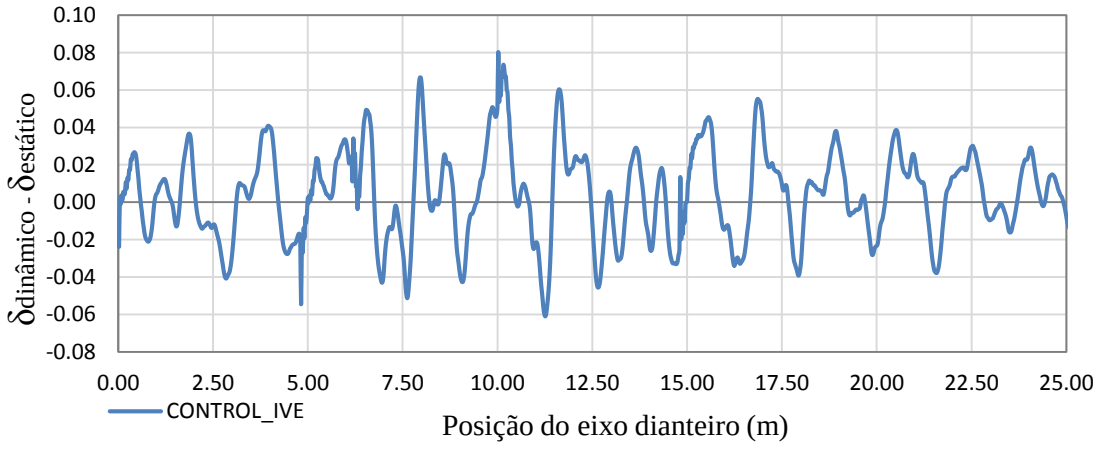


Figura IV.36: Flutuações da resposta dinâmica, apresentada pelo CONTROL-IVE, em torno da estática no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em bom estado.

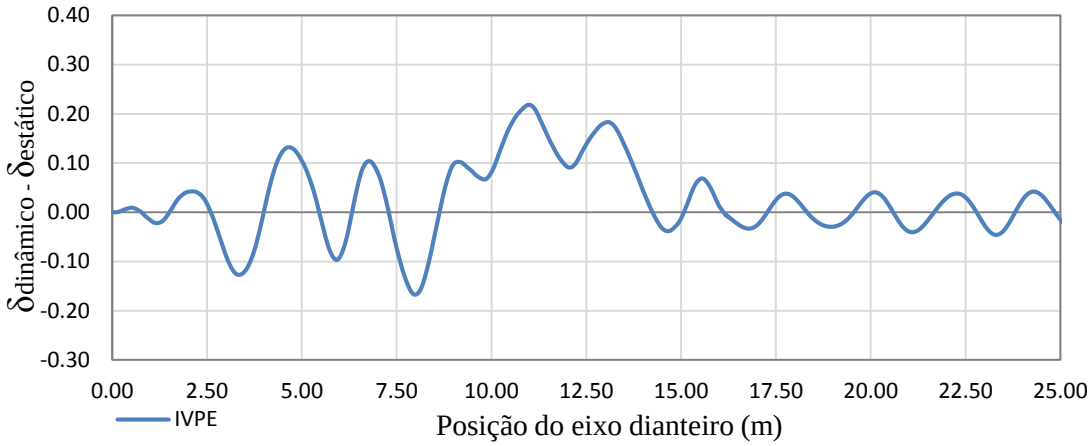


Figura IV.37: Flutuações da resposta dinâmica, apresentada pelo IVPE, em torno da estática no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em mau estado com ressalto de 30mm na cabeceira da ponte.

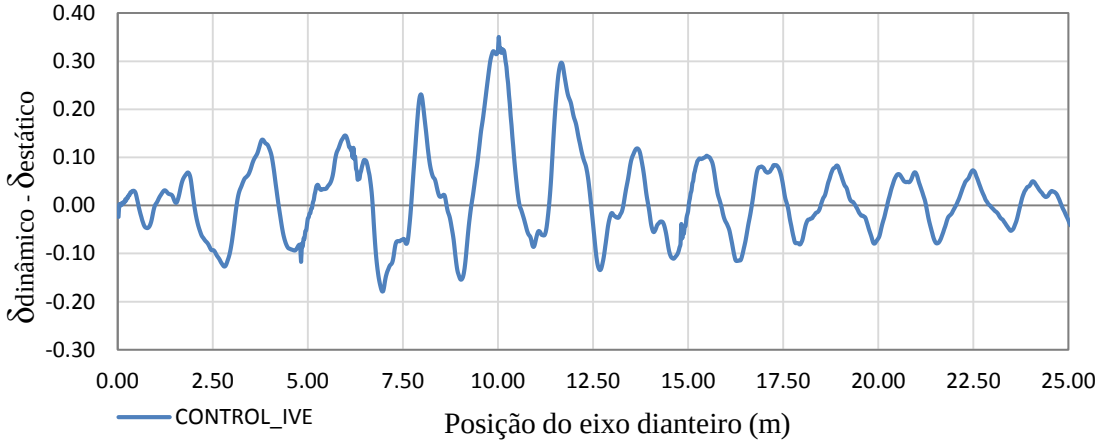


Figura IV.38: Flutuações da resposta dinâmica, apresentada pelo CONTROL-IVE, em torno da estática no meio do vão da longarina para veículo trafegando a 80 km/h sobre pavimento em mau estado com ressalto de 30mm na cabeceira da ponte.

- Análise dos resultados das correlações:

As respostas do IVPE apresentam oscilações em torno da resposta quase-estática apenas na frequência do 1º modo (flexão vertical) enquanto a resposta do programa CONTROL-IVE exibe oscilações em várias frequências além desta, associadas a modos de flexão transversal das lajes (principalmente aquela em balanço), as quais não podem ser representadas pelo modelo unifilar. Mesmo assim os valores máximos das respostas das duas modelagens são bastante similares.

V. CASO EXEMPLO 2: VIADUTO SANTOS DIAS

V.1 INTRODUÇÃO

O comportamento dinâmico do Viaduto Santos Dias, localizado na Av. Edson Passos, Alto da Boa Vista, Rio de Janeiro-RJ, foi avaliado experimental e analiticamente por SANTOS (2013). O trabalho apresentou uma metodologia de retro-análise para estruturas de pontes existentes em pleno serviço cujos desenhos de projeto não estão disponíveis. O viaduto foi utilizado para demonstrar a aplicação prática, discutir e avaliar os aspectos mais relevantes das principais etapas dessa metodologia (identificação estrutural, prova de carga estática e dinâmica e correlação dos resultados teóricos e experimentais) na reabilitação da ponte e no melhoramento do comportamento estrutural.

