ERIKA PINA SCHMIDT

METODOLOGIA PARA A ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES CURVAS SOB O EFEITO DE TRÁFEGO PESADO

São Paulo
2017

ERIKA PINA SCHMIDT

METODOLOGIA PARA A ANÁLISE DINÂMICA DE PONTES CURVAS SOB O EFEITO DE TRÁFEGO PESADO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo para obtenção do título de Mestre em Ciências.

Área de concentração: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Carlos Eduardo Nigro Mazzilli

São Paulo
2017

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

São Paulo,_____de_____de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catalogação-na-publicação

Schmidt, Erika Pina
Metodologia para a análise dinâmica de pontes curvas sob o efeito de tráfego pesado / E. P. Schmidt -- versão corr. -- São Paulo, 2017.
166 p.

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

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

À minha mãe por todo incentivo e apoio

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Dr. Carlos Eduardo Nigro Mazzilli, pela orientação, ensinamento, incentivo e amizade.

À Escola Politécnica, por me proporcionar conhecimento, espaço físico e as ferramentas necessárias para desenvolver este trabalho.

À minha família que sempre me apoiou, incentivou e me ajudou a superar as dificuldades.

À Prof. Dr. Cássia Silveira de Assis à Prof. Heloísa Cristina Fernandes Cordon e ao Prof. Januário Pellegrino Neto, que sempre me incentivaram e cujos ensinamentos e amizade trago até hoje.

À EGT Engenharia que forneceu o projeto do Ramo 900 do Complexo Anhanguera, objeto deste estudo.

Aos colegas e amigos da EGT Engenharia, que me disponibilizaram o tempo necessário para a realização deste trabalho.

À amiga Pollyana Gil Cunha Amaral, que sempre se dispôs a me ajudar.

Ao Prof. Guilherme Franzini pela ajuda e ensinamentos.

Aprender é o processo contínuo de questionar as respostas, e não responder às perguntas (Bruce Lee).

RESUMO

SCHMIDT, E.P. ***Metodologia para análise de pontes curvas sob o efeito de tráfego pesado***. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2016. 166pp.

Esse trabalho visa a estudar os efeitos dinâmicos provocados por um veículo classe 3C em uma ponte de concreto de seção unicelular, com curvatura em planta, por meio da modelagem do veículo, do pavimento, das forças de interação veículo-pavimento e da estrutura. Partiu-se do modelo do veículo com nove graus de liberdade, considerando o desacoplamento dos esforços longitudinais de interação dos esforços transversais (força de inércia centrífuga). Foram calculados os carregamentos provenientes do veículo modelado, primeiramente sobre tabuleiro rígido indeslocável, considerando as irregularidades geométricas apresentadas no pavimento, com perfis iguais ou distintos sobre cada linha de pneus. Estes carregamentos foram condensados estaticamente e aplicados em um modelo estrutural simplificado (‘unifilar’) de uma ponte em seção unicelular. Utilizou-se um método iterativo para a obtenção dos esforços de interação, até se alcançar a convergência. Ainda foram confrontados resultados para duas situações de tráfego, sendo a primeira para veículo isolado trafegando sobre a estrutura e a segunda para um comboio de veículos. Por fim, as respostas dinâmicas obtidas da interação veículo-estrutura do modelo foram comparadas com uma resposta quase-estática, para a obtenção dos coeficientes de amplificação dinâmica.

Palavras-chave: análise dinâmica, pontes rodoviárias, pontes curvas, tráfego pesado.

ABSTRACT

SCHMIDT, E.P. ***Methodology for dynamic analysis of curved bridges under the effect of heavy vehicle traffic.*** Dissertation (Master of Engineering) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2016. 166pp.

This dissertation aims at studying the dynamic effects produced by a 3C class vehicle on a curved concrete bridge with box girder section, by modelling the vehicle, the roughness profile, the bridge-vehicle interaction forces and the structure. It started from a model with nine degrees-of-freedom, considering the uncoupling of the longitudinal interaction forces of the transversal forces (centrifugal force of inertia). The loads are evaluated for the vehicle model travelling, firstly on a rigid uneven pavement, considering equal and different roughness profiles under the tires. These loads are statically condensed at the centre of gravity of the car and applied to a simplified (‘unifilar’) structural model of a concrete bridge with box girder section. An iterative method has been used to obtain the interaction forces until the convergence could be achieved. Furthermore, the results for two traffic situations were compared, the first being when a single vehicle is traveling along the structure, whereas the second refers to a train of vehicles. Finally, the dynamic response obtained from the bridge-vehicle interaction was compared with a quasi-static response, allowing for the evaluation of the dynamic amplification coefficients.

Key-words: Dynamic analysis, road bridges, curved bridges, heavy vehicle.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –Modelo veicular utilizado por diversos autores. Fonte: (a) HUANG e VELETSOS (1970), BRUCH (1973), CARNEIRO (1986) e FERREIRA (1991) (b) CHANG E LEE (1994) 27

Figura 2 - Veículo com 5GDL sobre superfície rígida regular. Fonte: MELO, 2007 28

Figura 3 – Modelo de veículo com 9GDL: (a) corte longitudinal, (b) corte transversal. Fonte: MOROZ, 2009 29

Figura 4 – Veículo classe 3C (www.mercadomaquinas.com.br) 30

Figura 5 - Distribuição de frequências relativas das classes de veículos no posto P51 do DNIT, sem considerar as classes de veículos leves e utilitários e a classe indefinida "Outros". Fonte: ROSSIGALI, 2013 31

Figura 6 - Distribuição das frequências relativas das classes de veículos no posto 103 do CENTRAN, sem considerar as classes de veículos de passeio, leves e motos. Fonte: ROSSIGALI, 2013 31

Figura 7 - Distribuição das frequências relativas das classes de veículos no posto PGF 58 da Rodovia dos Bandeirantes na base da Autoban de 2008, sem considerar a classe indefinida "x", após a reclassificação. Fonte: ROSSIGALI, 2013 32

Figura 8 - Distribuição das frequências relativas das classes de veículos no posto PGF 58 da Rodovia dos Bandeirantes na base da Autoban de 2011, sem considerar a classe indefinida "ERR". Fonte: ROSSIGALI, 2013 32

Figura 9 - Distribuição das frequências relativas das classes de veículos no posto PPV-03 da BRC 277 (PR), na base de dados da Ecovias 2008, sem considerar a classe indefinida "NCL". Fonte: ROSSIGALI, 2013 33

Figura 10 - Diagramas de dispersão relacionando a carga dos grupos de eixos com o peso total dos veículos da classe 3C na base de dados da AutoBan de 2011: (a) grupo 1 ($\overline{X}$ = 43,8 kN; s=9,30kN); (b) Grupo 2 ($\overline{X}$ = 113 kN; s=39,6kN). Fonte: ROSSIGALI, 2013 33

Figura 11 - Distribuição de cargas de um veículo 3C. Fonte: ROSSIGALI, 2006 34

Figura 12 - Representação simplificada do sistema de suspensão. Fonte: MOROZ, 2009 35

Figura 13 - Representação gráfica de veículo 3C com sistema de molas e amortecedores. Fonte: MOROZ, 2009 37

Figura 14 - Variáveis para determinação do momento de inércia. Fonte: MOROZ, 2009 38

Figura 15 - Numeração dos pneus (massa não suspensa) e orientação dos eixos. Fonte: Autor. 41
Figura 16 - Modelo veicular em seção com superelevação da ponte - corte transversal. Fonte: Autor. 41
Figura 17 - Modelo Veicular - corte longitudinal. Fonte: Autor. 42
Figura 18 - Representação da aplicação da força centrífuga no veículo. Fonte: Autor. 43
Figura 19 – Perfil de irregularidade para IRI=4,10m/km, α=1,5x10^{-6}, β=1,85 e 0,5m<λ<50m. Fonte: Autor. 47
Figura 20 – Perfil de irregularidade para IRI=2,32m/km, α=0,5x10^{-6}, β=1,85 e 0,5m<λ<50m. Fonte: Autor. 48
Figura 21 – Perfil de irregularidade para IRI=1,03m/km, α=0,1x10^{-6}, β=1,85 e 0,5m<λ<50m. Fonte: Autor. 48
Figura 22 - Foto aérea do Ramo 900 da Anhanguera. Fonte: EGT Engenharia. 49
Figura 23 – Planta da ponte. Fonte: EGT Engenharia. 49
Figura 24 - Variação da altura das seções. Fonte: EGT Engenharia. 50
Figura 25 - Dimensões e propriedades das seções: (a) no apoio (b) no meio no vão. Fonte: EGT Engenharia. 50
Figura 26 - Foto da excentricidade do pilar. Fonte: EGT Engenharia. 51
Figura 27 - Aparelhos de apoio para os pilares: (a) Encontro E1 (b) P1, (c) P2, (d) P3, (e) P4 (f) P5 (g) Encontro 2. Fonte: EGT Engenharia (adaptado). 53
Figura 28 - Seção e elevação junto ao pilar P1. Fonte: EGT Engenharia. 54
Figura 29 - Seção e elevação junto ao pilar P4. Fonte: EGT Engenharia. 55
Figura 30 - Seção e elevação junto ao pilar P5. Fonte: EGT Engenharia. 55
Figura 31 - Seção e elevação junto ao pilar P2. Fonte: EGT Engenharia. 56
Figura 32 - Seção e elevação junto ao pilar P3. Fonte: EGT Engenharia. 57
Figura 33 - Vista isométrica do modelo ‘unifilar’ da ponte. Fonte: Autor. 58
Figura 34 - Vista em planta do modelo ‘unifilar’ da ponte. Fonte: Autor. 59
Figura 35 - Relação entre taxa de amortecimento e frequência para amortecimento Rayleigh. Fonte: Clough e Penzien (2003). 60
Figura 36 - Deslocamento relativo para pneu i do veículo com 9 graus de liberdade. Fonte: MOROZ,2009. 63
Figura 37 - Apresentação das constantes geométricas. Fonte: MOROZ, 2009. 66
Figura 38 - Posicionamento veículo para cálculo das forças. Fonte: Autor. 70

Figura 39 - Decomposição das forças de interação, conforme superelevação. Fonte: Autor. 71
Figura 40 - Exemplificação dos esforços aplicados nos nós da ponte curva. Fonte: Autor. 72
Figura 41 - Variação da força nodal no nó i devida à passagem da carga Pk. Fonte: RIBEIRO et al.,2005 74
Figura 42 - Aplicação da irregularidade no modelo do veículo. Fonte: Autor.....75
Figura 43 -Obtenção dos deslocamentos estruturais. Fonte: Autor.....75
Figura 44- Parcelas para cálculo da irregularidade equivalente. Fonte: Autor. 76
Figura 45 - Fluxograma da metodologia 77
Figura 46 - Modos de vibração da ponte. (a) 1º modo (b) 2° modo (c) 3° modo (d) 4° modo , (e) 5° modo (f) 6° modo (g) 7º modo (h) 8º modo (i) 9º modo de vibração (j) 10º modo de vibração (k) 11º modo de vibração (l) 12º modo de vibração. Fonte: Autor.....81
Figura 47 - Modos de vibração do veículo. Fonte: Autor. 84
Figura 48 – Esquema de comboio de veículos. Fonte: (MOROZ, 2009, adaptado). 85
Figura 49 - Esforços para perfis iguais de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=40km/h. Fonte: Autor.....87
Figura 50 - Esforços para perfis iguais de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=60km/h. Fonte: Autor (AUTOR,2016) 88
Figura 51 - Esforços para perfis iguais de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=80km/h. Fonte: Autor.....89
Figura 52 - Perfis de irregularidade diferentes. Fonte: Autor.....90
Figura 53 - Esforços para perfis diferentes de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=40km/h. Fonte: Autor.....91
Figura 54 - Esforços para perfis diferentes de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=60km/h. Fonte: Autor.....91
Figura 55 - Esforços para perfis diferentes de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=80km/h. Fonte: Autor.....92
Figura 56 - Esquema para verificação quanto ao escorregamento lateral 93
Figura 57 - Comparação da força horizontal nos pneus com a força de atrito 94
Figura 58 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo *V*=40 km/h. Fonte: Autor..95
Figura 59 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 1ª iteração - *V*=40km/h. Fonte: Autor.....96

Figura 60 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 2ª iteração - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 96
Figura 61 - Resposta dinâmica do domínio da frequência – 3ª iteração - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 97
Figura 62 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo *V*=60 km/h. Fonte: Autor. . 97
Figura 63 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 1ª iteração - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 98
Figura 64 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 2ª iteração - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 98
Figura 65 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 3ª iteração - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 99
Figura 66 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo *V*=80 km/h. Fonte: Autor. . 99
Figura 67 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 1ª iteração - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 100
Figura 68 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 2ª iteração - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 100
Figura 69 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 3ª iteração - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 101
Figura 70 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo para perfis diferentes - *V*=40 km/h. Fonte: Autor. 103
Figura 71 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 1ª iteração - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 103
Figura 72 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 2ª iteração - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 104
Figura 73 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 3ª iteração - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 104
Figura 74 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo para perfis diferentes *V*=60 km/h. Fonte: Autor. 105
Figura 75 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 1ª iteração - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 105
Figura 76 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 2ª iteração - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 106
Figura 77 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 3ª iteração - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 106

Figura 78 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo para perfis diferentes *V*=80 km/h. Fonte: Autor. 107
Figura 79 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 1ª iteração - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 107
Figura 80 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 2ª iteração - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 108
Figura 81 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 3ª iteração - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 108
Figura 82 – Deslocamento vertical no 1º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 112
Figura 83 – Deslocamento vertical no 2º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 112
Figura 84 – Deslocamento vertical no 3º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 113
Figura 85 – Deslocamento vertical no 4º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 113
Figura 86 - Momento fletor positivo no plano vertical *My* no 1º vão para veículo único - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 115
Figura 87 - Momento fletor positivo no plano vertical *My* no 2º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 115
Figura 88 - Momento fletor positivo no plano vertical *My* no 3º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 116
Figura 89 - Momento fletor positivo no plano vertical *My* no 4º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 116
Figura 90 - Momento fletor no plano horizontal *Mz* no 1º vão para veículo único - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 118
Figura 91 – Momento fletor no plano horizontal *Mz* no 2º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 118
Figura 92 - Momento fletor no plano horizontal *Mz* no 3º vão para veículo único - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 119
Figura 93 - Momento fletor no plano horizontal *Mz* no 4º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 119
Figura 94 - Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P1 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 120

Figura 95- Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P2 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 121
Figura 96 - Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P3 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 121
Figura 97 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no encontro E1 para veículo único - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 123
Figura 98 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P1 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 123
Figura 99 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P2 para veículo único - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 124
Figura 100 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P3 para veículo único - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 124
Figura 101 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P4 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 125
Figura 102 – Reação vertical *Rz* no encontro E1 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 127
Figura 103 – Reação vertical *Rz* no pilar P1 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 127
Figura 104 - Reação vertical *Rz* no pilar P2 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 128
Figura 105 - Reação vertical *Rz* no pilar P3 para veículo único - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 128
Figura 106 – Reação Vertical Rz no pilar P4 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 129
Figura 107 - Reação Horizontal R*y* no encontro E1 para veículo único - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 131
Figura 108 – Reação Horizontal R*y* no pilar P1 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 131
Figura 109 – Reação Horizontal *Ry* no pilar P2 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 132
Figura 110 - Reação Horizontal *Ry* no pilar P3 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 132
Figura 111 - Reação Horizontal *Ry* no pilar P4 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 133

Figura 112 - Respostas dinâmicas de *Fz* no domínio de tempo para comboio - *V*=40 km/h. Fonte: Autor. 134
Figura 113 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para comboio –*V*=40km/h. Fonte: Autor. 134
Figura 114 - Respostas dinâmicas de *Fz* no domínio do tempo para comboio - *V*=60 km/h. Fonte: Autor. 135
Figura 115 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para comboio - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 135
Figura 116 - Respostas dinâmicas de *Fz* no domínio do tempo para comboio - *V*=80 km/h. Fonte: Autor. 136
Figura 117 - Resposta dinâmica no domínio da frequência - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 136
Figura 118 – Deslocamento vertical no 1º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 139
Figura 119 – Deslocamento vertical no 2º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 139
Figura 120 – Deslocamento vertical no 3º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 140
Figura 121 – Deslocamento vertical no 4º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 140
Figura 122 - Momento fletor positivo *My* no 1º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 141
Figura 123 - Momento fletor positivo *My* no 2º vão para comboio- *V*=60km/h. Fonte: Autor. 142
Figura 124 - Momento fletor positivo *My* no 3º vão para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 142
Figura 125 - Momento fletor positivo *My* no 4º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 143
Figura 126 - Momento fletor *Mz* no 1º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 144
Figura 127 - Momento fletor *Mz* no 2º vão para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 144
Figura 128 – Momento fletor *Mz* no 3º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 145
Figura 129 - Momento fletor *Mz* no meio do 4º vão para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 145
Figura 130 - Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P1 para comboio- *V*=60km/h. Fonte: Autor. 146

Figura 131- Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P2 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 147
Figura 132 - Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P3 para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 147
Figura 133 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no encontro E1 para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 148
Figura 134 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P1 para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 149
Figura 135 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P2 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 149
Figura 136 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P3 para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 150
Figura 137 - Momento de torção *M*x na seção de apoio no pilar P4 para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor. 150
Figura 138 – Reação vertical *Rz* no encontro E1 para comboio - *V*=60km/h. Fonte: Autor. 152
Figura 139 - Reação vertical *Rz* na seção à esquerda do pilar P1 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 152
Figura 140 - Reação vertical *Rz* no pilar P2 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 153
Figura 141 – Reação vertical *R*z no pilar P3 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 153
Figura 142 - Reação vertical *Rz* no pilar P4 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 154
Figura 143 – Reação Horizontal R*y* no encontro E1 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 155
Figura 144 - Reação Horizontal R*y* no pilar P1 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 155
Figura 145 - Reação Horizontal R*y* no pilar P2 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 156
Figura 146 – Reação Horizontal R*y* no pilar P3 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 156
Figura 147 - Reação Horizontal R*y* no pilar P4 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor. 157

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Propriedades de rigidez e amortecimento dos pneus. Fonte: GILLESPIE, 1992 35

Tabela 2 - Valores típicos de momento de inércia. Fonte: FACHER, 1986 39

Tabela 3 - Parâmetros mecânicos e dinâmicos para um veículo com 16 graus de liberdade. Fonte: SANTOS, 2007 42