Os resultados teóricos em termos de deslocamento dinâmico apresentados por SANTOS (2013), foram obtidos por meio de modelos numéricos-computacionais desenvolvidos pelo método MEF-3D de casca, utilizando o programa CONTROL-IVE.

Neste capítulo, foram utilizados os dados e resultados da avaliação experimental e teórica (MEF-3D) do comportamento dinâmico do viaduto, sob a passagem do veículo de prova (3C) a 6,2 km/h, para comparação com os resultados obtidos através das análises feitas com do modelo analítico-numérico unifilar, utilizando o programa IVPE-v4.

V.2 DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

A superestrutura do Viaduto Santos Dias é do tipo multicelular em concreto armado, composta por seis longarinas associadas as lajes do tabuleiro e de fundo (Figura V.1). Quanto a configuração longitudinal, seu tabuleiro possui extensão total de 60,0 metros, sendo constituído por um vão central de 36,0 metros e dois vãos extremos em balanço com 12,00 metros. Possui ainda três transversinas no vão central, além das transversinas sobre os apoios e das travessas de fechamento nas extremidades dos balanços. A Figura V.1 ilustra a seção transversal no meio do vão central e um corte no plano horizontal da estrutura do viaduto, indicando as dimensões geométricas.

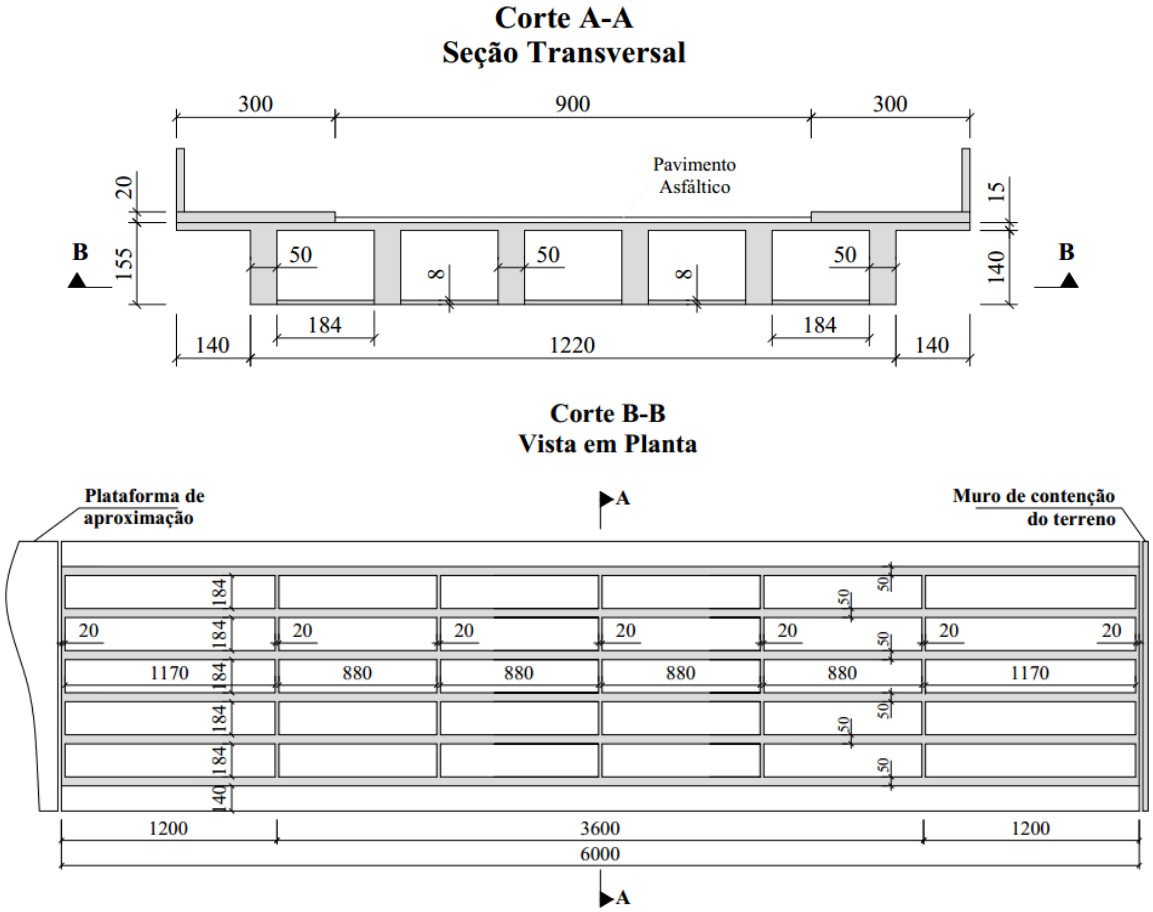


Figura V. 1: Seção transversal e corte no plano horizontal do Viaduto Santos Dias (unidades em cm).

Para identificação dos sentidos de tráfego do viaduto, foi denominado, conforme Figura V.2, “Lado Tijuca” a extremidade do vão em balanço que encontra uma plataforma de aproximação construída sobre pilares esbeltos e “Lado Barra” a extremidade do vão em balanço que encontra um muro de contenção (ver corte horizontal da Figura V.1).

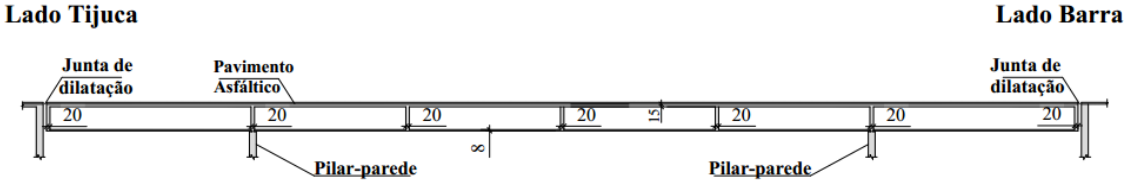


Figura V. 2: Vista em elevação do Viaduto Santos Dias (unidades em cm).

A superestrutura do viaduto se apoia sobre pilares paredes, como pode ser visto na Figura V.2, através de apoios do tipo Freyssinet com articulação plástica.

Os valores adotados como módulo de elasticidade secante do concreto foram calculados segundo a NBR 6118 (2007), em função dos valores estimados para resistência à compressão do concreto existente. A Tabela V.1 apresenta as propriedades físicas adotados para os elementos estruturais.

Tabela V. 1: Propriedades físicas dos elementos estruturais do Viaduto Santos Dias.

Elemento Estrutural	Resistência à Compressão (Mpa)	Módulo de Elasticidade (kN/m)	Coeficiente de Poisson
Laje do Tabuleiro	28,5	$2{,}5411\times10^{7}$	0,20
Longarinas	26,1	$2{,}4318\times10^{7}$	
Transversinas			

V.3 DESCRIÇÃO DO VEÍCULO

O veículo utilizado para prova de carga dinâmica é um caminhão de três eixos modelo VOLVO VM 260 (Figura V.3) com comprimento de carroceria de aproximadamente 7,70 m e 2,60 m de largura. As demais dimensões geométricas características do caminhão são indicadas na Tabela V.2, de acordo com o esquema apresentado na Figura V.4.

Figura V. 3: Caminhão de três eixos utilizados nas provas de carga (SANTOS, 2013).

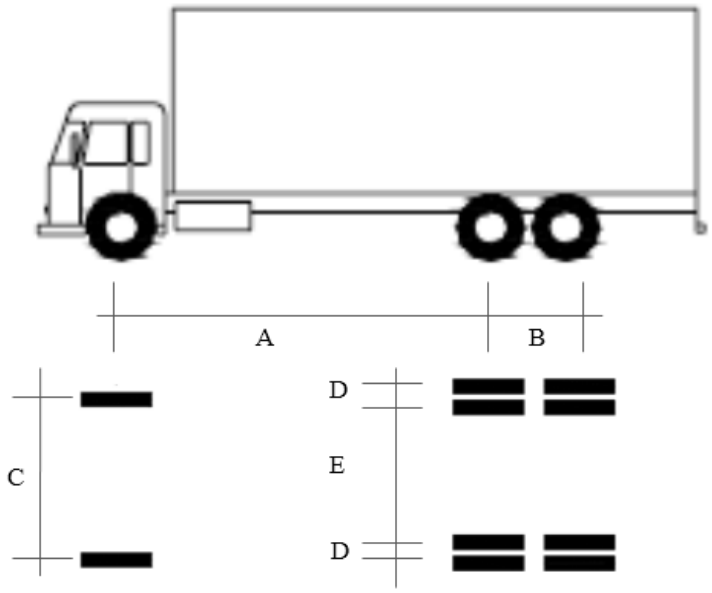


Figura V. 4: Desenho esquemático do caminhão de três eixos (SANTOS, 2013).

.

Tabela V. 2: Parâmetros geométricos característicos do veículo de três eixos utilizado na prova de carga (SANTOS, 2013).

Veículo	Dimensões (m)				
3 eixos	A	B	C	D	E
	3,80	1,20	2,35	0,27	1,81

Segundo as especificações técnicas do fabricante, os dois eixos traseiros recebem aproximadamente o triplo da carga que é transferida ao eixo dianteiro. As molas da suspensão dianteira são do tipo parabólica; enquanto as da suspensão traseira são do tipo semielíptica convencional, ambas compostas por várias lâminas sobrepostas.

O peso total do veículo de três eixos utilizado nas provas de carga foi 327,5 kN. As características dinâmicas foram calculadas por SANTOS (2013), conforme especificações técnicas e peso total do veículo; os valores dos parâmetros, referentes a cada eixo do veículo, são apresentados na Tabela V.3.

Tabela V. 3: Parâmetros (por eixo) do veículo de três eixos com massa total de 32,75 t utilizado nas provas de carga do Viaduto Santos Dias (SANTOS, 2013).

Parâmetro	Eixo	Valores para o Veículo de Prova
$m_{p,i}$	Dianteiro	0,635 t
$m_{p,i}$	Traseiro	1,066 t
$c_{p,i}$	Dianteiro	2,0 kNs/m
$c_{p,i}$	Traseiro	4,0 kNs/m
$k_{p,i}$	Dianteiro	1680 kN/m
$k_{p,i}$	Traseiro	3360 kN/m
$c_{v,i}$	Dianteiro	12,40 kNs/m
$c_{v,i}$	Traseiro	24,8 kNs/m
$k_{v,i}$	Dianteiro	800 kN/m
$k_{v,i}$	Traseiro	2000 kN/m
$m_{v,i}$	Dianteiro	7,565 t
$m_{v,i}$	Traseiro	11,209 t
d_1	Dianteiro	3,30m
d_2	Traseiro	0,50m
d_3	Traseiro	1,70m

V.4 MODELO ESTRUTURAL MEF-3D

O modelo de superestrutura de Viaduto Santos Dias (SANTOS, 2013) com 4.219 nós é composto por 4.640 elementos planos de casca, formando as lajes do tabuleiro e de fundo, seis longarinas, cinco transversinas e 2 vigas de fechamento, conforme mostrado na Figura V.5.

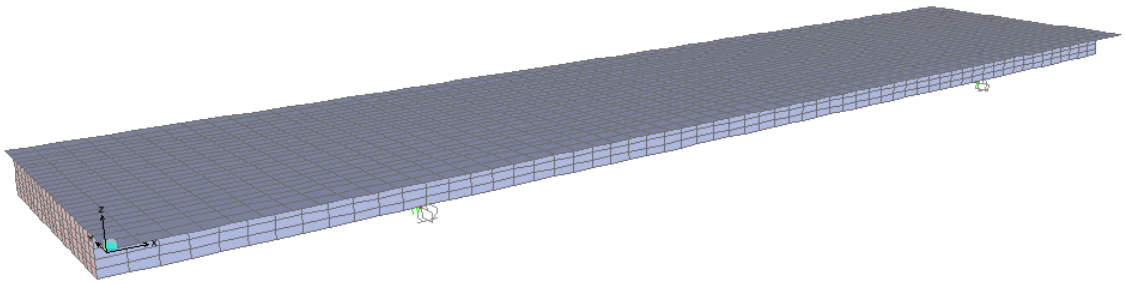


Figura V. 5: Modelo MEF-3D de casca do Viaduto Santos Dias.