Tabela 4 - Categorias das irregularidades. Fonte: CAMPOS, 2004 44

Tabela 5 - Faixas de classificação de irregularidade no Brasil, de acordo com o valor do IRI. Fonte: DNIT (*apud* ROSSIGALI 2013) 45

Tabela 6 - Classificação do perfil longitudinal de acordo com o padrão ISO. Fonte: (HONDA *et al*., 1982). 46

Tabela 7 - Correlação entre as classificações adotadas no Brasil (IRI) e pela ISO. Fonte: (HONDA *et al*., 1982). 46

Tabela 8 - Descrição dos modos de vibração da ponte. Fonte: Autor. 82

Tabela 9 - Desvio encontrado para as amplitudes entre cada iteração. Fonte: Autor. 102

Tabela 10 - Desvio encontrado para as amplitudes entre cada iteração para perfis diferentes. Fonte: Autor. 109

Tabela 11 - Deslocamentos máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em cm. Fonte: Autor. 111

Tabela 12 - Momentos fletores máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor. 114

Tabela 13 – Momentos fletores no plano horizontal máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor. 117

Tabela 14 – Momentos fletores negativos máximos no plano vertical nos apoios para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor. 120

Tabela 15 – Momentos de torção máximos nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor. 122

Tabela 16 – Reações verticais máximas nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN. Fonte: Autor. 126

Tabela 17 – Reações horizontais máximas nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN. Fonte: Autor. 130

Tabela 18 - Deslocamentos máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em cm. Fonte: Autor. 138

Tabela 19 - Momentos fletores positivos no plano vertical máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor. 141

Tabela 20 – Momentos fletores no plano horizontal máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor. 143

Tabela 21 – Momentos fletores negativos no plano vertical máximos nas seções de apoio nos pilares para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor. 146

Tabela 22 – Momentos de torção máximos nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor. 148

Tabela 23 – Reações verticais máximas para seções junto aos apoios nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN. Fonte: Autor. 151

Tabela 24 – Reações horizontais transversais máximas nas seções junto aos apoios nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN. Fonte: Autor. 154

Tabela 25 - Resumo dos coeficientes de amplificação encontrados nos vãos. Fonte: Autor. 159

Tabela 26 - Resumo dos coeficientes de amplificação encontrados para os apoios. Fonte: Autor. 159

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO 20
1.1. MOTIVAÇÃO 20
1.2 OBJETIVO E METODOLOGIA 22
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 25
2. PROCEDIMENTOS DE MODELAGEM 30
2.1 MODELAGEM VEICULAR 30
2.1.1 Distribuição da frequência de veículos 30
2.1.2 Distribuição de cargas entre os eixos do veículo 3C 33
2.1.3 Propriedades das suspensões veiculares 34
2.1.4 Propriedades dos pneus 35
2.1.5 Propriedades mecânicas dos veículos 37
2.1.6 Modelo do veículo de classe 3C a ser adotado 40
2.2 MODELAGEM DO PAVIMENTO 44
2.3 MODELAGEM ESTRUTURAL 49
2.3.1 Estrutura analisada 49
2.3.2 Modelagem estrutural 57
2.3.3 Amortecimento 59
3. FORÇAS DE INTERAÇÃO E EQUAÇÃO DE MOVIMENTO 61
3.1 ASPECTOS GERAIS 61
3.2 FORÇAS DE INTERAÇÃO VEÍCULO-PAVIMENTO 62
3.3 MODELO VEICULAR REDUZIDO 69
3.4 APLICAÇÃO DOS ESFORÇOS DE CONTATO NO MODELO ESTRUTURAL 70
3.5 ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA 73
3.6 ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA 74
4. ANÁLISE MODAL 78

4.1 MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA 78
4.2 MODOS DE VIBRAÇÃO DO VEÍCULO 83
5. ESTUDOS DE CASO 85
5.1 INTRODUÇÃO 85
5.2 ESFORÇOS OBTIDOS EM TABULEIRO INDESLOCÁVEL 86
5.3 1º CASO : VEÍCULO ÚNICO 94
5.3.1 INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA 94
5.3.2 RESPOSTA DINÂMICA ESTRUTURAL 110
5.4 2º CASO: COMBOIO DE VEÍCULOS 133
5.4.1 INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA 133
5.4.2 RESPOSTA DINÂMICA ESTRUTURAL 137
6. CONCLUSÕES 158
7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 162
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 163

1. INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

As obras de arte, objetos de grande admiração do homem, denominação que na Engenharia Civil classicamente designa as pontes e os viadutos, têm como aspectos fundamentais para sua concepção: a segurança, a funcionalidade, a durabilidade, a economia e a estética. A necessidade da adequação do traçado das vias também é importante, muitas vezes exigindo obras de arte curvas em planta para se vencer o obstáculo desejado.

Em decorrência do desenvolvimento do tráfego rodoviário no Brasil, houve um aumento no seu volume e no peso dos veículos. A combinação desses fatores, acoplados com o desenvolvimento de estruturas cada vez mais esbeltas e as características de irregularidades das pistas, acarreta uma forte variação das amplitudes das tensões no amplo espectro de frequências das vibrações, constituindo-se num dos fatores principais para a deterioração e redução da vida útil dos pavimentos e das estruturas das pontes rodoviárias. (SANTOS, 2007).

Para Almeida (2006), os surgimentos de sinais de deterioração precoce são resultados de critérios de projeto pouco adequados. De acordo com o autor, as ações mais severas transmitidas aos tabuleiros das pontes são ocasionadas pela ocorrência de irregularidades superficiais, correspondendo, em situações extremas relacionadas a pavimentos de qualidade inferior, a mais de quinze vezes as admitidas em projeto.

Tradicionalmente, tem-se modelado os carregamentos dinâmicos mediante carregamentos estáticos “equivalentes”, nos quais são utilizados coeficientes de amplificação dinâmica. Para a caracterização do estado limite último da estrutura, essas cargas podem não ser apropriadas, fazendo-se necessário o emprego de modelos dinâmicos mais realistas que levem em consideração as características do veículo e do pavimento utilizados, bem como do sistema estrutural.

Para representar os efeitos dinâmicos causados pela passagem de veículos pesados em pontes, a norma brasileira (NBR 7188:2013) prescreve um coeficiente de impacto vertical (Equação 1), para majoração das cargas verticais, a fim de se obter cargas estáticas equivalentes.

$$CIV = 1 + 1,06\left(\frac{20}{Liv + 50}\right) \tag{1}$$

onde *Liv* é o vão em metros para o cálculo do *CIV*, conforme o tipo de estrutura, sendo:

Liv : *L* para estruturas de vão isostático;

Liv: média aritmética dos vãos nos casos de vãos contínuos;

Liv: comprimento do próprio balanço para estruturas em balanço;

L: vão em metros.

Além do *CIV*, segundo a NBR7188:2013, as cargas móveis verticais também devem ser ajustadas pelo coeficiente do número de faixas do tabuleiro (*CNF=1-0,05(n-2)>0,9)*, onde, n é o número de faixas de tráfego rodoviário a serem carregadas sobre um tabuleiro transversalmente contínuo. Acostamentos e faixas de segurança não são faixas de tráfego da rodovia.

Nas regiões das juntas estruturais e extremidades da obra, de acordo com a NBR7188:2013, todas as seções dos elementos estruturais a uma distância horizontal, normal à junta, inferior a 5,0m para cada lado da junta ou descontinuidade estrutural, devem ser dimensionados com os esforços das cargas móveis majorados pelo coeficiente de impacto adicional (*CIA*), definido como 1,25 para obras em concreto ou mistas e igual a 1,15 para obras em aço.

Nota-se que o coeficiente de impacto vertical da NBR 7188:2013 é função apenas do vão da estrutura, não levando em consideração as características dinâmicas tanto da ponte quanto dos veículos que nela trafegam, bem como das irregularidades do pavimento.

Segundo Melo (2007), a adoção de coeficientes de impacto aplicados sobre cargas estáticas, geralmente baseados em aspectos geométricos (comprimento do vão), revelam-se

insuficientes para atender aos critérios de fissuração, vibrações e deformações excessivas ou, até mesmo, implicando a redução da margem de segurança da estrutura.

Nos estudos da resposta dinâmica das estruturas é de extrema importância a consideração dos dados referentes ao tráfego real atuante nas malhas rodoviárias, assim como o estado de conservação dos pavimentos (MOROZ, 2009).

Portanto, o emprego de modelos mais realistas, que levem em consideração as características dinâmicas tanto da ponte quanto dos veículos que nela trafegam, faz-se necessário para um dimensionamento mais consistente.

Para se ter um modelo mais realista, primeiramente deve-se conhecer as propriedades dos veículos, em especial as propriedades das suspensões dos pneus para que seja possível sua modelagem. Da mesma forma, deve-se conhecer o perfil de rugosidades do pavimento para modelar a interação entre o veículo e a estrutura da ponte.

A modelagem estrutural da ponte também é de suma importância. A escolha da seção transversal adequada pode trazer grandes benefícios como, por exemplo, a utilização da seção celular em pontes curvas, que propicia uma grande resistência a momentos torçores.

1.2 OBJETIVO E METODOLOGIA

O objetivo geral da pesquisa é desenvolver uma metodologia para a análise dinâmica de pontes curvas submetidas a tráfego pesado, considerando a interação veículo-estrutura.

A partir da determinação das forças de contato, procede-se ao estudo dos métodos de obtenção de resposta dinâmica da estrutura. A pesquisa tem como objetivos específicos:

- Analisar as propriedades dinâmicas do caminhão de classe 3C, um dos veículos de carga mais comuns e mais presentes no tráfego das rodovias brasileiras atualmente;
- Analisar a interação do veículo classe 3C com uma ponte de seção unicelular, com curvatura em planta;
- Utilizar a modelagem computacional em software de elementos finitos para

simulação dos efeitos dinâmicos do veículo na estrutura;

- Análise do coeficiente de amplificação dinâmica existente na aplicação à ponte curva.

Os estudos serão realizados utilizando-se modelagens computacionais do software ADINA – Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, disponibilizado no Laboratório de Mecânica Computacional da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. De maneira simplificada, as modelagens a serem feitas resumem-se a:

- Modelo simplificado do veículo e modelo do pavimento;

- Cálculo dos carregamentos provenientes do veículo, modelado sobre pavimento com perfis iguais ou distintos de rugosidade sob cada linha de pneus, considerando o tabuleiro inicialmente rígido e indeslocável;

- Condensação de tais carregamentos e aplicação ao modelo estrutural simplificado (‘unifilar’) da ponte, visando a identificar as flutuações dos esforços solicitantes e reativos, inclusive os de torção, provenientes da curvatura da obra, força centrífuga e forças de contato provenientes da diferença de perfil de rugosidade sob cada linha de pneus do veículo.

Os estudos serão realizados utilizando-se modelagens computacionais onde se adota o método de integração numérica de Newmark no domínio do tempo, a fim de se obterem respostas dinâmicas veiculares e estruturais.

Serão feitas análises para dois casos: veículo isolado e comboio de veículos.

Após a modelagem veicular e a caracterização do perfil de rugosidade, iniciar-se-ão os estudos a partir do modelo do veículo, admitindo-se contato contínuo entre pneu e pavimento para obtenção dos esforços de interação entre os mesmos.

Serão realizadas análises para dois pavimentos distintos: a primeira considerando um perfil idêntico de rugosidade sob as duas linhas de rodagem dos pneus do veículo; a segunda considerando perfis de rugosidade diferentes.

Para a determinação das forças de interação veículo-pavimento, utilizar-se-á a metodologia proposta por Moroz (2009), em que é realizada uma análise desacoplada entre veículo e estrutura, porém iterativa para levar em conta o acoplamento entre eles, ou seja, as

ações dinâmicas do veículo são calculadas separadamente sobre o pavimento, com o tabuleiro inicialmente rígido e indeslocável, sendo em seguida aplicadas sobre a estrutura, dando origem a deslocamentos variáveis ao longo do vão e no tempo, os quais são sobrepostos ao perfil de irregularidades do pavimento, gerando um novo perfil ‘equivalente’ de irregularidades, repetindo-se o processo com a determinação de novos esforços de interação e sua aplicação à estrutura, até se obter convergência.

Após a modelagem descrita, procede-se a uma análise crítica dos resultados, comparando-se a resposta dinâmica obtida da interação pneu-pavimento-estrutura do modelo com uma resposta quase-estática, para a obtenção dos coeficientes de amplificação dinâmica.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

As pontes rodoviárias são elementos importantes da infraestrutura de um país e, como possuem destaque no sistema de transporte rodoviário, influenciam, de certa forma, seu desenvolvimento socioeconômico, ganhando ainda mais importância em países com deficiência de outro tipo de transporte como, por exemplo, o ferroviário (SANTOS, 2007).

Dentre os vários tipos de traçado, as pontes e viadutos curvos em planta têm sido utilizados em projetos atuais com mais frequência, devido às crescentes exigências de ajuste ao traçado ideal das vias.

Entretanto, a curvatura em planta torna o cálculo da ponte mais complexo devido a uma série de razões. Seguem algumas:

Acoplamento dos efeitos de flexão e torção por condições de equilíbrio e de compatibilidade entre deformações e deslocamentos. Os momentos fletores e torçores devem ser calculados considerando sua interação, função da proporção entre a rigidez à flexão e à rigidez à torção (Equação 2).

$$k = {EI_z}/{GI_t} \tag{2}$$

a) Aumento substancial das solicitações de torção devido à curvatura e, consequentemente, crescimento da importância da flexo-torção. Portanto, deve-se considerar torção não uniforme.
b) Devido à curvatura em planta, deve-se considerar uma força horizontal radial: a força de inércia centrífuga.

A torção pode ser atenuada com alguns cuidados na concepção da obra, como, por exemplo, evitar curvaturas com ângulos centrais maiores que 41º, para pontes curvas em seções celulares, de forma a limitar em 25% o aumento das flechas da viga curva em relação à reta e evitar o levantamento de um dos aparelhos de apoio (STUCCHI, 1998).

Além disso, outro cuidado é a escolha da seção. A seção celular possui vantagens dos pontos de vista da resistência e rigidez, haja vista sua grande resistência a momentos torçores

e resistência equilibrada com relação a momentos fletores negativos ou positivos. Quanto à rigidez, sua vantagem deve-se ao seu grande momento de inércia à torção.

Deve-se, ainda, atentar para outro efeito que acontece em todas as pontes: o efeito do tráfego de veículos na resposta dinâmica da estrutura.

A ocorrência de fenômenos de vibrações em obras de arte, induzidos pelo tráfego de veículos, já fora observada na metade do século XIX, em decorrência do surgimento de veículos cada vez mais velozes e pesados. Os primeiros estudos sobre efeitos dinâmicos em pontes remontam a Willis (1849): uma equação de movimento baseada em um modelo formado por uma massa, deslocando-se com velocidade constante sobre uma viga simplesmente apoiada, flexível e de massa desprezível foi deduzida. Stokes (1849), no mesmo ano, obteve a solução exata dessa equação, ao empregar uma técnica de expansão em séries.

Krylov (1905 *apud* Melo, 2007) considerou uma carga com massa desprezível em comparação com a viga, avaliando assim o problema equivalente a uma força constante deslocando-se sobre a estrutura.

Mais avanços vieram em 1934, quando Inglis propôs soluções aproximadas obtidas numericamente para o modelo, admitindo que a resposta dinâmica de uma viga biapoiada possui sempre a forma de seu primeiro modo de vibração, reduzindo o problema a apenas um grau de liberdade generalizado.

Timoshenko (1964) analisou o problema de uma carga impulsiva com velocidade constante numa ponte ferroviária. Levou em consideração a massa da viga, as características dinâmicas do veículo e os efeitos produzidos pelas rodas desbalanceadas de locomotivas.

Com o desenvolvimento das ferramentas computacionais após os anos de 1950 e, principalmente, com a utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) a partir dos anos 70 do século XX, a análise de vibrações em pontes pôde ser feita de forma mais sofisticada. O problema da interação veículo-estrutura pode ser abordado mediante modelos analíticos do veículo como oscilador massa-mola-amortecedor para formular as equações de movimento do sistema acoplado veículo-estrutura. Essa será também a abordagem utilizada nesse trabalho.

Huang e Veletsos (1970) simularam o veículo como um corpo rígido (massa) suspenso por um sistema de mola e amortecedor (suspensão do veículo), como ilustrado na Figura 1a. No Brasil, tal modelo também foi empregado por Bruch (1973) para a análise do comportamento dinâmico de placas retangulares com carga móveis, por Carneiro (1986) para análise de vigas com diversas condições de apoio, usando matrizes de rigidez e amortecimento variáveis com a posição do veículo e por Ferreira (1991) para verificar os efeitos das cargas móveis nos tabuleiros de ponte rodoviárias.

Chang e Lee (1994) empregaram um modelo simplificado de veículo com 2 graus de liberdade (Figura 1b) para avaliar o comportamento de pontes de vão único e simplesmente apoiado e chegaram à conclusão de que os códigos normativos tendem a subestimar o coeficiente de impacto, especialmente para o caso de ponte com grandes vãos.

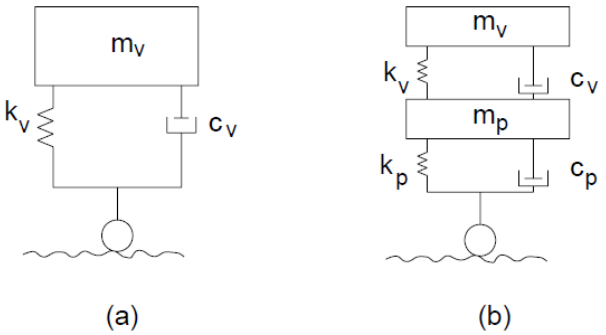


Figura 1 –Modelo veicular utilizado por diversos autores. Fonte: (a) HUANG e VELETSOS (1970), BRUCH (1973), CARNEIRO (1986) e FERREIRA (1991) (b) CHANG E LEE (1994)

Novak (1993) concluiu que as cargas dinâmicas não dependem somente do vão, como mostram as equações normativas de coeficiente de impacto, mas também dependem da rugosidade da superfície do pavimento e das características dinâmicas do veículo.

Rossigali (2006, 2013) realizou estudos estatísticos de diversas variáveis dos veículos atualmente presentes nas rodovias do País, como a classificação dos veículos, distância entre eixos, cargas por eixo, entre outros. Considerando isso, foi possível a organização de uma base reduzida de dados de veículos na qual foram analisados os efeitos da passagem destes em pontes representativas da malha viária brasileira. Por fim, o autor comparou tais efeitos aos correspondentes veículos-tipo das normas brasileiras existentes.

Por meio de uma modelagem analítico-numérica, Melo (2007) utilizou um sistema com 5 graus de liberdade para um veículo de carga (Figura 2) de três eixos e avaliou os fatores de amplificação dinâmica em termos de deslocamentos, em pontes de pequenos vãos, devidos ao tráfego de veículos pesados.

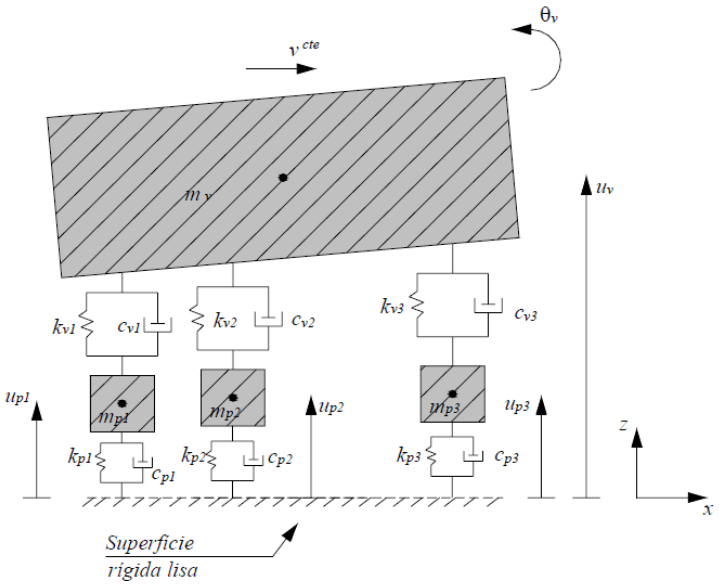


Figura 2 - Veículo com 5GDL sobre superfície rígida regular. Fonte: MELO, 2007

No mesmo ano, Santos (2007) desenvolveu uma ferramenta computacional para modelagem matemático-numérica tridimensional do problema de interação dinâmica entre veículo, pavimento rugoso e estrutura da ponte. Essa ferramenta pode ser empregada no auxílio à elaboração de projetos de superestruturas de pontes e na verificação de estruturas já existentes, e leva em consideração a interação dinâmica do veículo com a estrutura.

Por fim, Moroz (2009) desenvolveu um modelo de veículo de 9 graus de liberdade (GDL), introduzindo o movimento de "roll" (rotação em torno do eixo longitudinal) ao veículo de 8 GDL que já havia sido utilizado na modelagem de veículos da classe 3C (Figura 3a e 3b). O autor fez uso da metodologia de condensação estática das forças de contato entre os pneus e o pavimento para a aplicação dos mesmos a um modelo estrutural simplificado da ponte, a fim de identificar as flutuações dos seus esforços solicitantes e reativos, inclusive considerando os efeitos de torção provenientes da diferença de perfil de rugosidade sob cada linha de pneus do veículo em questão. Essa metodologia será adotada nesse trabalho.

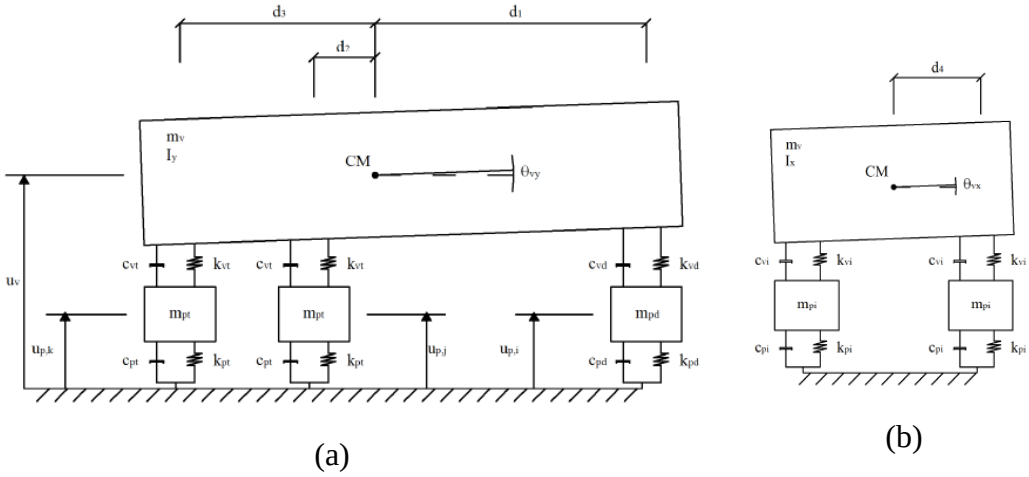


Figura 3 – Modelo de veículo com 9GDL: (a) corte longitudinal, (b) corte transversal. Fonte: MOROZ, 2009

2. PROCEDIMENTOS DE MODELAGEM

2.1 MODELAGEM VEICULAR

Segundo Moroz (2009), existe uma tendência na utilização de modelos de cargas móveis que cobrem os efeitos de tráfego rodoviário, incluindo os efeitos dinâmicos devidos à passagem de veículos.

Quanto às classes de veículos, os pesados podem ser monolíticos (quando constituídos somente por uma parte) ou compostos, quando constituídos por uma unidade tratora e mais unidades de carga. As partes do veículo são interligadas por conexões do tipo semi-reboque ou reboque.

Assim, o Departamento de Estradas de Rodagens (DER) classifica os veículos monolíticos e os veículos com ligações do tipo reboque na classe C. O veículo 3C possui 3 eixos e se enquadra na categoria.

Figura 4 – Veículo classe 3C (www.mercadomaquinas.com.br)

2.1.1 Distribuição da frequência de veículos

Rossigali (2013) analisou a frequência de veículos em cinco base de dados: DNIT (1999-2002), CENTRAN (2005), Ecovia (2008), AutoBan (2008) e AutoBan (2011). Percebe-se da Figura 5 à Figura 9 que, na maioria das bases, exceto na da Ecovias (2008), o veículo da

classe 3C é o que possui maior frequência, sendo igual a 36,62% na base do DNIT (1999-2002), 28,35% na base do CENTRAN (2005), 21,86% na base da Autoban (2008) e 19,45% na base da Autoban (2011).

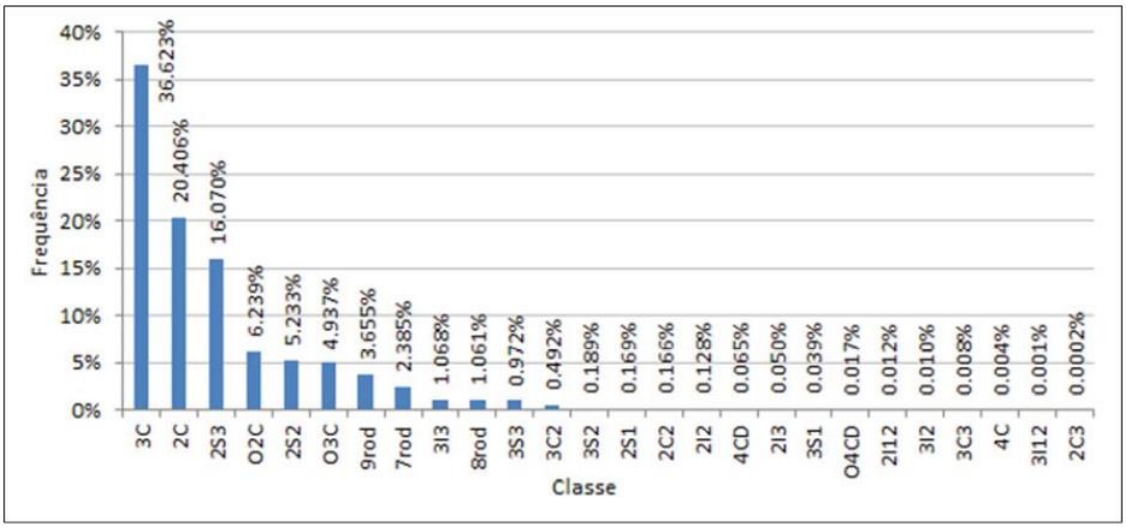


Figura 5 - Distribuição de frequências relativas das classes de veículos no posto P51 do DNIT, sem considerar as classes de veículos leves e utilitários e a classe indefinida "Outros". Fonte: ROSSIGALI, 2013

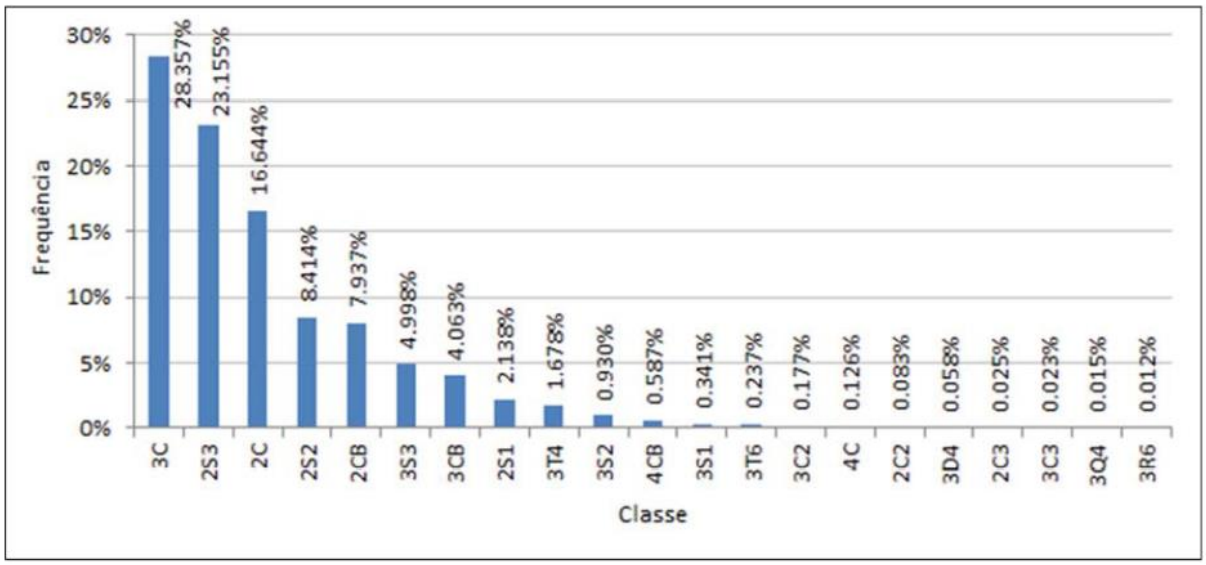


Figura 6 - Distribuição das frequências relativas das classes de veículos no posto 103 do CENTRAN, sem considerar as classes de veículos de passeio, leves e motos. Fonte: ROSSIGALI, 2013

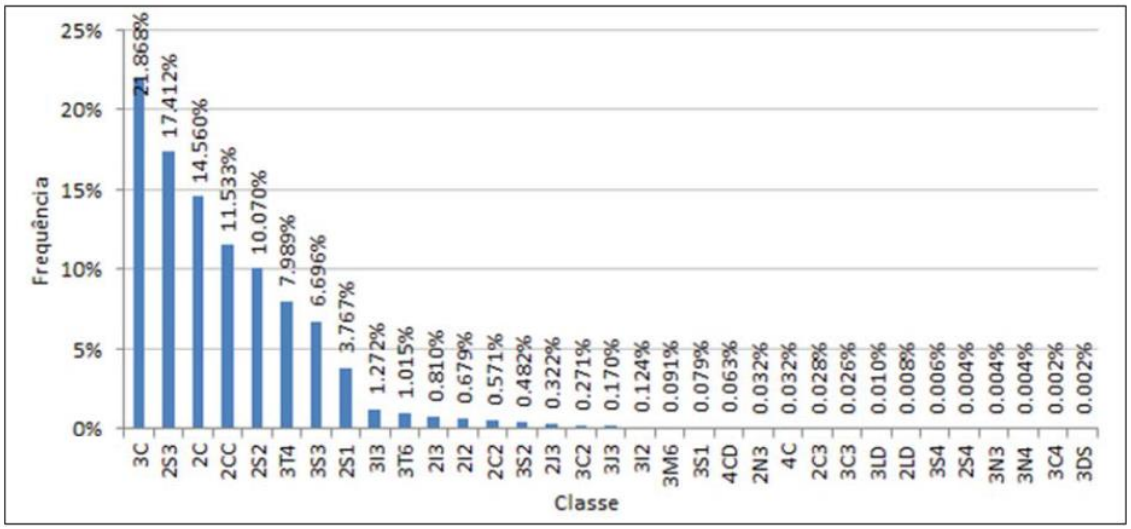


Figura 7 - Distribuição das frequências relativas das classes de veículos no posto PGF 58 da Rodovia dos Bandeirantes na base da Autoban de 2008, sem considerar a classe indefinida "x", após a reclassificação. Fonte: ROSSIGALI, 2013

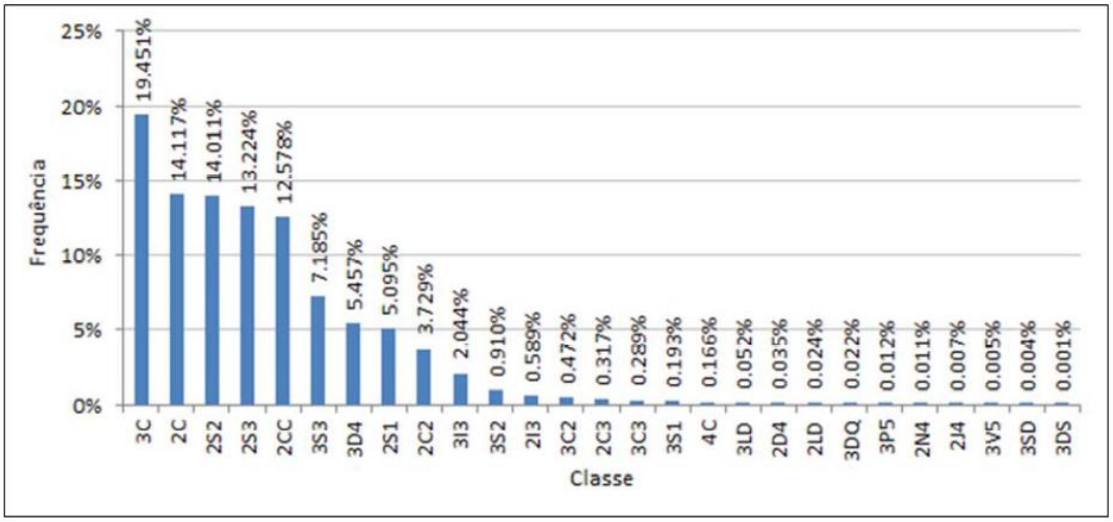


Figura 8 - Distribuição das frequências relativas das classes de veículos no posto PGF 58 da Rodovia dos Bandeirantes na base da Autoban de 2011, sem considerar a classe indefinida "ERR". Fonte: ROSSIGALI, 2013

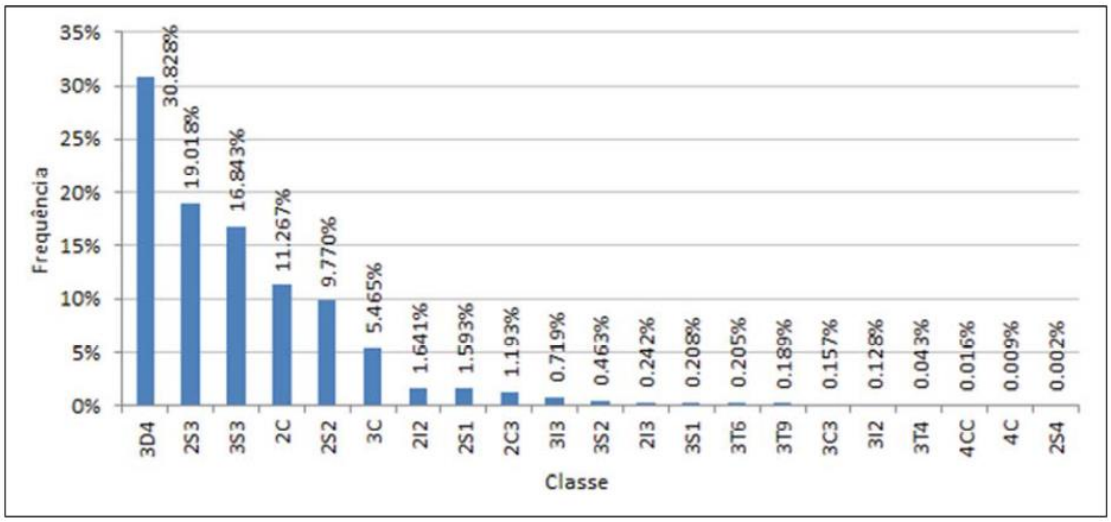


Figura 9 - Distribuição das frequências relativas das classes de veículos no posto PPV-03 da BRC 277 (PR), na base de dados da Ecovias 2008, sem considerar a classe indefinida "NCL". Fonte: ROSSIGALI, 2013

Assim, pode-se concluir que o veículo da classe 3C é o mais comum entre os veículos pesados.

2.1.2 Distribuição de cargas entre os eixos do veículo 3C

Considerando a base da Autoban de 2011, a Figura 10 mostra a variação da carga de cada grupo de eixos com o peso total dos veículos 3C.

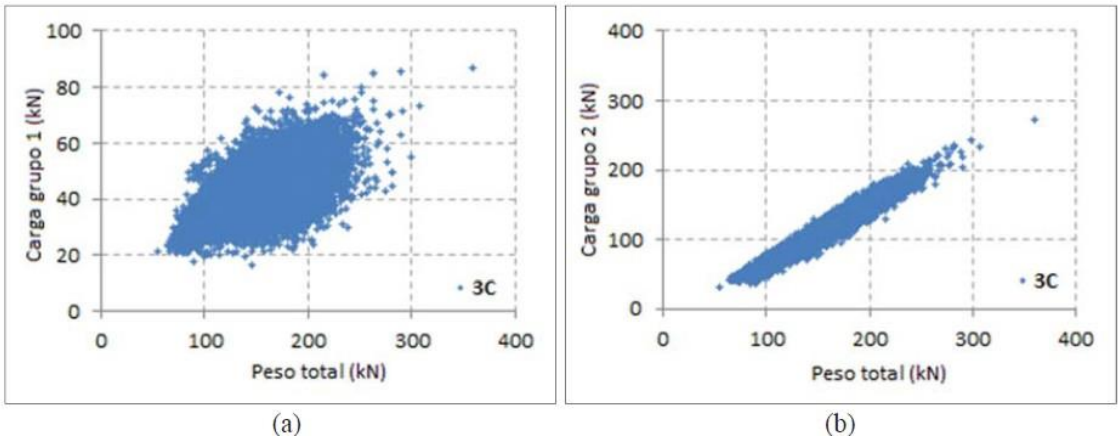


Figura 10 - Diagramas de dispersão relacionando a carga dos grupos de eixos com o peso total dos veículos da classe 3C na base de dados da AutoBan de 2011: (a) grupo 1 ($\overline{X}$ = 43,8 kN; s=9,30kN); (b) Grupo 2 ($\overline{X}$ = 113 kN; s=39,6kN). Fonte: ROSSIGALI, 2013

Considerando o valor médio do peso para cada grupo de eixos, observa-se que, se feita a proporção entre o peso para cada grupo de eixos e a somatória dos pesos, a porcentagem de carga que vai para cada grupo de eixos é semelhante à encontrada por Rossigali em 2006: aproximadamente 27% da carga para o eixo frontal (grupo 1) e 73% da carga nos dois eixos traseiros (grupo 2). Vide Figura 11.