As dimensões dos elementos estruturais foram modelados de acordo com os desenhos apresentados na Figura V.1 e suas propriedades físicas foram adotados conforme descrito no item V.2. Para considerar as massas do pavimento asfáltico e do

passeio foram calculadas massas específicas equivalentes para cada elemento, conforme mostrado na Tabela V.4.

Tabela V. 4: Massa específica equivalente dos elementos estruturais do Viaduto Santos Dias.

Elemento Estrutural	Massa Específica (t/m^3)
Laje do tabuleiro sob pavimento asfáltico	4,10
Laje do tabuleiro sob passeio	5,83
Laje de fundo	2,50
Longarinas	
Transversinas	
Vigas de fechamento	

Como condições de contorno nos apoios, a rigidez lateral (na direção do eixo do viaduto) dos pilares-parede e a rigidez à rotação das articulações Freyssinet foram adotadas iguais a $1{,}715 \times 10^5 kN/m$ e $2{,}785 \times 10^6 kNm/rad$, respectivamente. Os demais graus de liberdade dos apoios foram impedidos.

Foi utilizado a taxa de amortecimento do primeiro modo de vibração medido experimentalmente (SANTOS, 2013). Onde, para o tráfego do veículo a 6,2km/h na faixa sentido Barra, tem-se 4,60% de taxa de amortecimento para a frequência de 1,76 Hz. O coeficiente de proporcionalidade em relação à massa para cálculo da matriz de amortecimento foi obtido de acordo com a equação (V.1).

$$a_0 = 2\xi\omega = 1{,}0174 \qquad \text{(V. 1)}$$

V.5 MODELO DE GRELHA

SANTOS (2013) apresentou um modelo denominado MEF – 3D Grelha, utilizado para correlação entre os resultados teóricos e experimentais para cargas estáticas. As características deste modelo foram adotadas, nesta pesquisa, para constituir o modelo unifilar correspondente, a ser analisado com o programa IVPE-v4.

O modelo em grelha é formado por elementos finitos de barra, conforme Figura V.6. Os elementos estruturais laje do tabuleiro + longarina + laje inferior são considerados

conjuntamente pelos elementos de barra 3D com seção transversal do tipo I (Figura V.7). As larguras efetivas foram calculadas de acordo com a NBR 6118 (2007). Foram ainda, colocados travejamentos horizontais diagonais, para devida distribuição das cargas, considerada a correta excentricidade dos apoios em relação ao centro de gravidade das longarinas, e também foram inseridos travejamentos diagonais no plano vertical das transversinas nos apoios. A Tabela V.5 fornece as propriedades geométricas dos componentes estruturais adotados ao modelo de grelha.

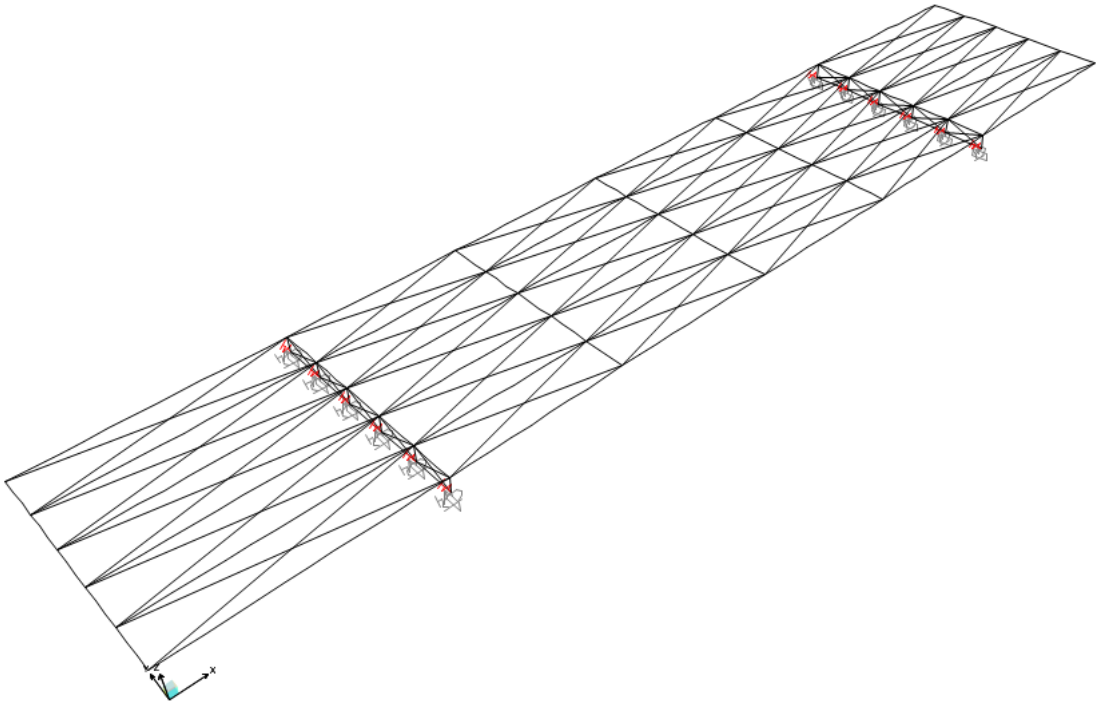
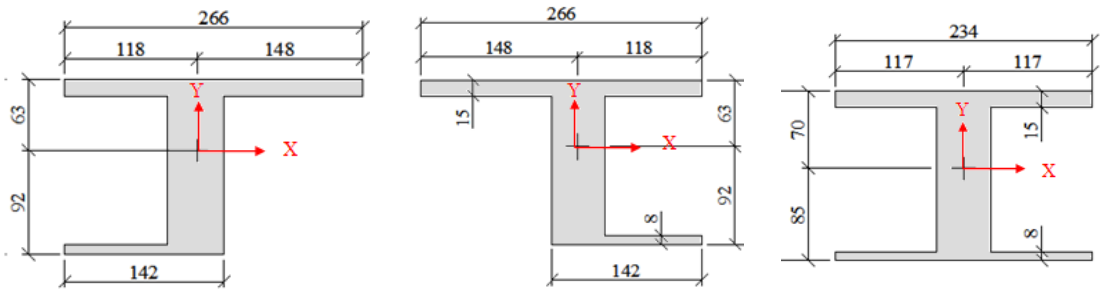


Figura V. 6: Modelo de grelha do Viaduto Santos Dias.