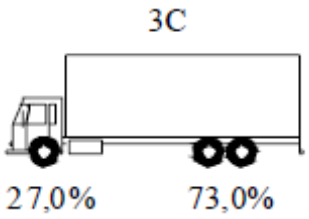


Figura 11 - Distribuição de cargas de um veículo 3C. Fonte: ROSSIGALI, 2006

2.1.3 Propriedades das suspensões veiculares

A fim de se continuar o estudo, deve-se também atentar para as propriedades das suspensões veiculares, cuja principal função, segundo Moroz (2009), é o isolamento das vibrações oriundas do meio exterior dos veículos, mantendo a dirigibilidade e proporcionando maior conforto aos usuários, enquanto atenua os esforços transmitidos entre o veículo e o pavimento.

Além disso, segundo o autor, a sensibilidade humana às vibrações é um dos fatores a ser considerado dentro de um projeto de suspensão, de modo que vem sendo utilizada para criar diretrizes de conforto para dimensionamento do sistema de amortecimento veicular.

O sistema de suspensão pode ser representado por um sistema de massas, molas e amortecedores. A carroceria do veículo é representada por uma massa suspensa, ligada por meio de um sistema de suspensão vertical ao eixo do sistema (massa não suspensa), conforme ilustra a Figura 12.

Os pneus podem ser representados por um conjunto mola-amortecedor, uma vez que suas características viscoelásticas sejam levadas em consideração.

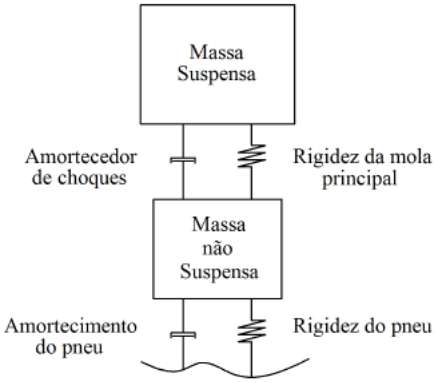


Figura 12 - Representação simplificada do sistema de suspensão. Fonte: MOROZ, 2009

2.1.4 Propriedades dos pneus

Os pneus têm como função básica reter o ar sob pressão, para suportar o peso total do veículo, transmitindo tração e direção. Eles são modelados como um conjunto de molas e amortecedores viscosos de comportamento linear, que conectam os eixos do veículo ao pavimento. (MOROZ, 2009).

De acordo com Perlingeiro et al (2002), o parâmetro que mais influencia o deslocamento do tabuleiro é a rigidez do pneu, devido ao fato de a aplicação da carga de tráfego de veículo à estrutura ser feita por meio dos pneus em contato com a estrutura, criando um sistema dinâmico subsidiário que pode reduzir ou amplificar a transmissibilidade das forças de contato entre o pneu e o pavimento.

Segundo Gillespie (1992), as propriedades de rigidez e os coeficientes de amortecimento verticais para cada grupo de pneus são resumidos na Tabela 1.

Tabela 1 - Propriedades de rigidez e amortecimento dos pneus. Fonte: GILLESPIE, 1992

Tipo de pneu	Rigidez por pneu (kN/m)	Coef. de amortecimento por pneu (kN.s/m)
Convencional Simples	839	1
Base Larga Simples	1250	1
Convencional Duplo	839	1
"Heavy Duty" Duplo	1071	1

Além da rigidez e amortecedores verticais, os pneus também apresentam rigidez lateral, que tem como função resistir às forças laterais geradas pelo escorregamento lateral (*slip angle*) e pela inclinação lateral (*camber angle*) ou uma combinação dos dois. (GILLESPIE, 1992).

Evidentemente, para um veículo trafegando com velocidade longitudinal *V*, a soma das forças de contato entre os pneus e o pavimento na direção lateral deve ser igual à massa do veículo multiplicada pela aceleração centrípeta, ou seja, igual à força centrífuga (Equação 3):

$$\sum F_y = F_{yf} + F_{yr} = \frac{MV^2}{R} = F_c \tag{3}$$

onde :

F_{yf} é a força lateral no eixo dianteiro;

F_{yr} é a força lateral no eixo traseiro;

M é a massa do veículo;

V é a velocidade longitudinal;

R é o raio de curvatura;

F_c é a força centrífuga.

De acordo com Smith (2004), a rigidez lateral dos pneus e as forças laterais geradas têm um impacto significante na estabilidade do veículo. Porém, como o objetivo deste estudo não é analisar a estabilidade do veículo e, sim, as forças de interação com o pavimento, a rigidez lateral dos pneus será desprezada e os pneus serão modelados considerando apenas molas e amortecedores verticais.

2.1.5 Propriedades mecânicas dos veículos

Para a formulação dos esforços dinâmicos, é extremamente importante a consideração das propriedades mecânicas do veículo. Segundo Moroz (2009), deve-se tratar os veículos como corpos rígidos compostos por massa suspensa, sistema de amortecedores, massa não suspensa e pneus, conforme representação do veículo classe 3C (Figura 13) utilizado no estudo de caso deste trabalho.

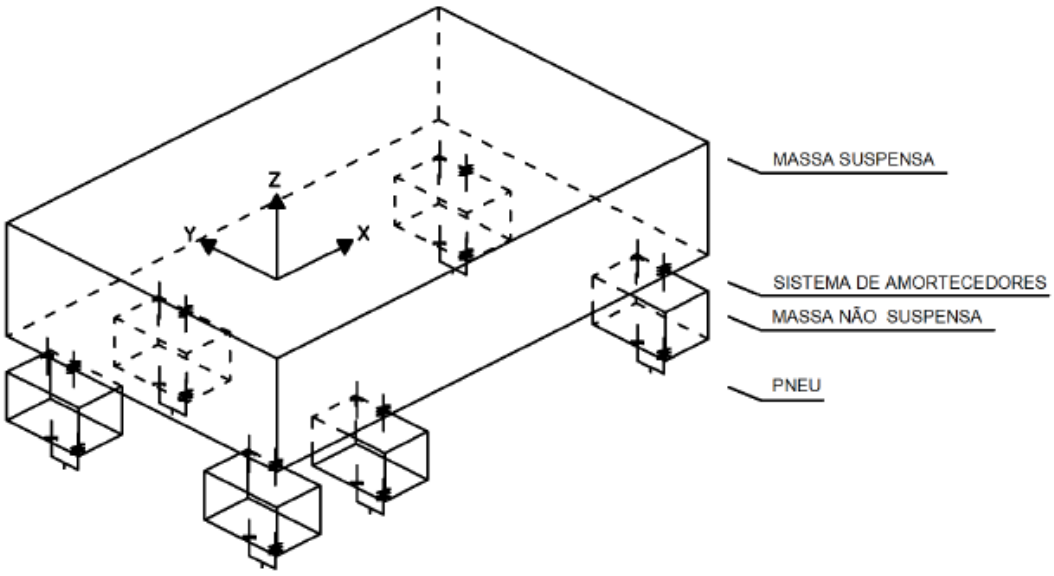


Figura 13 - Representação gráfica de veículo 3C com sistema de molas e amortecedores. Fonte: MOROZ, 2009

O momento de inércia da massa suspensa em torno do eixo Y pode ser estimado mediante a Equação 4, utilizando-se as variáveis ilustradas na Figura 14.

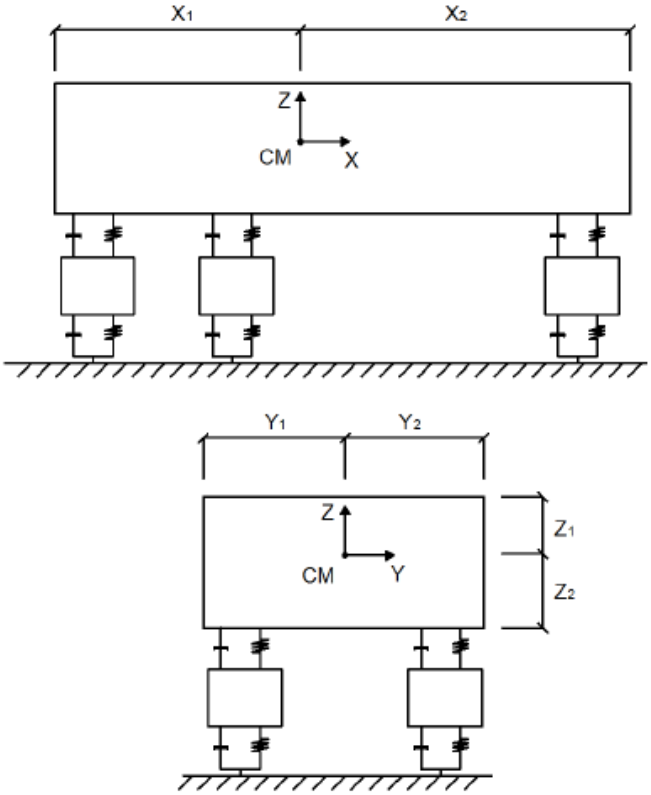


Figura 14 - Variáveis para determinação do momento de inércia. Fonte: MOROZ, 2009

$$I_{yy} = \int_{-X1}^{+X2} \int_{-Z2}^{+Z1} \left(x^2 + z^2\right)\rho.dV = \rho \frac{\left[\left(X_1^3 + X_2^3\right)YZ + \left(Z_1^3 + Z_2^3\right)XY\right]}{3} \tag{4}$$

onde:

X é comprimento na direção X;

Y é comprimento na direção Y;

Z é comprimento na direção Z;

M é a massa suspensa do veículo. Para o momento de inércia de massa em torno de X pode-se utilizar as Equações 5 e 6, variantes da Equação 4.

$$I_{xx} = \int_{-Y1}^{+Y2} \int_{-Z2}^{+Z1} \left(y^2 + z^2\right)\rho.dV = \rho \frac{\left[\left(Y_1^3 + Y_2^3\right)XZ + \left(Z_1^3 + Z_2^3\right)XY\right]}{3} \quad (5)$$

considerando:

$$Y_1 = Y_2 = \frac{Y}{2}, Z_1 = Z_2 = \frac{Z}{2} e \quad I_{xx} = M.\frac{\left(Y^2 + Z^2\right)}{12} \quad (6)$$

onde Y é o comprimento na direção Y.

Na Tabela 2 são apresentados valores típicos para o momento de inércia da massa suspensa em torno do eixo Y. Os valores foram obtidos de acordo com Facher (1986, apud (MELO, 2007)) e podem ser utilizados como referência para os modelos dos veículos de carga. Entretanto, esse trabalho não faz referência ao momento de inércia I_{xx}.

Tabela 2 - Valores típicos de momento de inércia. Fonte: FACHER, 1986

Descrição	**Modelo**	**Iyy (t.m³)**
Caminhões rígidos	GMC 8500V-6	55
Cavalos mecânicos	Ford 9000	37
	GMC Astro 95	28
	Ford 800	19
Semi-Reboques (de acordo com o comprimento)	14,6 m eixo em tandem (Vazio)	153
	14,6m eixo em tandem (Carregado)	558
	13,7 m eixo em tandem (Vazio)	126
	13,7m eixo em tandem (Carregado)	462
	12,8 m eixo em tandem (Vazio)	109
	12,8m eixo em tandem (Carregado)	385
	8,5 m eixo em tandem (Vazio)	55
	8,5m eixo em tandem (Carregado)	140
	8,2 m eixo em tandem (Vazio)	48
	8,2 m eixo em tandem (Carregado)	124

2.1.6 Modelo do veículo de classe 3C a ser adotado

O modelo do veículo utilizado será o de Moroz (2009), com nove graus de liberdade. Não foi necessária a inclusão de mais graus de liberdades, pois o veículo rodoviário apresenta somente amortecedores verticais e a rigidez lateral dos pneus será desprezada, como visto do item 2.1.4.

Desta forma, propõe-se o desacoplamento da análise longitudinal e da análise transversal do veículo, já que a análise transversal é quase-estática, gerada apenas pela aplicação da força de inércia centrífuga. Assim, a força centrífuga será somada estaticamente às forças de interação provenientes da análise dinâmica do veículo. O único cuidado a ser tomado é que a força horizontal nos pneus não supere a força de atrito estática dos pneus (Equação 7).

$$F_h \leq \mu.N \tag{7}$$

: F_h é a força horizontal nos pneus;

μ é o coeficiente de atrito estático;

N é a força normal ao pavimento.

Para Hardwood (2003, *apud* (EJZEMBERG, 2009)), o coeficiente de atrito estático disponível para caminhões, trafegando a uma velocidade de 80km/h, é de 0,30. Esse coeficiente de atrito aumenta conforme se diminui a velocidade do caminhão. Assim sendo, a velocidade de 80km/h é a mais crítica para o escorregamento.

O veículo será modelado considerando os eixos locais do veículo v e w (ver Figura 16), ou seja, os deslocamentos do veículo (u_v) e dos pneus ($u_{p,i}$) são perpendiculares à superfície da ponte. Portanto, posteriormente, os esforços de interação do veículo deverão ser decompostos de acordo com a superelevação de 6%, que ocorre no trecho curvo da ponte, para somente então, os esforços de interação serem aplicados no modelo 'unifilar'[1] da ponte. Esta decomposição das forças de interação é explicada mais detalhadamente do item 3.4.

[1] 'unifilar' = estrutura modelada como um sistema reticulado em que se representa apenas o eixo da seção celular e dos pilares com elementos de barra 3D

Os nove graus de liberdade (GDL) do veículo a ser modelado (Figura 15 à Figura 17) são:

Seis GDL referentes ao deslocamento vertical (*"bounce"*) das massas não suspensas: u_{p1}, u_{p2}, u_{p3}, u_{p4}, u_{p5} *e* u_{p6};

- Um GDL referente ao deslocamento vertical (*"bounce"*) da massa suspensa: u_v;

- Dois GDL referentes à rotação da massa suspensa *("pitch" e "roll"):* θ_{vx} e θ_{vv}.

Os parâmetros mecânicos e dinâmicos associados ao modelo são os mesmos adotados por Santos (2007) e Moroz (2009), e encontram-se na Tabela 3.

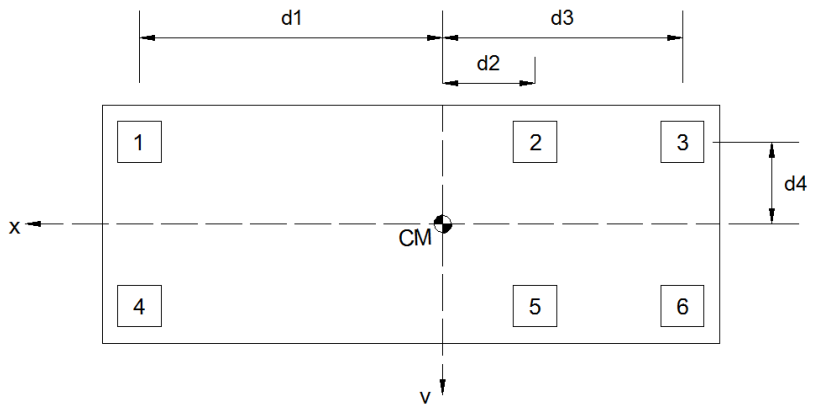


Figura 15 - Numeração dos pneus (massa não suspensa) e orientação dos eixos. Fonte: Autor.

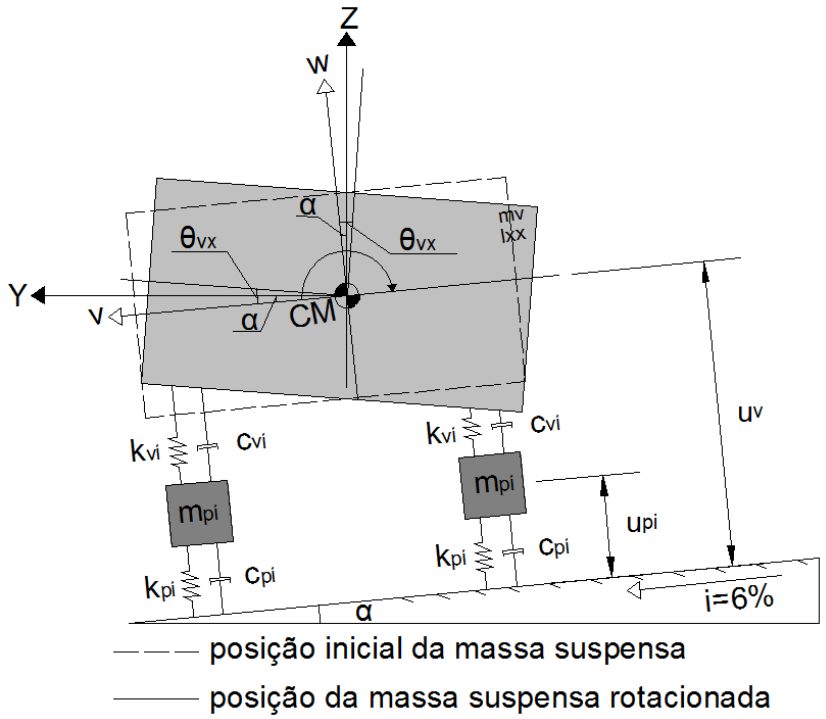


Figura 16 - Modelo veicular em seção com superelevação da ponte - corte transversal. Fonte: Autor.