(a) (b) (c)

Figura V. 7: Seções transversais dos elementos de barra utilizados no modelo de Grelha: (a) e (b) elementos das extremidades; (c) elementos internos (SANTOS, 2013).

Tabela V. 5: Propriedades geométricas dos componentes estruturais do modelo de grelha do Viaduto Santos Dias.

Elemento estrutural	A (m^2)	Ix (m^4)	Iz (m^4)	J (m^4)
Longarinas extremas	1,1726	0,3289	0,3022	0,0547
Longarinas internas	1,1982	0,3645	0,2593	0,0546

Como condições de contorno nos apoios, todos os graus de liberdade relativos entre a superestrutura e os pilares foram restringidos com exceção dos deslocamentos longitudinais e das rotações em torno do eixo transversal ao eixo do viaduto, para levar em conta as articulações do tipo Freyssinet e a flexibilidade dos pilares-parede. Assim como foi calculado para o modelo MEF 3D de casca, considerou-se inicialmente $K_x = 1{,}715 \times 10^5$ kN/m e $K_\theta = 2{,}785 \times 10^6$ kNm/rad. Contudo, outros ajustes foram feitos resultando em um valor igual a $K_\theta = 1{,}500 \times 10^5$kNm/rad (SANTOS, 2013).

Para fins de análise dinâmica além da inclusão das massas dos componentes estruturais, foram calculadas e adicionadas ao modelo as massas equivalentes do pavimento asfáltico com cerca de 0,10 metros de espessura, e dos dois passeios, com aproximadamente 3,0 metros de largura cada e 0,20 metros de espessura. Para isto, foram aplicadas nas quatro longarinas internas uma massa linear com valor igual a 0,585 t/m e nas duas longarinas extremas 1,5 t/m.

V.5.1 ANALISE MODAL

Na Tabela V.6 são apresentadas as frequências naturais de vibração da estrutura do modelo de grelha e comparadas aos valores obtidos experimentalmente e teoricamente pelo modelo MEF-3D de casca.

Tabela V.6: Comparação das frequências naturais de vibração obtidas experimentalmente e teoricamente (Modelo MEF-3D de casca e Grelha).

Modo de Vibração	Experimental	Teórico (MEF-3D de casca)		Teórico (Grelha)	
	Frequência (Hz ± 0,1Hz)	Frequência (Hz ± 0,1Hz)	Erro (%)	Frequência (Hz ± 0,1Hz)	Erro (%)
1º de flexão vertical	1,76	1,66	5,7	1,67	5,4
2º de flexão vertical	4,10	3,22	21,5	3,07	33,5
3º de flexão vertical	-	4,98	-	4,57	-
1º de flexo-torção	-	5,37	-	4,88	-

Os valores experimentais referem-se ao teste de passagem do veículo de prova a 6,2 km/h na faixa sentido Barra. Os sinais de aceleração obtidos para a estrutura em vibração livre após o veículo sair da ponte foram utilizados para determinação das frequências e taxas de amortecimento em SANTOS (2013).

Na Tabela V.6 observa-se a boa correlação teórico-experimental para o primeiro modo de flexão vertical, tanto do modelo MEF-3D quanto do modelo de grelha. Para o segundo modo os resultados não estão tão bons mais ainda satisfatórios. Vê-se também nesta tabela que o modelo de grelha tem comportamento similar ao do modelo MEF-3D.

V.6 MODELO UNIFILAR

O modelo unifilar da estrutura foi construído a partir do modelo de grelha (Figura V.6), conforme a metodologia do item II.4.2. As frequências naturais, modo de vibração e massas modais obtidas deste modelo espacial constituem-se nos dados para o modelo unifilar correspondente, a ser analisado sob a ação da passagem do veículo 3C.

Para montar os autovetores normalizados e calcular as massas modais do modelo unifilar, foram consideradas as formas modais das vigas extremas. Foram utilizados os três primeiros modos de flexão vertical e os três primeiros modos de torção do modelo de grelha, com os dados da Tabela V.7. Nas Figuras V.8 a V.14 são ilustradas as formas modais normalizadas dos modos utilizados no modelo numérico unifilar.

Tabela V.7: Dados modais utilizados para modelo unifilar do Viaduto Santos Dias.

Modo	Descrição	Frequência (Hz)	M_F(t) / M_T(tm^2)
1º	Flexão	1,67	509,83
2º	Flexão	3,07	210,42
3º	Flexão	4,58	280,37
4º	Torção	4,88	6309,30
5º	Torção	7,27	2306,05
6º	Torção	7,68	2073,80

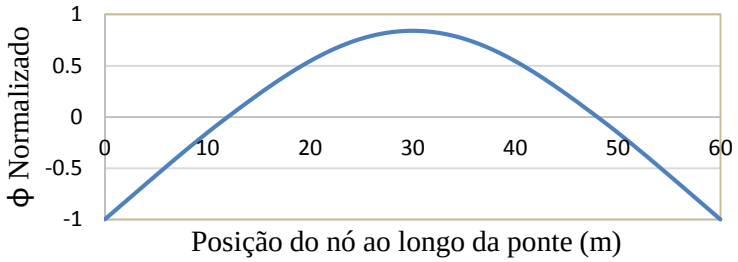


Figura V. 8: Forma modal do 1º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias.

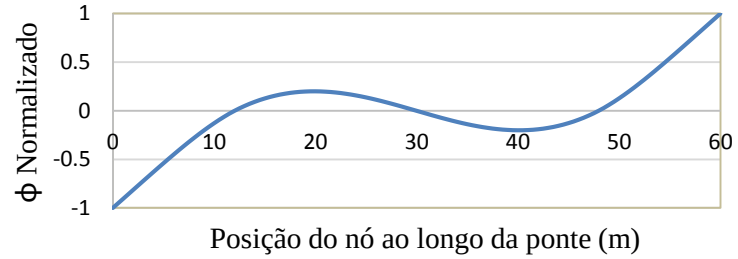


Figura V. 9: Forma modal do 2º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias.