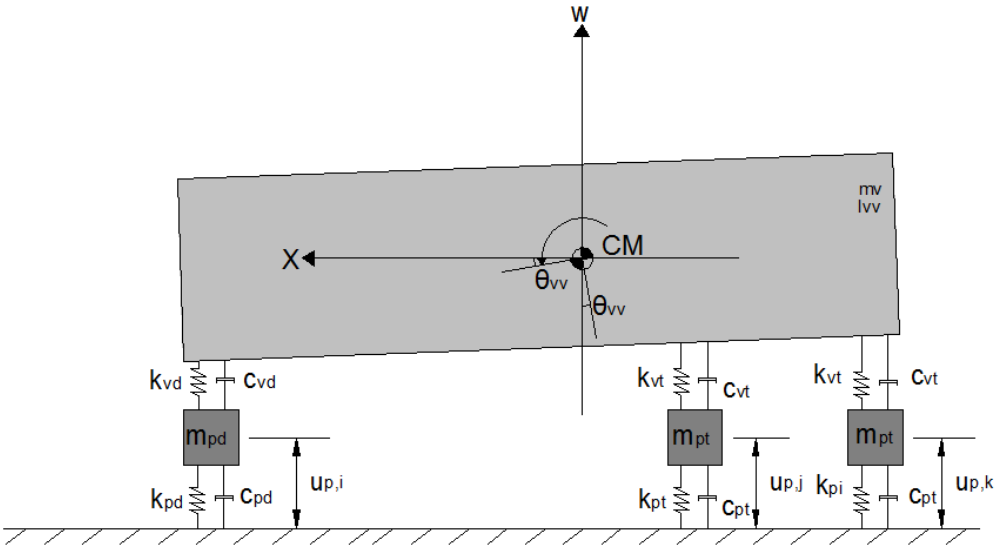


Figura 17 - Modelo Veicular - corte longitudinal. Fonte: Autor.

Tabela 3 - Parâmetros mecânicos e dinâmicos para um veículo com 16 graus de liberdade. Fonte: SANTOS, 2007

Parâmetro	**Veículo 16 GDL**
m_v	20.60 t
I_{xx}	15.00 t.m^2
I_{vv}	65.00 t.m^2
m_{pd}	0.32 t
m_{pt}	0.53 t
k_{vd}	432.00 kN/m
k_{vt}	585.00 kN/m
k_{pd}	840.00 kN/m
k_{pt}	1680 kN/m
c_{vd}	3.00 kNs/m
c_{vt}	6.00 kNs/m
c_{pd}	1.00 kNs/m
c_{pt}	1.00 kNs/m
d_1	4.00 m
d_2	0.80 m
d_3	2.00 m
d_4	1.10 m

onde:

m_v é a massa do veículo (massa suspensa);

I_{xx} é o momento de inércia na direção X;

I_{vv} é o momento de inércia na direção v;

m_{pd} é a massa do pneu dianteiro (massa não suspensa);

m_{pt} é a massa do pneu traseiro (massa não suspensa);

k_{vd} é a rigidez do sistema de suspensão dianteiro;

k_{vt} é a rigidez do sistema de suspensão traseiro;

k_{pd} é a rigidez do pneu dianteiro;

k_{pt} é a rigidez do pneu traseiro;

c_{vd} é o coeficiente de amortecimento do sistema de suspensão dianteiro;

c_{vt} é o coeficiente de amortecimento do sistema de suspensão traseiro;

c_{pd} é o coeficiente de amortecimento do pneu dianteiro;

c_{pt} é o coeficiente de amortecimento do pneu traseiro;

θ_{vv} é a rotação da massa m_v em torno do eixo v (movimento de *"pitch"*);

θ_{vx} é a rotação da massa m_v em torno do eixo x (movimento de *"roll"*);

d_1,d_2,d_3 e d_4 são comprimentos;

Como a força centrífuga (*Fc*) é aplicada no centro de massa da massa suspensa, é necessário saber a distância (*h*) do centro de massa até o pavimento, para a obtenção do momento de transporte associado (Figura 18).

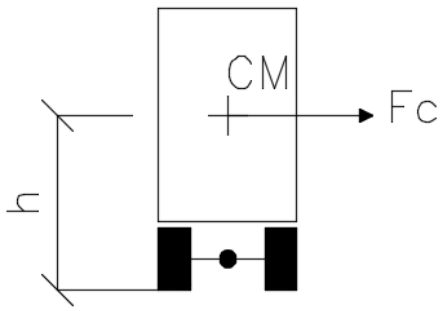


Figura 18 - Representação da aplicação da força centrífuga no veículo. Fonte: Autor.

A distância h foi encontrada em Ejzenberg (2009), que considera uma distância de 2,16m para caminhões pesados carregados. Essa distância foi adotada neste trabalho.

2.2 MODELAGEM DO PAVIMENTO

Segundo Pinto e Preussler (2002), a irregularidade longitudinal do pavimento pode ser decorrente de imperfeições surgidas durante a construção, assim como pode resultar de problemas ocorridos após o início da operação da via, como resultado das ações conjuntas ou isoladas de fatores ambientais e das cargas do tráfego.

De acordo com a norma brasileira DNER PRO 182/94, a irregularidade do pavimento é um "desvio da superfície da rodovia em relação a um plano de referência, que afeta a dinâmica dos veículos, a qualidade de rolamento e as cargas dinâmicas sobre a via".

Os efeitos dinâmicos da passagem dos veículos sobre as pontes se originam de seu próprio movimento e da interação entre o veículo e a estrutura, sendo as irregularidades do pavimento um meio gerador e de transferência das forças de interação, que excitam a massa do veículo, amplificando o carregamento dinâmico aplicado à estrutura. (ROSSIGALI, 2013)

Campos (2004), explica que as irregularidades podem ser divididas em categorias, de acordo com a amplitude (A1) e o comprimento de onda (λ), de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 - Categorias das irregularidades. Fonte: CAMPOS, 2004

Ondas	**λ (m)**	**A1 (mm)**
Curtas	0,5 – 5,0	1 - 20
Médias	5,0 – 15,0	5 – 50
Longas	15,0 – 50,0	10 - 200

As ondas com dimensões fora dos intervalos da Tabela 4 são avaliadas como macrotextura, microtextura e megatextura, não sendo consideradas como irregularidades do pavimento.

Segundo Melo (2007), o perfil longitudinal de irregularidades de uma rodovia pode ser tomado como um processo aleatório estacionário e ergódico com média nula. Para Rossigali (2013), dentre as diversas escalas padronizadas que podem ser adotadas na medida da

irregularidade do pavimento, uma referência bastante utilizada em nível mundial para denotar a qualidade do pavimento em função do grau de rugosidade é o Internacional Roughness Index (IRI). No Brasil, a classificação dos pavimentos, em função do valor IRI, é mostrada na Tabela 5, de acordo com o DNIT (apud ROSSIGALI 2013).

Tabela 5 - Faixas de classificação de irregularidade no Brasil, de acordo com o valor do IRI. Fonte: DNIT (*apud* ROSSIGALI 2013)

Classificação	**Valores do IRI (m/km)**
Excelente	<2,5
Bom	entre 2,5 e 3,0
Regular	entre 3,0 e 4,0
Mau	entre 4,0 e 5,0
Péssimo	>5,0

O IRI é calculado de acordo com a norma AASHTO R54-10 *"Standard Practice for Accepting Pavement Ride Quality when Measured Using Inertial Profiling Systems"* utilizando o software Proval (disponível em http://www.roadprofile.com).

Um perfil de irregularidades pode ser descrito matematicamente por meio de funções de densidade espectral, obtidas experimentalmente. O espectro de rugosidade do pavimento adotado neste trabalho foi calibrado por Honda et al. (1982), sendo expresso pela Equação 8.

$$S(\omega_k) = \bar{\alpha}.(\omega_k)^{-\beta} \tag{8}$$

onde $\bar{\alpha}$ depende do estado de conservação do pavimento, podendo ser classificado em 5 categorias, segundo a *International Organization for Standardization* (ISO), mostradas na Tabela 6; β é expoente que depende do material que constitui o pavimento, sendo igual a 2,03 para pavimentos asfálticos e igual a 1,85 para pavimentos de concreto e ω_k a frequência de onda, definida como o inverso do comprimento de onda.

Tabela 6 - Classificação do perfil longitudinal de acordo com o padrão ISO. Fonte: (HONDA *et al*., 1982).

Condição do pavimento	$\bar{\alpha}(x10^{-6}m^2/(m/ciclo))$
Muito Boa	$\bar{\alpha} \leq 0{,}24$
Boa	$0{,}24 < \bar{\alpha} \leq 1{,}00$
Regular	$1{,}00 < \bar{\alpha} \leq 4{,}00$
Ruim	$41{,}00 < \bar{\alpha} \leq 16{,}00$
Muito Ruim	$\bar{\alpha} > 16{,}00$

A correlação entre os padrões da ISO e a escala IRI, adotada no Brasil é apresentada na Tabela 7.

Tabela 7 - Correlação entre as classificações adotadas no Brasil (IRI) e pela ISO. Fonte: (HONDA *et al*., 1982).

Condição do pavimento	$\bar{\alpha}(x10^{-6}m^2/(m/ciclo))$	**IRI (m/km)**
Excelente	$\bar{\alpha} \leq 0{,}24$	IRI ≤ 1,90
De excelente a regular	$0{,}24 < \bar{\alpha} \leq 1{,}00$	1,90 < IRI ≤ 3,80
De regular a péssimo	$\bar{\alpha} > 1{,}00$	IRI > 3,80

De acordo com a Tabela 7, é possível observar que dentro de cada intervalo de variação da classificação ISO há mais de uma classificação das condições do pavimento relativo ao IRI.

Para a geração do perfil aleatório de irregularidade a partir da sua densidade espectral, utilizam-se *k* frequências de espectros de rugosidades, dentro dos limites das categorias de irregularidades da Tabela 4 e deve-se empregar um coeficiente espectral de acordo com os padrões de qualidade da ISO (ver Tabela 6).

Os perfis usados nesta dissertação foram gerados a partir do espectro da Equação 8 como uma série de cossenos (Equação 9):

$$u_{ir}\left(x\right) = \sum_{k=1}^{N} \alpha_k \cos\left(2\pi\omega_k x + \varphi_k\right) \tag{9}$$

onde $u_{ir}\left(x\right)$ é a rugosidade aleatória do pavimento, α_k é a amplitude de rugosidade, ω_k é a frequência de rugosidade em ciclos por metro, φ_k é um ângulo de fase aleatório definido no intervalo [0,2π], *x* é a posição do eixo do veículo ao longo de sua trajetória e *N* é o número total de termos da série.

A amplitude α_k é expressa pela eq. (9):

$$\alpha_k = 2\sqrt{S_r\left(\omega_k\right)\Delta\omega} \tag{10}$$

Yang e Lin (1995) definem o incremento de frequência por $\Delta\omega = (\omega_{máx} - \omega_{mín})/N$, onde $\omega_{máx}$ e $\omega_{mín}$ são a frequências de rugosidade máxima e mínima admitida na resposta.

A seguir, da Figura 19 até a Figura 21, são encontrados perfis de irregularidade longitudinal para diversas classificações.

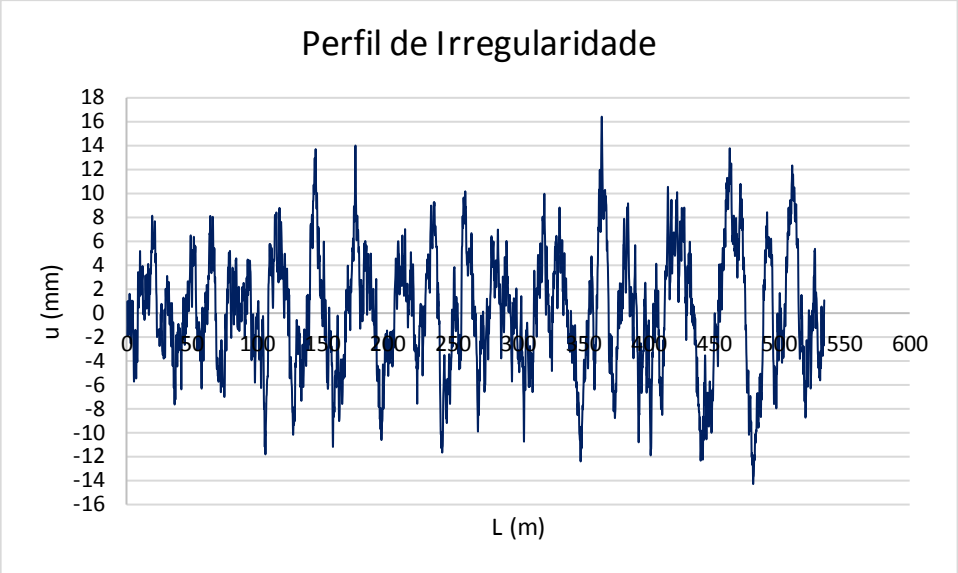


Figura 19 – Perfil de irregularidade para IRI=4,10m/km, α=1,5x10^{-6}, β=1,85 e 0,5m<λ<50m. Fonte: Autor.

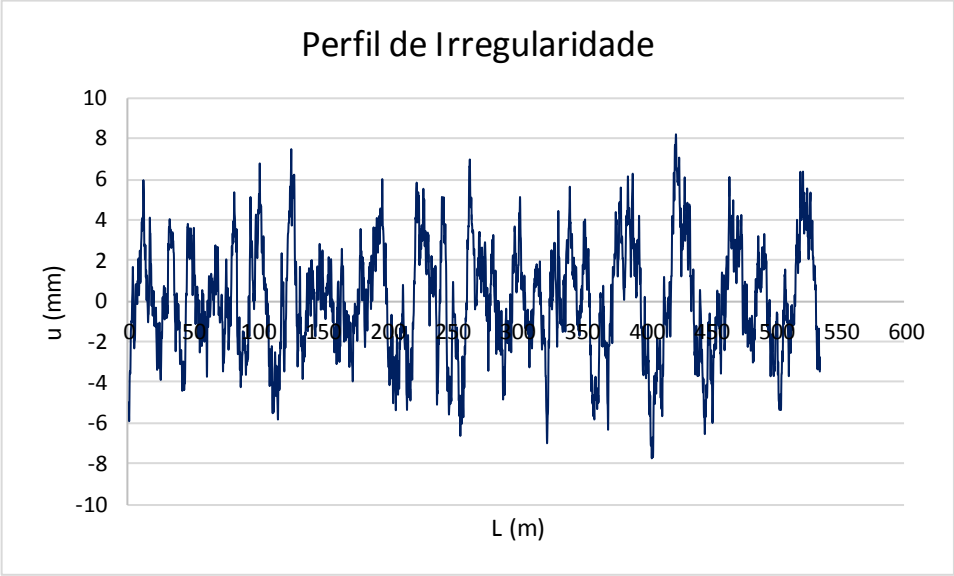


Figura 20 – Perfil de irregularidade para IRI=2,32m/km, $\alpha=0,5x10^{-6}$, $\beta=1,85$ e $0,5m<\lambda<50m$. Fonte: Autor.

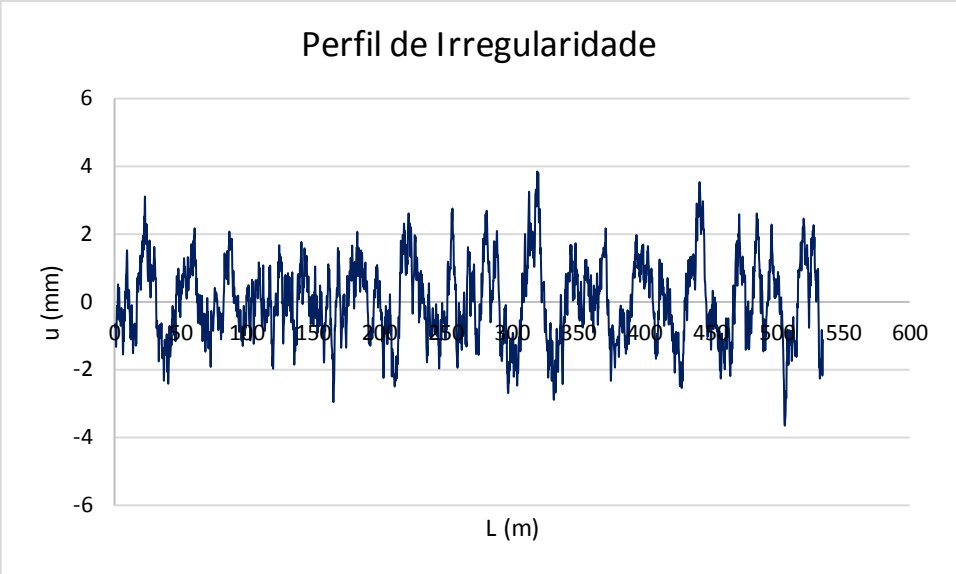


Figura 21 – Perfil de irregularidade para IRI=1,03m/km, $\alpha=0,1x10^{-6}$, $\beta=1,85$ e $0,5m<\lambda<50m$. Fonte: Autor.

2.3 MODELAGEM ESTRUTURAL

2.3.1 Estrutura analisada

Para o estudo a ser realizado nos capítulos posteriores, será analisada uma ponte que compõe o ramo 900 do complexo Anhanguera (Figura 22)

Figura 22 - Foto aérea do Ramo 900 da Anhanguera. Fonte: EGT Engenharia.

A ponte possui 4 vãos curvos em planta (100m, 125m, 125m, 100m) e 2 retos de 40m, como mostra a Figura 23. O raio de curvatura em planta é constante e igual a 234,5m.

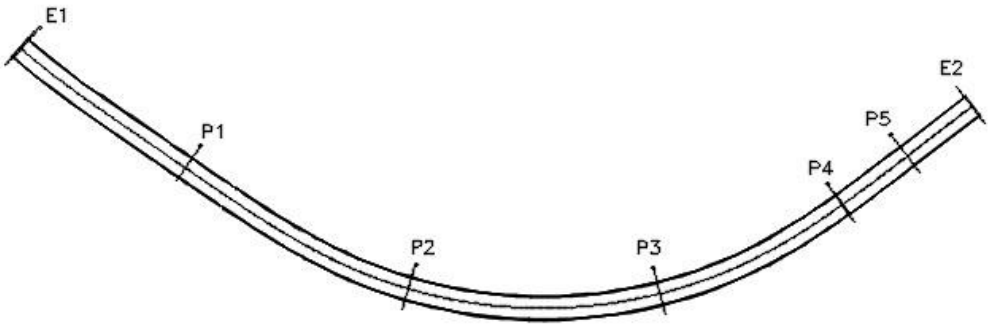


Figura 23 – Planta da ponte. Fonte: EGT Engenharia.