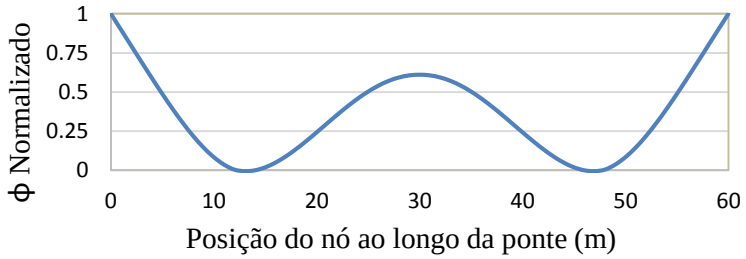


Figura V. 10: Forma modal do 3º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias.

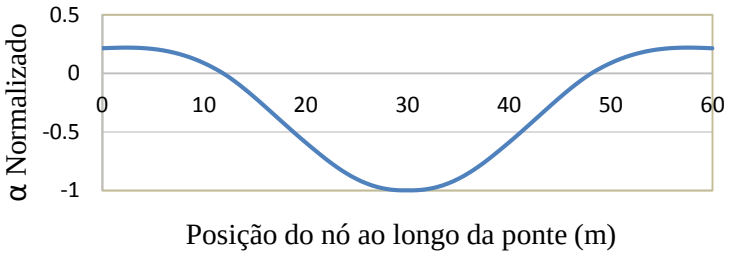


Figura V. 11: Forma modal do 4º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias.

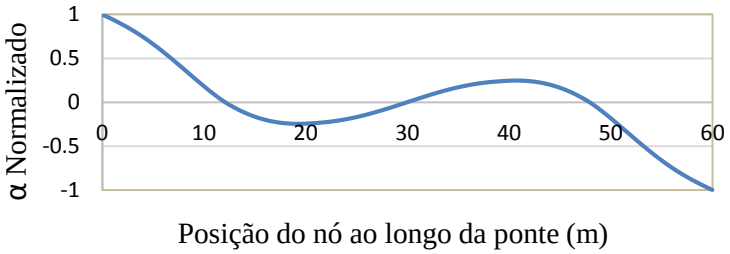


Figura V. 12: Forma modal do 5º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias.

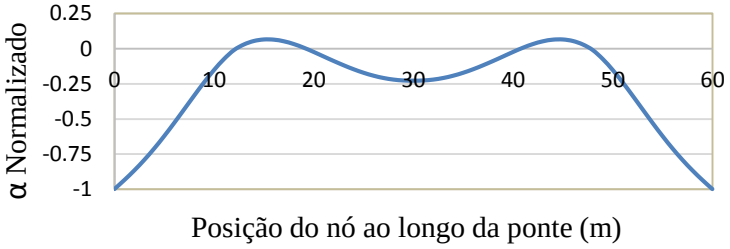


Figura V. 13: Forma modal do 6º modo do modelo unifilar do Viaduto Santos Dias.

V.7 CORRELAÇÃO DOS RESULTADOS TEÓRICOS E EXPERIMENTAIS NO DOMÍNIO DO TEMPO

A correlação no domínio do tempo foi feita para amplitudes verticais, no meio do vão central (FL3) e na entrada do vão em balanço (FL6), de uma das longarinas extremas. Com o veículo de prova trafegando a uma velocidade de 6,2km/h na faixa sentido Barra, conforme indicado na Figura V.14.

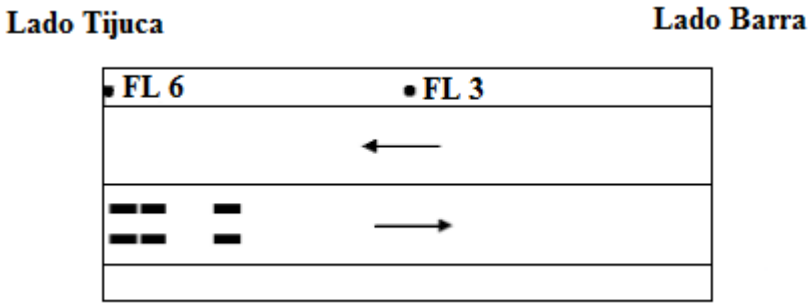


Figura V. 14: Pontos de observação do deslocamento (FL3, FL6) durante a passagem do veículo no sentido Barra, adaptado de SANTOS (2013).

V.7.1 RESPOSTAS NO DOMÍNIO DO TEMPO

As Figuras V.15 e V.16 apresentam as comparações dos deslocamentos verticais experimentais e teóricos (CONTROL-IVE e IVPE) ao longo do tempo para os pontos FL3 e FL6, respectivamente.

Nas Tabelas V.8 e V.9 são feitos os resumos das amplitudes de deslocamento dinâmicos máximos ou mínimos para três intervalo de tempo em função da posição do veículo: entrada do veículo no viaduto, veículo no meio do vão central e saída do veículo do viaduto.

Tabela V.8: Comparação das amplitudes de deslocamentos dinâmicos teóricos e experimentais do ponto FL3, obtidos durante a passagem do veículo de prova a 6,2km/h na faixa sentido Barra.

Posição do Veículo	Experimental	Teórico (CONTROL-IVE)		Teórico (IVPE)	
	Amplitude (mm)	Amplitude (mm)	Erro (%)	Amplitude (mm)	Erro (%)
Entrada	4,56	4,99	8,6	5,40	15.5
Meio do Vão	-3,86	-3,57	7,5	-3,76	2,5
Saída	3,11	2,75	11,6	3,01	3,1

Tabela V.9: Comparação das amplitudes de deslocamentos dinâmicos teóricos e experimentais do ponto FL6, obtidos durante a passagem do veículo de prova a 6,2km/h na faixa sentido Barra.