A estrutura é de concreto, com seção unicelular de altura variável nos trechos curvos, sendo mais alta na região dos apoios, como mostra a Figura 24. Após os trechos curvos há uma junta no pilar P4, que os separam dos dois vão retos. Estes possuem seção com altura constante até o encontro E2.

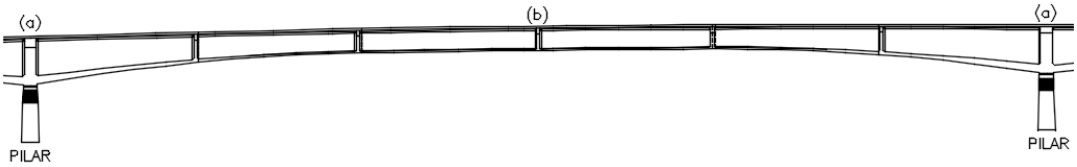
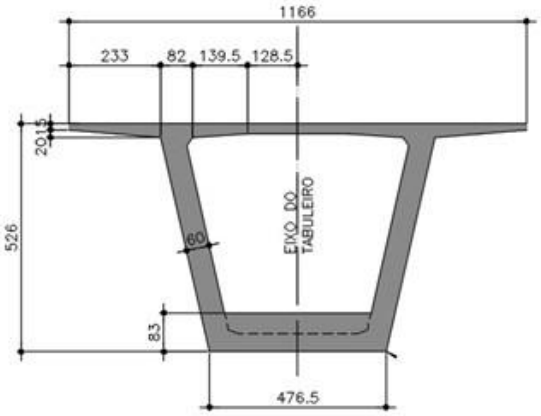


Figura 24 - Variação da altura das seções. Fonte: EGT Engenharia.

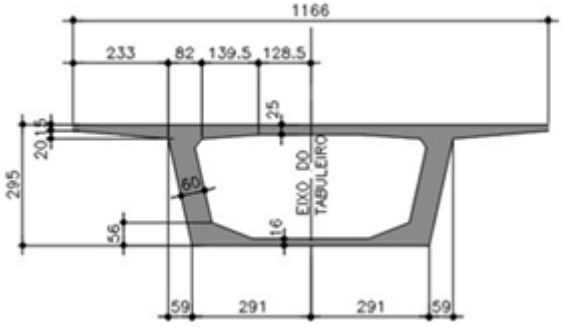
No modelo foram consideradas as propriedades de todas as seções, de acordo com a variação de altura mostrada. A Figura 25 mostra as propriedades e dimensões das seções do apoio (a) e do meio do vão (b) do trecho curvo, indicadas na Figura 24. Para os trechos retos a seção é a mesma da Figura 25 (b).

(a)



A (m²)	13.53
Ix (m⁴)	63.12
Iy (m⁴)	83.24
It (m⁴)	81.94

(b)



A(m²)	7.578
Ix(m⁴)	8.93
Iy(m	63.91
It(m⁴)	18.48

Figura 25 - Dimensões e propriedades das seções: (a) no apoio (b) no meio no vão. Fonte: EGT Engenharia.

A superelevação da ponte varia de 2% a 6%, como se mostra da Figura 28 até a Figura 32. Para fins de estudo, a variação paramétrica da superelevação será desconsiderada: trabalhar-se-á apenas com superelevação máxima de 6%. Nos pilares P2 e P3 a superestrutura possui uma

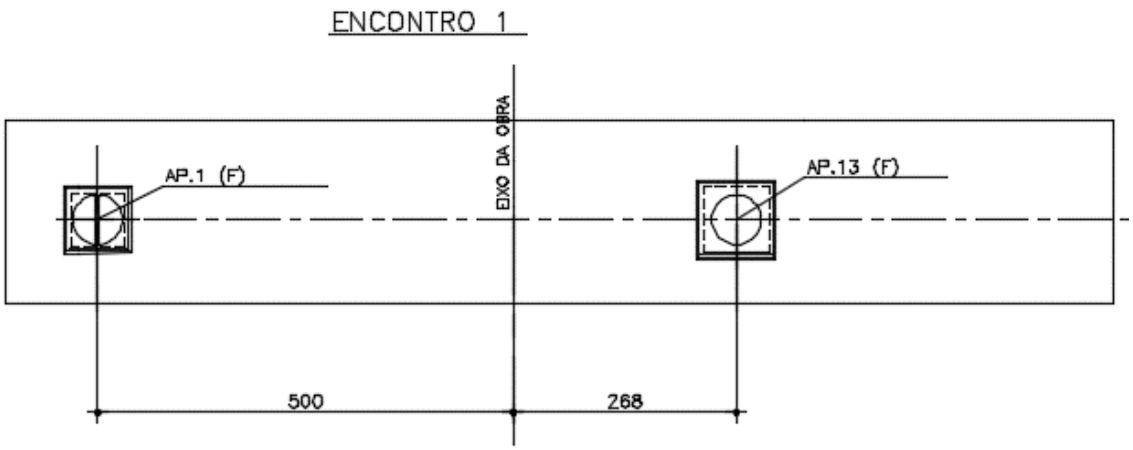
excentricidade de 90 cm em relação ao pilar (Figura 26). No Pilar P4 essa excentricidade aumenta para 92.5cm.

Figura 26 - Foto da excentricidade do pilar. Fonte: EGT Engenharia.

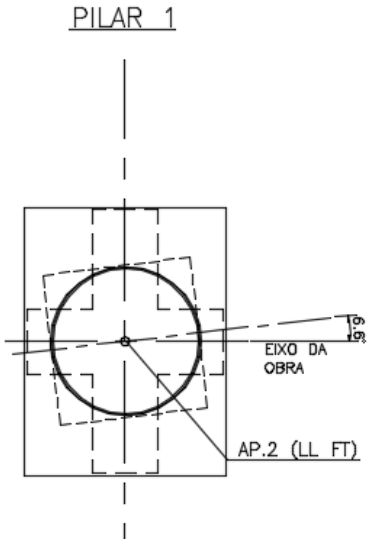
O concreto da superestrutura possui resistência característica à compressão (*fck*) igual a 50 MPa e módulo de elasticidade secante igual a 33658 MPa.

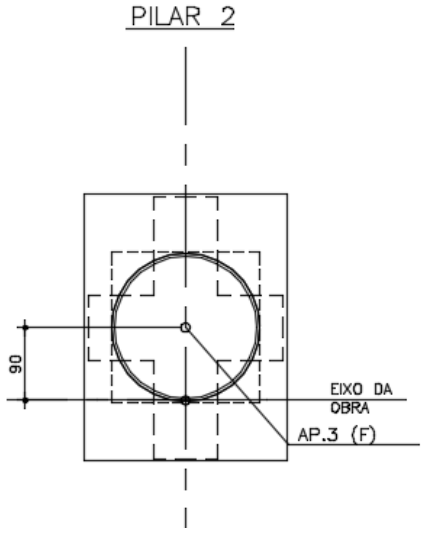
A superestrutura se apoia sobre aparelhos de apoio metálicos, que possuem graus de liberdade distintos para cada pilar, como mostrado na Figura 27. Os aparelhos de apoio referentes ao trecho curvo (E1 até P4), são do tipo esférico e permitem rotação em torno de todos os eixos. Já os aparelhos referentes ao trecho reto (P4 até E2), são do tipo cilíndrico, permitindo rotação somente em torno do eixo transversal. As siglas ao lado do nome de cada aparelho de apoio caracterizam o deslocamento de translação que ele possui. Entende-se por “LLFT”, o aparelho que tem deslocamento linear livre na direção longitudinal e fixo na transversal; por “F”, o aparelho de apoio fixo; por “FLLT” o aparelho que tem deslocamento fixo na direção longitudinal e livre na transversal; e por “M” o aparelho de apoio multidirecional.

Os pilares P1, P3 e P4 possuem aparelhos de apoio rotacionados em relação ao eixo longitudinal de 6,6°, 15,3° e 26°, respectivamente. Os aparelhos de apoio do encontro E1 foram considerados como fixos.

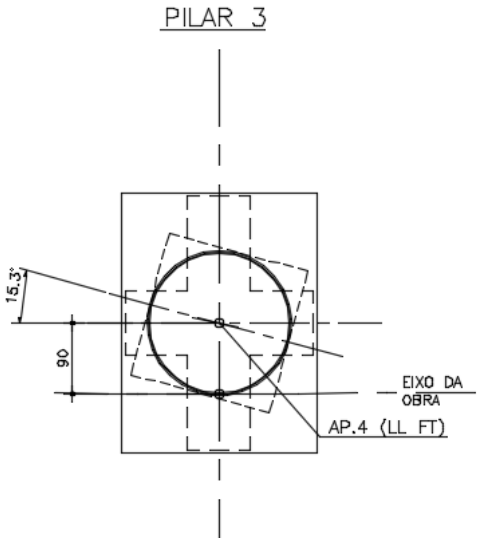

ENCONTRO 1
EIXO DA OBRA
AP.1 (F)
AP.13 (F)
500
268

(a)

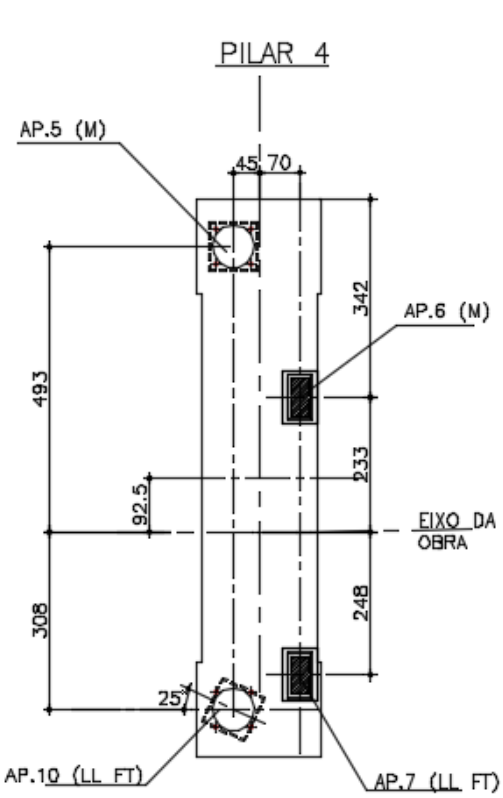

PILAR 1
6.6°
EIXO DA OBRA
AP.2 (LL FT)

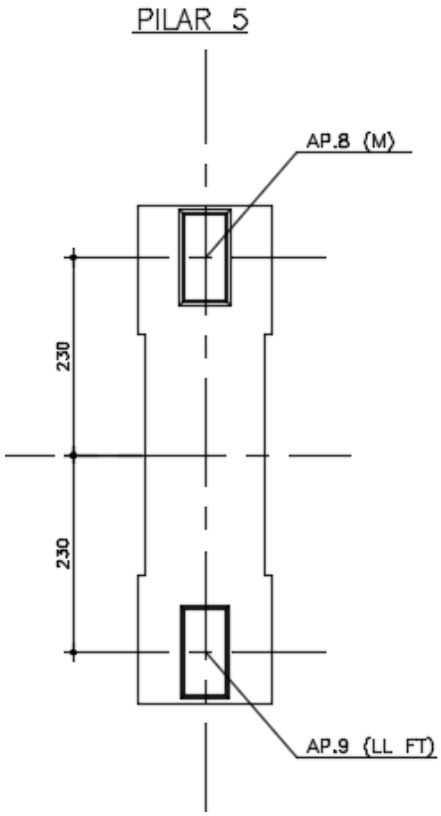

PILAR 2
90
EIXO DA OBRA
AP.3 (F)

(b) (c)

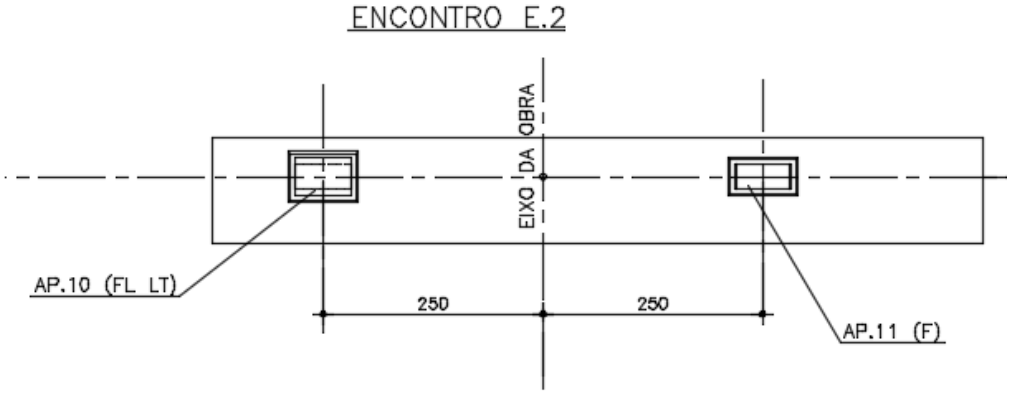

PILAR 3
15.3°
90
EIXO DA OBRA
AP.4 (LL FT)

(d)





(e) (f)



(g)

Figura 27 - Aparelhos de apoio para os pilares: (a) Encontro E1 (b) P1, (c) P2, (d) P3, (e) P4 (f) P5 (g) Encontro 2. Fonte: EGT Engenharia (adaptado).

Os pilares possuem as dimensões mostradas da Figura 28 até a Figura 32. Para os pilares, a resistência à compressão do concreto é igual a 40MPa e o módulo de elasticidade secante é igual a 30104 MPa.

Como se pode ver da Figura 28 até a Figura 30, os pilares P1, P4 e P5 se apoiam sobre blocos com nove, seis e quatro tubulões de 1,20m de diâmetro, respectivamente. Já no P2 (Figura 31), a fundação é constituída por uma sapata que se apoia diretamente sobre o solo e no P3 (Figura 32), o bloco possui estacas raiz com 41cm de diâmetro.

Os blocos e as estacas possuem resistência característica à compressão igual a 25 MPa e módulo de elasticidade secante igual a 23800 MPa.

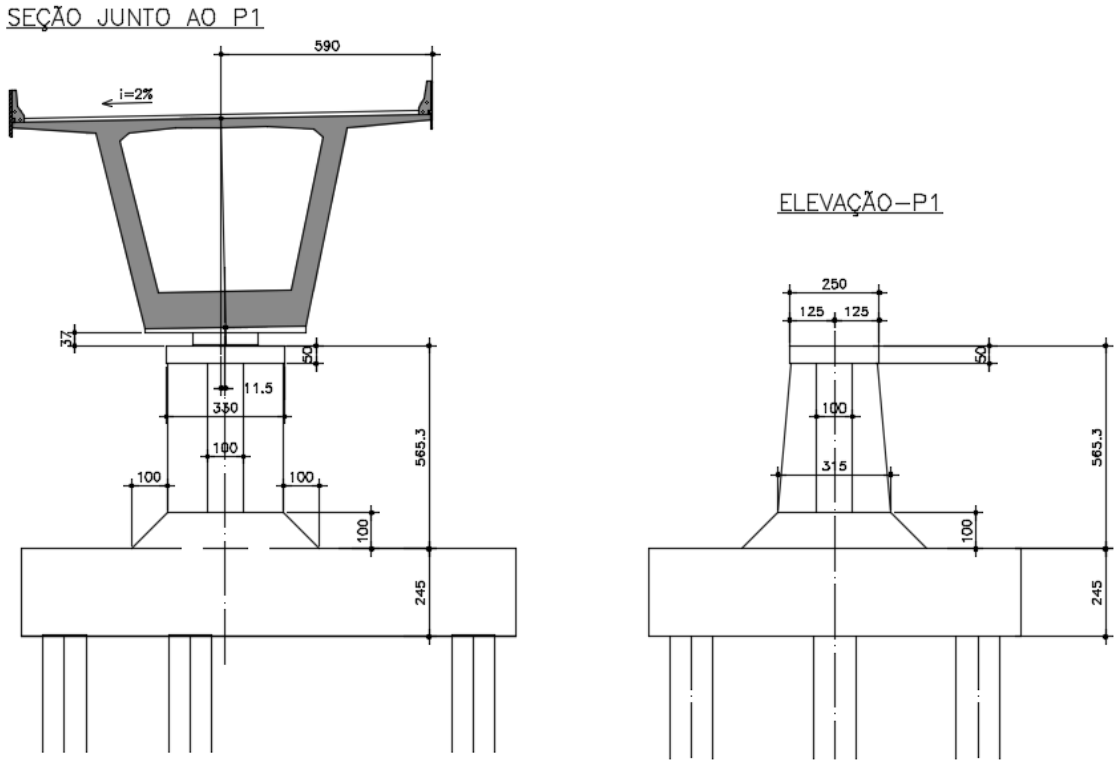


Figura 28 - Seção e elevação junto ao pilar P1. Fonte: EGT Engenharia.

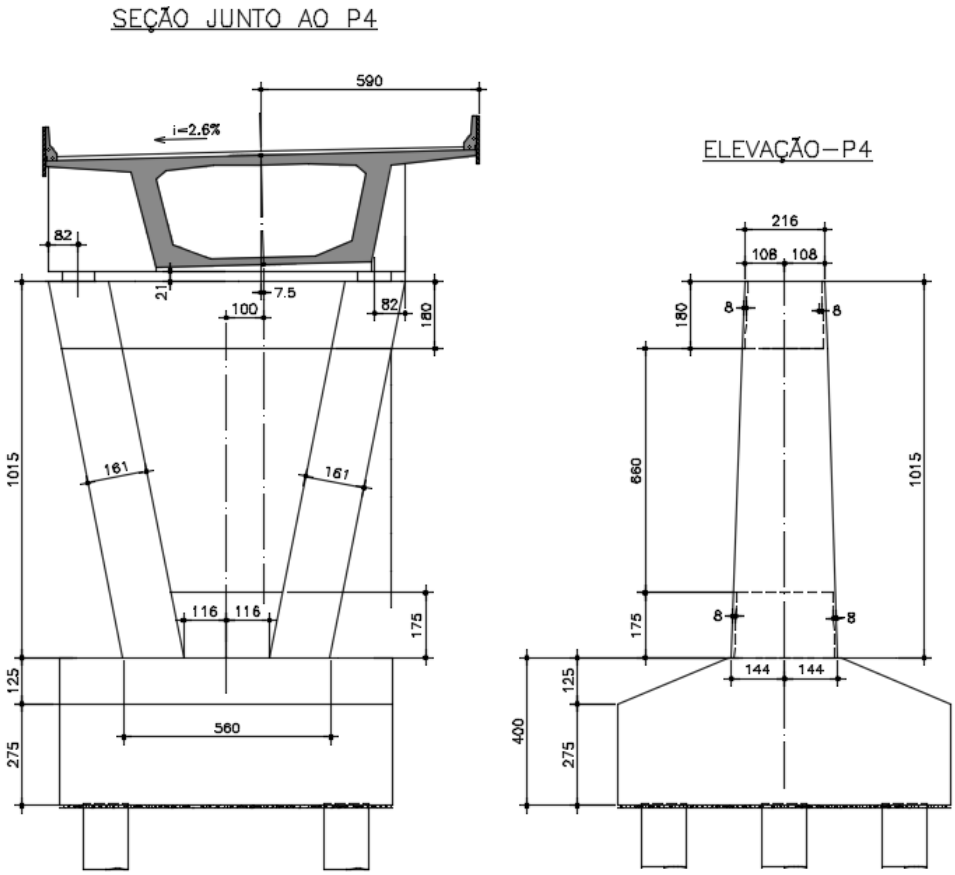


Figura 29 - Seção e elevação junto ao pilar P4. Fonte: EGT Engenharia.