Posição do Veículo	Experimental	Teórico (CONTROL-IVE)		Teórico (IVPE)	
	Amplitude (mm)	Amplitude (mm)	Erro (%)	Amplitude (mm)	Erro (%)
Entrada	-8,80	-9,40	6,4	-10,86	19,0
Meio do Vão	4,33	3,81	12,0	4,16	3,8
Saída	-2,99	-2,27	24,1	-2,93	1,9

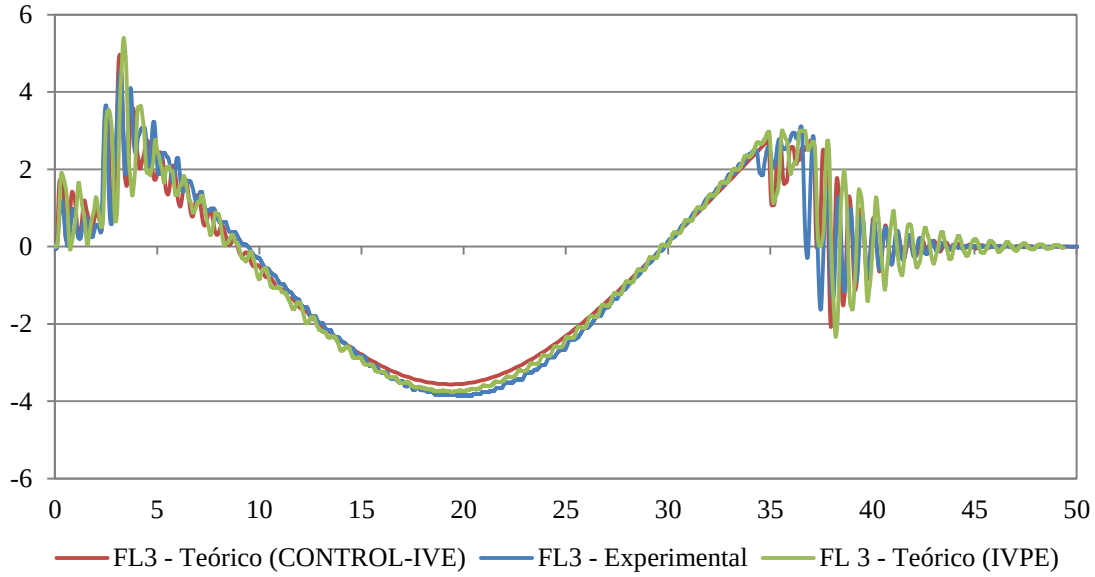
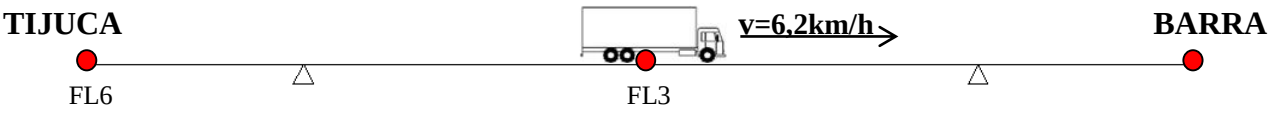


Figura V. 15: Correlação dos deslocamentos verticais (mm) ao longo do tempo (s) obtidos experimentalmente e teoricamente (CONTROL-IVE e IVPE) para o ponto FL3, com a passagem do veículo de prova a 6,2km/h na faixa sentido Barra.



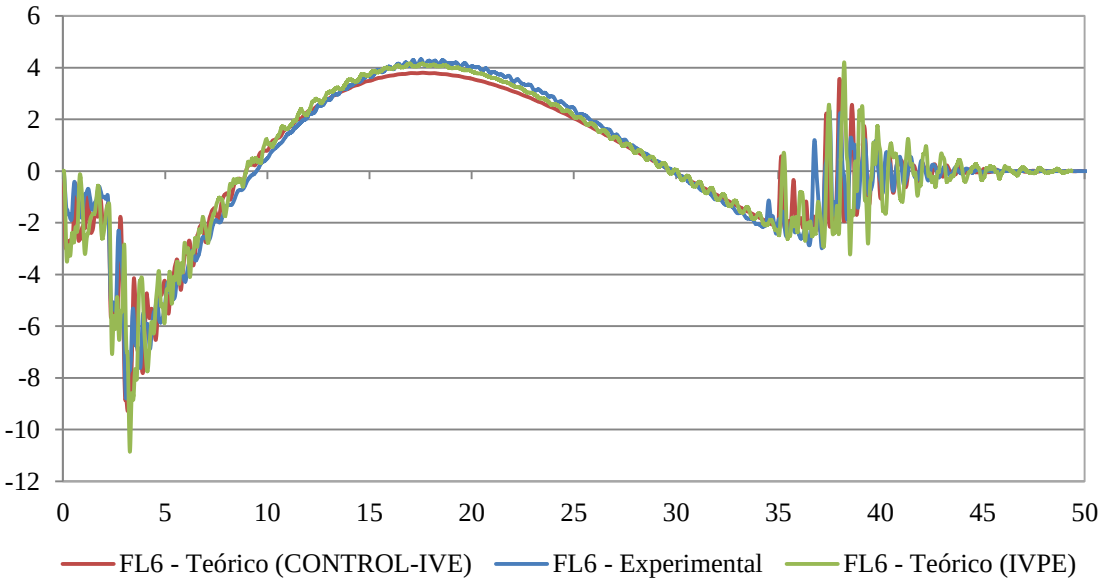


Figura V. 16: Correlação dos deslocamentos verticais (mm) ao longo do tempo (s) obtidos experimentalmente e teoricamente (CONTROL-IVE e IVPE) para o ponto FL6, com a passagem do veículo de prova a 6,2km/h na faixa sentido Barra.

V.7.2 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A correlação dos resultados teóricos (CONTROL-IVE e IVPE-v4) com a prova de carga dinâmica mostrou que ambos os métodos (MEF-3D e Unifilar) apresentaram resultados satisfatórios. Como pode ser verificado nas Tabela V.8 e V.9 a passagem do veículo no programa IVPE resultou em erros menores em relação ao experimental quando observados o meio do vão central e a saída do viaduto, já na entrada do balanço essa relação foi invertida. Mesmo apresentando erros maiores na entrada do viaduto, o modelo unifilar mostrou-se bastante satisfatório para fins prático de projeto.

VI. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

VI.1 CONCLUSÕES GERAIS DOS RESULTADOS

O presente trabalho de pesquisa apresentou a comparação de resultados obtidos através de dois modelos analítico-numéricos para interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura. Um em que se utiliza uma modelagem simplificada, onde a estrutura é representada por um modelo numérico unifilar e a solução é modal e outro em que o tabuleiro é modelado em elementos finitos de casca sendo a solução efetuada em coordenadas nodais, resultando assim em uma modelagem completa.

O estudo buscou estabelecer as condições para as quais a solução com o modelo unifilar pode ser adotada como representativa da modelagem mais completa. Sabendo que o modelo simplificado é, naturalmente, mais eficiente em termos de tempo de processamento e ainda possibilita a obtenção de forma direta dos esforços seccionais nas longarinas e transversinas.

A comparação foi efetuada a partir dos resultados obtidos para as modelagens de uma ponte em concreto armado com duas longarinas sob a passagem de um veículo típico submetido a diferentes condições de pavimento, velocidade e possibilidade de ressalto na entrada da estrutura. Em função das características da ponte, como por exemplo grandes lajes em balanço, o modelo unifilar da estrutura não representou os modos de flexão transversal presentes no modelo de casca. Mesmo assim, verificou-se que o modelo unifilar representou bem o comportamento do modelo completo em termos de deslocamento máximo. Entretanto, a boa correlação entre as metodologias depende da devida calibração do modelo de grelha em termos da propriedades de rigidez e massa da estrutura com relação ao modelo em elemento de casca.

A aplicação do modelo unifilar ao estudo realizado por SANTOS (2013) em uma ponte urbana ajudou a complementar o objetivo deste trabalho. Concluiu-se que para fins práticos, na estrutura analisada, os resultados do programa utilizado para modelagem unifilar (IVPE-v4) são bastantes satisfatórios. Mostrando, assim, a eficiência da análise teórica na interação dinâmica veículo-pavimento-estrutura.

Deve-se observar e ressaltar que os dois tipos de superestrutura de pontes selecionados para análise são de grande complexidade e, portanto, se constituem em testes muito importantes para validação da modelagem unifilar. Deve-se observar e ressaltar também que esta modelagem tem aplicação direta a pontes em viga celular (ou caixão) de eixo reto, curvo e, especialmente, as esconsas, permitindo o cálculo direto de deslocamentos e esforços seccionais.

VI.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Os resultados alcançados para as duas modelagens apresentadas foram satisfatórios, no que diz respeito ao objetivo proposto no presente trabalho. Entretanto, admite-se que novas análises possam vir a contribuir para o refinamento das conclusões apresentadas, desta forma seguem as seguintes sugestões de estudos:

- Utilização de tipos variados de veículo, como por exemplo o veículo de carga do tipo semi-reboque, que está cada vez mais presente nas rodovias brasileiras;
- Aumento no número de veículos transitando na ponte durante a análise dinâmica, representando assim de forma mais realística o tráfego de veículos.
- Novas configurações estruturais de pontes, para complementar as condições para as quais a solução com o modelo unifilar pode ser adotada como representativa da modelagem mais completa, como por exemplo o caso de ponte esconsa e pontes mistas (aço e concreto).

Cabe ainda, estender o estudo aqui apresentado para análises com resultados em termos de esforços, já que estes são os principais parâmetros utilizados no dimensionamento do projeto estrutural.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, 2013, NBR 7188 - *Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT, 2003, NBR 7187 – *Projeto de Pontes de Concreto Armado e de Concreto Protendido - Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT, 2007, NBR 6118 – *Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento.* Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

BARBOSA, F. S., 2000, *Modelagem Computacional de Estruturas com Camadas Viscoelásticas Amortecedoras.* Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BATHE, K. J., 1996, *Finite Element Procedures.* New Jersey, Prentice Hall.

BATTISTA, R. C., CORREA, W., L., SANTOS, C. A. N., et al., 2012, "*Avaliação Estrutural do Viaduto Santos Dias – Relatório Técnico*". CL-643/11-RT02, Controllato – Projeto, Monitoração e Controle de Estruturas, Rio de Janeiro, RJ.

CLOUGH, R. W., PENZIEN, J., 1995, *Dynamics of Structures*. 2 ed. USA, Computers and Structures, Inc.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2004. *Manual de Inspeção de Pontes Rodoviárias.* 2 ed. IPR Publ. 709, Rio de Janeiro, Brasil.

FERREIRA, V. T., 1999, *Modelo Simplificado para a Análise Dinâmica de Estruturas Mistas de Pontes.* Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GILLESPIE, T. D., KARAMIHAS S. M., CEBON, D., SAYERS, M. W., NASIM, M. A., HANSEN W., EHSAN, N., 1992, *Effects of Heavy Vehicle Characteristics on Pavement Response and Performance,* The University of Michigan Transportation Research Institute, UMTRI 92-2.

HONDA, H., KAJIKAWA, Y., KOBORI, T., 1982, *Spectra of Road Srface Roughness on Bridges.* Journal of the Structural Division, v. 108, ST 9, pp. 1956-66.

MELO, E. S., 2007, *Interação Dinâmica Veículo-Estrutura em Pequenas Pontes Rodoviárias.* Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MENDES, P. T. C., 2008, *Contribuições para um Modelo de Gestão de Pontes de Concreto Aplicado à Rede de Rodovias Brasileiras.* Tese de D.Sc., EPUSP, São Paulo, SP, Brasil.

MENDONÇA, R. F., 2009, *Geração de Dados para Modelo Dinâmico de Cargas Móveis em Pontes.* Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MOREIRA, T. V., 2002, *Análise da Sensibilidade Dinâmica de Edifícios com Estruturas Esbeltas.* Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

PFEIL, M. S., MENDONÇA, R. F., ROSSIGALI, C. E., BATTISTA, R. C., 2010, *Estudos Probabilísticos para Novo Modelos de Cargas Móveis para Pontes no Brasil*. III Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, Rio de Janeiro, RJ, Abril.

ROSSIGALI, C. E., 2006, *Estudos Probabilísticos para Modelos de Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias no Brasil*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ROSSIGALI, C. E., 2013, *Atualização do Modelos de Cargas Móveis para Pontes Rodoviárias de Pequenos Vãos no Brasil*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANTOS, E. F., 2007, *Análise e Redução de Vibrações em Pontes Rodoviárias.* Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANTOS, C. A. N., BATTISTA, R. C., CORREA, W. L., 2012, "Retro-análise Estrutural para Redução de Vibrações no Viaduto Santos Dias". In: *Anais do V Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas da ABPE*, Rio de Janeiro, RJ, junho.

SANTOS, C. A. N., 2013, *Retro-análise de Estrutura de Pontes por meio de Técnicas Teórico-Numérico-Experimental.* Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

VASCONCELOS, R. P., 2003, *Controle Dinâmico Estrutural Via Mecanismos Viscoelásticos.* Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

YANG, Y. B., LIN, B. H., 1995, *Vehicle-Bridge Interaction Analysis by Dynamic Condensation Method.* ASCE Journal of Structural Engineering, v. 121, nº 11, pp. 1636-1643.