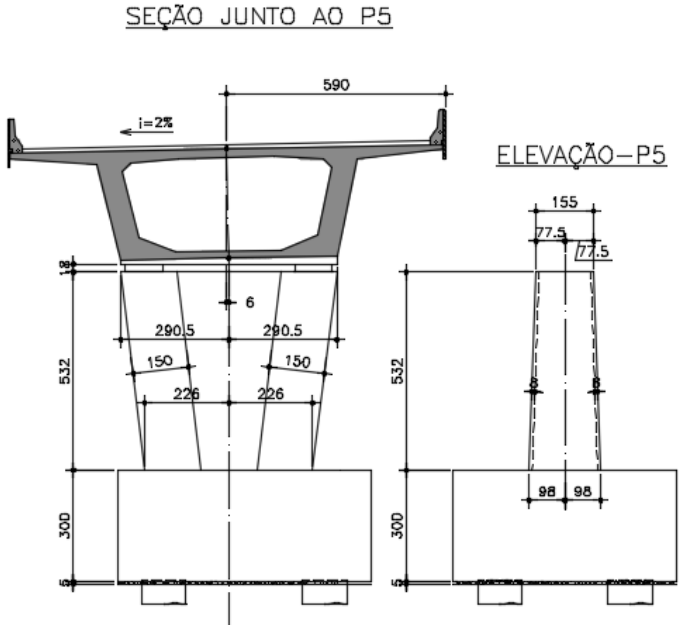


Figura 30 - Seção e elevação junto ao pilar P5. Fonte: EGT Engenharia.

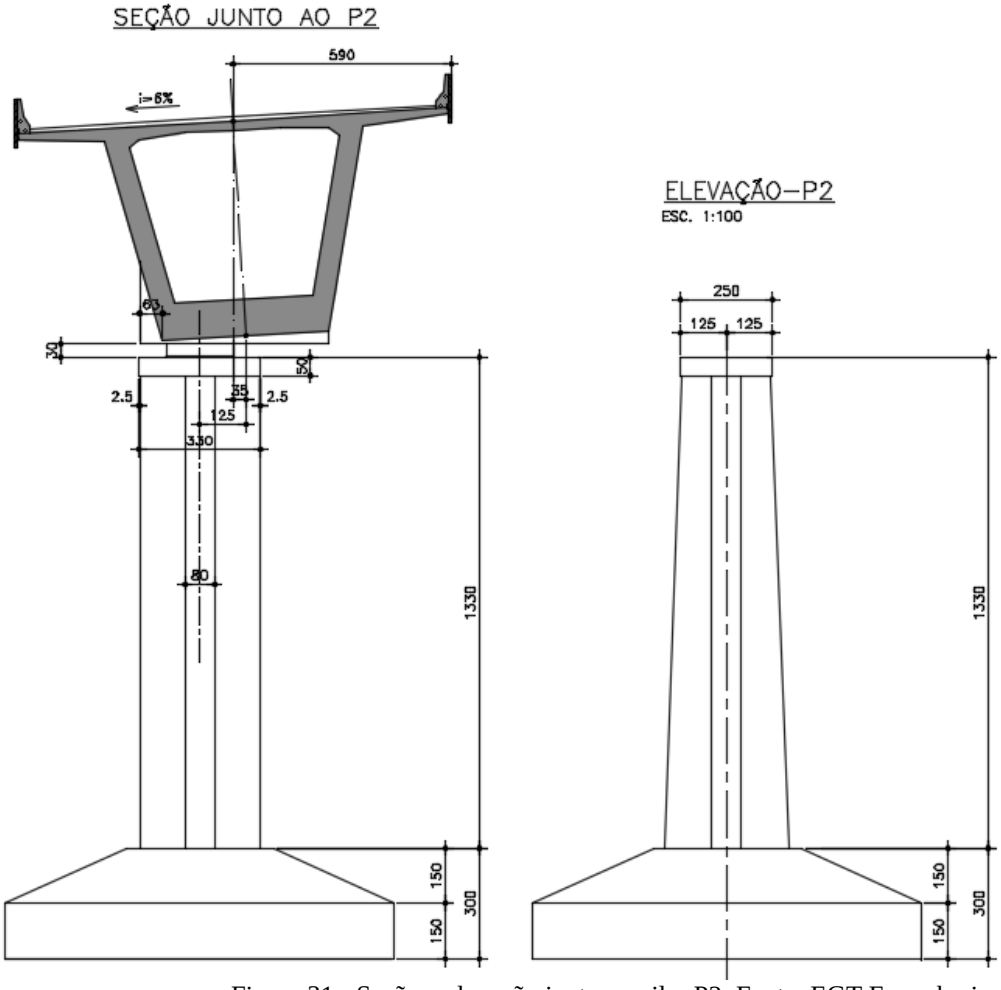


Figura 31 - Seção e elevação junto ao pilar P2. Fonte: EGT Engenharia.

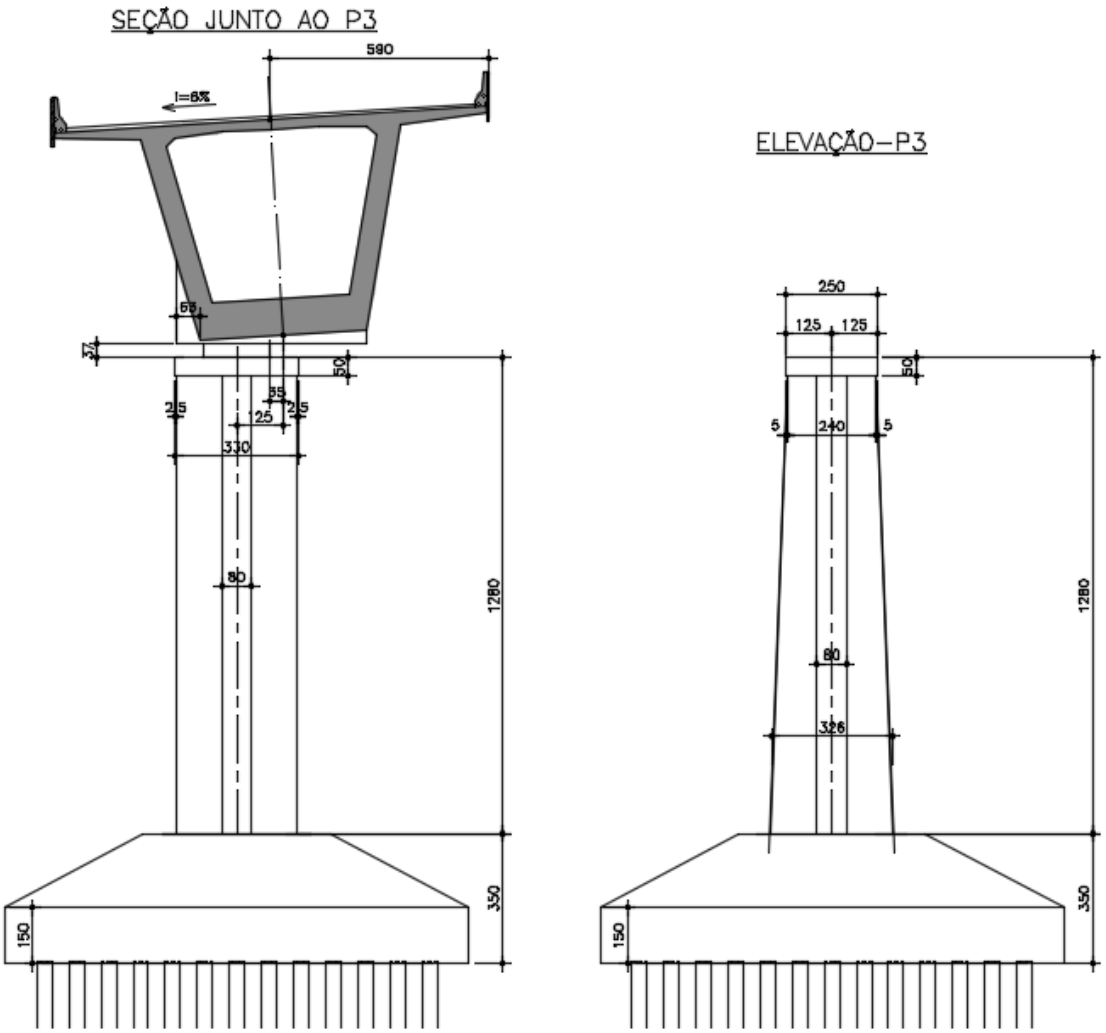


Figura 32 - Seção e elevação junto ao pilar P3. Fonte: EGT Engenharia.

2.3.2 Modelagem estrutural

A modelagem da estrutura analisada foi realizada no software ADINA – *Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis*.

A superestrutura, os pilares e as estacas foram modelados com elementos de barra 3D (possuem seis graus de liberdade para cada nó), discretizadas a cada 1m, com propriedades equivalentes às das respectivas seções. Os blocos foram modelados com elementos de casca tipo shell, com espessura equivalente à altura dos blocos. Consideraram-se estacas até uma profundidade de 2m a partir da face inferior do bloco.

Os aparelhos de apoio foram modelados utilizando-se barras rígidas, com os graus de liberdade correspondentes em suas extremidades. Para conectar os aparelhos de apoio à superestrutura no caso dos pilares P4 e P5, em que há mais de um aparelho no pilar, foram utilizados *rigid links*. Estes também foram utilizados para conectar o aparelho de apoio até o eixo do pilar, especialmente nos pilares P2, P3 e P4 que são excêntricos à superestrutura.

Como a superelevação é dada pela inclinação da seção caixão, as barras 3D que modelam a superestrutura foram rotacionadas, para simular a superelevação da ponte.

A seguir as Figura 33 e Figura 34 mostram, respectivamente, a vista isométrica e a vista em planta do modelo unifilar.

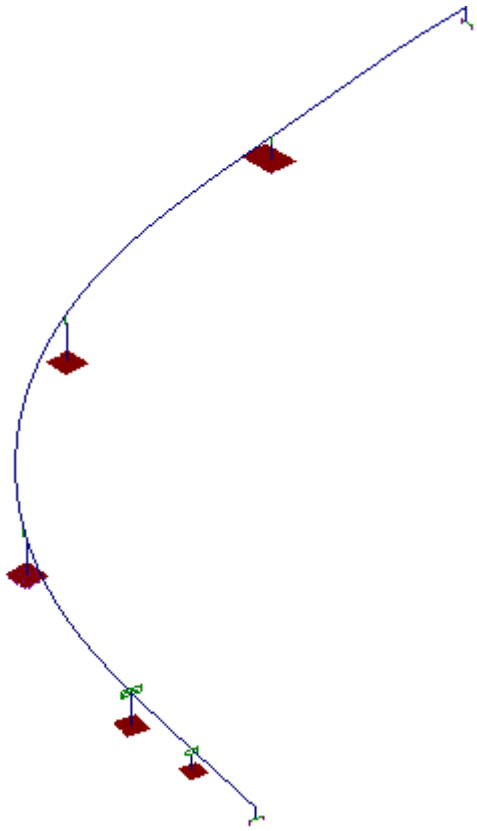


Figura 33 - Vista isométrica do modelo ‘unifilar’ da ponte. Fonte: Autor.

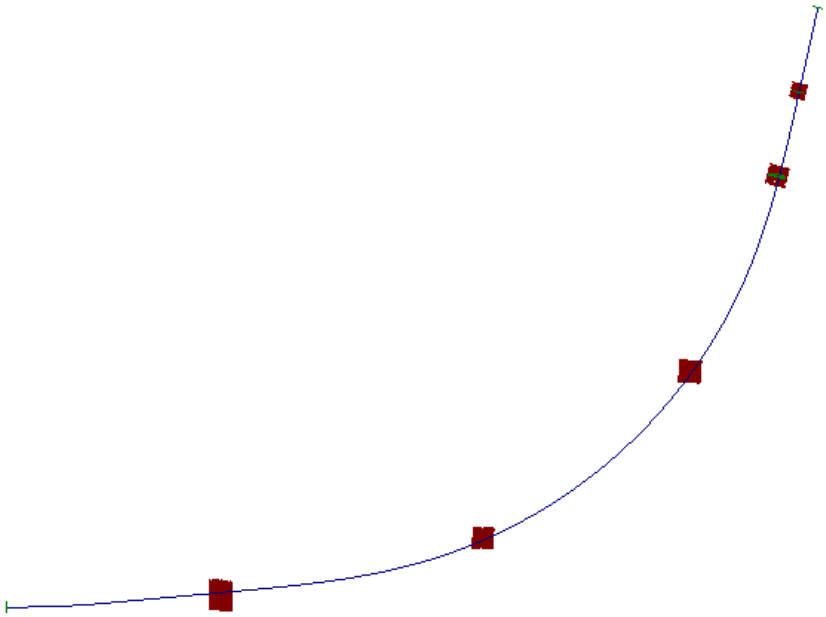


Figura 34 - Vista em planta do modelo ‘unifilar’ da ponte. Fonte: Autor.

2.3.3 Amortecimento

Do ponto de vista dinâmico será considerado um amortecimento estrutural tipo Rayleigh. Nele, a matriz de amortecimento é uma combinação linear da matriz de massa e da matriz de rigidez, conforme a Equação 10 (Clough e Penzien, 2003).

$$\mathbf{c} = a_0\mathbf{m} + a_1\mathbf{k}s^{-1} \tag{11}$$

onde $\mathbf{m}$ é a matriz de massa, $\mathbf{k}$ é a matriz de rigidez, a_0 e a_1 são constantes reais, com unidades em s^{-1} e s, respectivamente.

O amortecimento de Rayleigh conduz a uma relação entre a taxa de amortecimento (ξ_n) e as frequências modais (ω_n) como mostrado na Equação 11 (CLOUGH E PENZIEN, 2003).

$$\xi_n = a_0\frac{1}{2\omega_n} + a_1\frac{\omega_n}{2} \tag{12}$$

Essa expressão mostra que, para o amortecimento proporcional à massa, a taxa de amortecimento é inversamente proporcional à frequência, enquanto para o amortecimento proporcional à rigidez, a taxa de amortecimento é diretamente proporcional à frequência. Essa relação entre a taxa de amortecimento e a frequência é ilustrada na Figura 35.

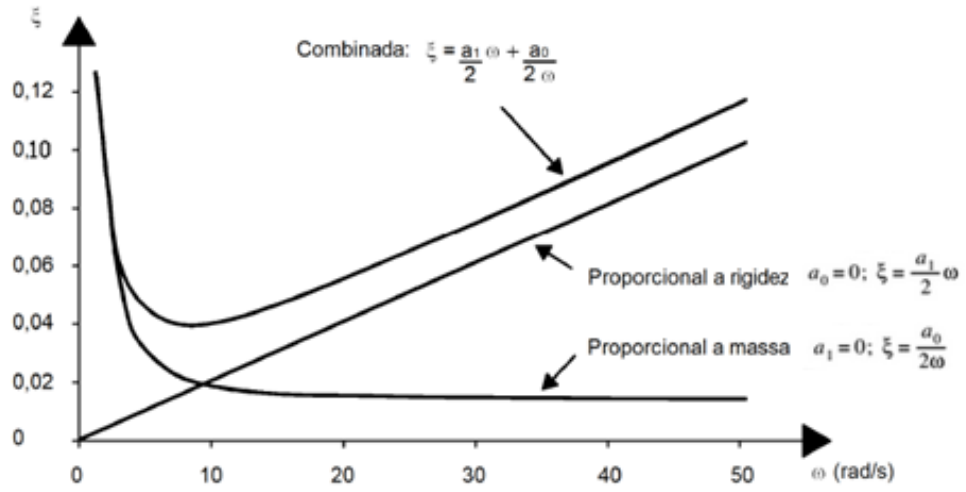


Figura 35 - Relação entre taxa de amortecimento e frequência para amortecimento Rayleigh. Fonte: Clough e Penzien (2003)

Segundo Clough e Penzien (2003), os dois fatores de amortecimento a_0 e a_1 poderão ser calculados pela solução de um sistema de duas equações, se as taxas de amortecimento ξ_m e ξ_n associadas a dois modos ω_m e ω_n forem conhecidas.

Para o estudo de caso, será utilizada uma taxa de amortecimento de ξ=2,5%, usualmente utilizada para pontes de concreto, associada aos dois primeiros modos de vibração da ponte. Esta mesma taxa de amortecimento foi utilizada em Rossigali (2013). Os valores de a_0 e a_1 encontrados são apresentados no item 4.1, após a análise modal da estrutura.

3. FORÇAS DE INTERAÇÃO E EQUAÇÃO DE MOVIMENTO

3.1 ASPECTOS GERAIS

Após a modelagem veicular, estrutural e a criação do perfil de rugosidade, iniciam-se os estudos a partir do modelo do veículo, considerando tabuleiro rígido e indeslocável, e contato contínuo entre o pneu e o pavimento. Para a obtenção dos esforços de interação entre o veículo e a estrutura, será realizada uma análise desacoplada, variando a velocidade de veículo de 40km/h a 80 km/h.

Primeiramente, será realizada uma análise considerando um perfil idêntico de rugosidade para as duas linhas de rodagem dos pneus do veículo. Posteriormente, em uma segunda análise, serão considerados perfis diferentes de rugosidade para cada linha de rodagem. Para se obter o maior efeito no momento torçor, estas análises serão feitas considerando o veículo deslocado com relação ao eixo da ponte (ou seja, nas faixas de rolamento).

Para proporcionar interferências construtivas e destrutivas de ondas de vibração, serão estudadas duas situações de tráfego sobre a estrutura para avaliação dos efeitos do veículo isolado e de diversos veículos trafegando sobre a estrutura. No caso do comboio, os veículos serão defasados de tempos iguais entre si, de modo que não será considerada a aleatoriedade de eventos.

No estudo será utilizado um perfil de rugosidade para um pavimento asfáltico com má qualidade de conservação, correspondendo a um IRI de 4,10 m/km e comprimento de onda dentro do estabelecido por Campos (2004), como visto em 2.2. A diferença entre perfis de rugosidade das linhas de rodagem do veículo se dará pela geração de novos ângulos de fase aleatórios. Os esforços obtidos para as reações dos pneus são condensados estaticamente no centro de gravidade do veículo e aplicados ao modelo estrutural simplificado, considerando a superelevação de 6%.

3.2 FORÇAS DE INTERAÇÃO VEÍCULO-PAVIMENTO

De acordo com Santos (2007), o veículo excita a estrutura de uma ponte ao trafegar sobre pavimento rugoso numa certa velocidade e, portanto, representa um carregamento dinâmico móvel, variável no tempo e no espaço. Esta excitação é provocada pela combinação de duas causas: a própria ação inercial da massa do veículo e dos pneus em movimento ao longo da ponte, acrescida de seu movimento vertical induzido pela rugosidade do pavimento e pela interação dinâmica com a própria estrutura.

Neste trabalho, será utilizada a metodologia proposta por Moroz (2009), para a determinação das forças de interação veículo-pavimento. Nesta metodologia, propõe-se o desacoplamento entre veículo e estrutura, ou seja, as ações dinâmicas de contato são calculadas separadamente sobre o pavimento, considerando que o tabuleiro está inicialmente rígido e indeslocável, sendo em seguida aplicadas sobre a estrutura, dando origem a deslocamentos variáveis ao longo do vão e no tempo, os quais são sobrepostos ao perfil de irregularidades do pavimento, gerando um novo perfil ‘equivalente’ de irregularidades, repetindo-se o processo até se obter convergência.

Considerando que não haja perdas de contato entre pneu e pavimento, a força de interação devido à excitação do veículo pela rugosidade do pavimento, é variável no tempo e dada por:

$$F_{\text{int}}(t) = \sum_{i=1}^{p} \left(f_{ei}(t) + f_{ai}(t) \right) \tag{13}$$

onde:

F_{int} é a força de interação veículo-pavimento;

f_{ei} é a força elástica exercida no ponto de contato i;

f_{ai} é a força do amortecedor exercida no ponto de contato i, a qual não se encontra em fase com a força elástica;

p é a quantidade de pontos de contato.

A força de interação obtida para cada pneu do veículo pode ser reescrita em função do deslocamento relativo e da velocidade relativa (Equação 14), sendo assim, função da rugosidade do pavimento, do deslocamento veicular e do deslocamento estrutural (u_e), que é nulo para tabuleiro indeslocável, considerando a hipótese de modelagem desacoplada e estrutura rígida. Tomando-se a Figura 36 como referência, escreve-se:

$$F_{\text{int}}(t) = k_{vi}\left(u_{vi} - u_{pi}\right) + c_{vi}\left(\dot{u}_{vi} - \dot{u}_{pi}\right) + k_{pi}\left(u_{pi} - \left(u_e + u_r\right)\right) + c_{pi}\left(\dot{u}_{vi} - \left(\dot{u}_e + \dot{u}_r\right)\right)$$

$$F_{\text{int}}(t) = k_{vi}\left(u_{vi} - u_{pi}\right) + c_{vi}\left(\dot{u}_{vi} - \dot{u}_{pi}\right) + k_{pi}\left(u_{pi} - u_r\right) + c_{pi}\left(\dot{u}_{vi} - \dot{u}_r\right) \tag{14}$$

onde:

u_{vi} é o deslocamento da massa suspensa em relação à superfície rígida (estrutura indeformada), referido ao *i-ésimo* ponto de contato;

u_{pi} é o deslocamento da massa não suspensa em relação à superfície rígida (estrutura indeformada), referido ao *i-ésimo* ponto de contato;

u_r é a coordenada da função rugosidade do pavimento, considerando a superfície estrutural ideal como origem da função.

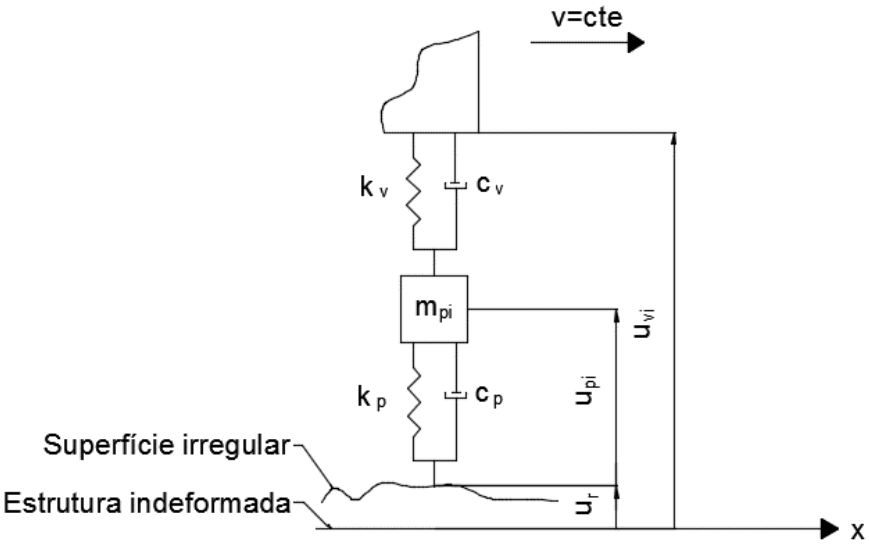


Figura 36 - Deslocamento relativo para pneu i do veículo com 9 graus de liberdade. Fonte: MOROZ,2009

Dessa forma é possível escrever as equações de movimento para o veículo, considerando os graus de liberdade dos deslocamentos verticais (*bounce*) da massa suspensa e das massas não suspensas e também os graus de liberdade de rotação da massa suspensa (*pitch e roll*). As equações são apresentadas no sistema local, apenas para entendimento conceitual da formulação do problema, uma vez que a modelagem numérica será feita por meio do programa ADINA.

a) Deslocamento ("bounce") da massa suspensa m_v (Equação 15)

$$\begin{aligned} m_v \ddot{u}_v = & -k_{v1}\left(u_v - u_{p1} - d_4\theta_{vx} - d_1\theta_{vv}\right) - k_{v2}\left(u_v - u_{p2} - d_4\theta_{vx} + d_2\theta_{vv}\right) \\ & - k_{v3}\left(u_v - u_{p3} - d_4\theta_{vx} + d_3\theta_{vv}\right) - k_{v4}\left(u_v - u_{p4} + d_4\theta_{vx} - d_1\theta_{vv}\right) \\ & - k_{v5}\left(u_v - u_{p5} + d_4\theta_{vx} + d_2\theta_{vv}\right) - k_{v6}\left(u_v - u_{p6} + d_4\theta_{vx} + d_3\theta_{vv}\right) \\ & - c_{v1}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p1} - d_4\dot{\theta}_{vx} - d_1\dot{\theta}_{vv}\right) - c_{v2}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p2} - d_4\dot{\theta}_{vx} + d_2\dot{\theta}_{vv}\right) \\ & - c_{v3}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p3} - d_4\dot{\theta}_{vx} + d_3\dot{\theta}_{vv}\right) - c_{v4}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p4} + d_4\dot{\theta}_{vx} - d_1\dot{\theta}_{vv}\right) \\ & - c_{v5}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p5} + d_4\dot{\theta}_{vx} + d_2\dot{\theta}_{vv}\right) - c_{v6}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p6} + d_4\dot{\theta}_{vx} + d_3\dot{\theta}_{vv}\right) \end{aligned} \tag{15}$$

a) Deslocamento ("bounce") da massa não suspensa m_{p1} (Equação 16)

$$\begin{aligned} m_{p1}\ddot{u}_{p1} = & \; k_{v1}\left(u_v - u_{p1} - d_4\theta_{vx} - d_1\theta_{vv}\right) - k_{p1}\left(u_{p1} - u_r\right) \\ & + c_{v1}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p1} - -d_4\dot{\theta}_{vx} - d_1\dot{\theta}_{vv}\right) - c_{p1}\left(\dot{u}_{p1} - \dot{u}_r\right) \end{aligned} \tag{16}$$

b) Deslocamento ("bounce") da massa não suspensa m_{p2} (Equação 17)

$$\begin{aligned} m_{p2}\ddot{u}_{p2} = & \; k_{v2}\left(u_v - u_{p2} - d_4\theta_{vx} + d_3\theta_{vv}\right) - k_{p2}\left(u_{p2} - u_r\right) \\ & + c_{v2}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p2} - d_4\dot{\theta}_{vx} + d_3\dot{\theta}_{vv}\right) - c_{p2}\left(\dot{u}_{p2} - \dot{u}_r\right) \end{aligned} \tag{17}$$

c) Deslocamento ("bounce") da massa não suspensa m_{p3} (Equação 18)

$$\begin{aligned} m_{p3}\ddot{u}_{p3} = & \; k_{v3}\left(u_v - u_{p3} - d_4\theta_{vx} + d_2\theta_{vv}\right) - k_{p3}\left(u_{p3} - u_r\right) \\ & + c_{v3}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p3} - d_4\dot{\theta}_{vx} + d_2\dot{\theta}_{vv}\right) - c_{p3}\left(\dot{u}_{p3} - \dot{u}_r\right) \end{aligned} \tag{18}$$

d) Deslocamento ("bounce") da massa não suspensa m_{p4} (Equação 19)

$$m_{p4}\ddot{u}_{p4} = k_{v4}\left(u_v - u_{p4} + d_4\theta_{vx} - d_1\theta_{vv}\right) - k_{p4}\left(u_{p4} - u_r\right) + c_{v4}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p4} + d_4\dot{\theta}_{vx} - d_1\dot{\theta}_{vv}\right) - c_{p4}\left(\dot{u}_{p4} - \dot{u}_r\right) \tag{19}$$

e) Deslocamento (“bounce”) da massa não suspensa m_{p5} (Equação 20)

$$m_{p5}\ddot{u}_{p5} = k_{v5}\left(u_v - u_{p5} + d_4\theta_{vx} + d_3\theta_{vv}\right) - k_{p5}\left(u_{p5} - u_r\right) + c_{v5}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p5} + d_4\dot{\theta}_{vx} + d_3\dot{\theta}_{vv}\right) - c_{p5}\left(\dot{u}_{p5} - \dot{u}_r\right) \tag{20}$$

f) Deslocamento (“bounce”) da massa não suspensa m_{p6} (Equação 21)

$$m_{p6}\ddot{u}_{p6} = k_{v6}\left(u_v - u_{p6} + d_4\theta_{vx} + d_2\theta_{vv}\right) - k_{p6}\left(u_{p6} - u_r\right) + c_{v6}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p6} + d_4\dot{\theta}_{vx} + d_2\dot{\theta}_{vv}\right) - c_{p6}\left(\dot{u}_{p6} - \dot{u}_r\right) \tag{21}$$

g) Rotação em torno do eixo longitudinal (“roll”) da massa suspensa m_v (Equação 22)

$$\begin{aligned} I_{xx}\ddot{\theta}_{vx} = {} & +k_{v1}\left(u_v - u_{p1} - d_4\theta_{vx} - d_1\theta_{vv}\right)d_4 + k_{v2}\left(u_v - u_{p2} - d_4\theta_{vx} + d_3\theta_{vv}\right)d_4 \\ & + k_{v3}\left(u_v - u_{p3} - d_4\theta_{vx} + d_2\theta_{vv}\right)d_4 - k_{v4}\left(u_v - u_{p4} + d_4\theta_{vx} - d_1\theta_{vv}\right)d_4 \\ & - k_{v5}\left(u_v - u_{p5} + d_4\theta_{vx} + d_3\theta_{vv}\right)d_4 - k_{v6}\left(u_v - u_{p6} + d_4\theta_{vx} + d_2\theta_{vv}\right)d_4 \\ & + c_{v1}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p1} - d_4\dot{\theta}_{vx} - d_1\dot{\theta}_w\right)d_4 + c_{v2}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p2} - d_4\dot{\theta}_{vx} + d_3\dot{\theta}_{vv}\right)d_4 \\ & + c_{v3}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p3} - d_4\dot{\theta}_{vx} + d_2\dot{\theta}_{vv}\right)d_4 - c_{v4}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p4} + d_4\dot{\theta}_{vx} - d_1\dot{\theta}_{vv}\right)d_4 \\ & - c_{v5}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p5} + d_4\dot{\theta}_{vx} + d_3\dot{\theta}_{vv}\right)d_4 - c_{v6}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p6} + d_4\dot{\theta}_{vx} + d_2\dot{\theta}_{vv}\right)d_4 \end{aligned} \tag{22}$$

Rotação em torno do eixo transversal (“pitch”) da massa suspensa m_v (Equação 23)

$$
\begin{aligned}
I_{yy}\ddot{\theta}_{vy} = & +k_{v1}\left(u_v - u_{p1} - d_4\theta_{vx} - d_1\theta_{vv}\right)d_1 - k_{v2}\left(u_v - u_{p2} - d_4\theta_{vx} + d_3\theta_{vv}\right)d_3 \\
& - k_{v3}\left(u_v - u_{p3} - d_4\theta_{vx} + d_2\theta_{vv}\right)d_2 + k_{v4}\left(u_v - u_{p4} + d_4\theta_{vx} - d_1\theta_{vv}\right)d_1 \\
& - k_{v5}\left(u_v - u_{p5} + d_4\theta_{vx} + d_3\theta_{vv}\right)d_3 - k_{v6}\left(u_v - u_{p6} + d_4\theta_{vx} + d_2\theta_{vv}\right)d_2 \\
& + c_{v1}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p1} - d_4\dot{\theta}_{vx} - d_1\dot{\theta}_w\right)d_1 - c_{v2}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p2} - d_4\dot{\theta}_{vx} + d_3\dot{\theta}_{vv}\right)d_3 \\
& - c_{v3}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p3} - d_4\dot{\theta}_{vx} + d_2\dot{\theta}_{vv}\right)d_2 + c_{v4}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p4} + d_4\dot{\theta}_{vx} - d_1\dot{\theta}_{vv}\right)d_1 \\
& - c_{v5}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p5} + d_4\dot{\theta}_{vx} + d_3\dot{\theta}_{vv}\right)d_3 - c_{v6}\left(\dot{u}_v - \dot{u}_{p6} + d_4\dot{\theta}_{vx} + d_2\dot{\theta}_{vv}\right)d_2
\end{aligned}
\tag{23}
$$

onde:

k_{pi}, c_{pi} e m_{pi} são respectivamente a rigidez vertical do pneu i, o coeficiente de amortecimento do pneu i e a massa não suspensa i.

k_{vi}, c_{vi} e m_v são respectivamente a rigidez vertical do sistema de suspensão i, o coeficiente de amortecimento vertical do sistema de suspensão i e a massa suspensa do veículo.

d_1, d_2, d_3 e d_4 são comprimentos, indicados na Figura 37 a seguir:

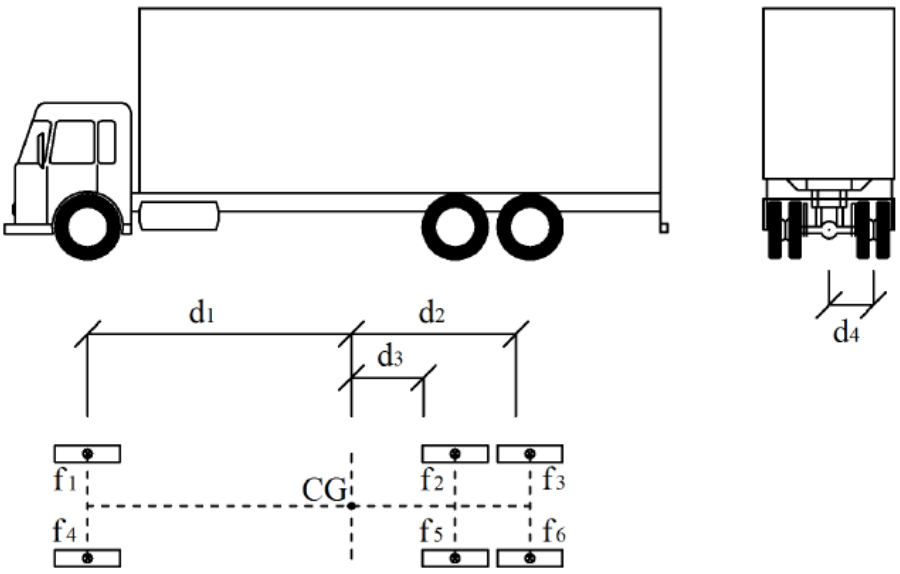


Figura 37 - Apresentação das constantes geométricas. Fonte: MOROZ, 2009

As equações 15 a 23 podem ser reescritas na forma matricial, como se indica na Equação 24:

$$[M_{vv}]_{9x9}\left\{\ddot{u}\right\}_{9x1}+[C_{vv}]_{9x9}\left\{\dot{u}\right\}_{9x1}+[K_{vv}]_{9x9}\left\{u\right\}_{9x1}=\{F_{\text{int}}(t)\}_{9x1} \tag{24}$$

Assim, as matrizes de massa, amortecimento, rigidez e forças internas e externas são apresentadas a seguir.

Para fins de simplificação, será utilizada a notação k_t para os coeficientes de rigidez trazeiros (pneus 2,3,5,6), k_d para os coeficientes de rigidez dianteiros (pneus 1 e 4), c_t t para os coeficientes de amortecimento trazeiros e c_d para os coeficientes de amortecimento dianteiros.

- Matriz de massa (Equação 25)

$$[M_{vv}]_{9x9}=\begin{bmatrix} m_{p1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{p2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_{p3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{p4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & m_{p5} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{p6} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & m_{v} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_{xx} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & I_{yy} \end{bmatrix} \tag{25}$$

- Matriz de rigidez (Equação 26)

$$[K_{vv}]_{9x9} = \begin{bmatrix} k_{pd}+k_{vd} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{vd} & +d_4k_{vd} & +d_1k_{vd} \\ 0 & k_{pt}+k_{vt} & 0 & 0 & 0 & 0 & -k_{vt} & +d_4k_{vt} & -d_3k_{vt} \\ 0 & 0 & k_{pt}+k_{vt} & 0 & 0 & 0 & -k_{vt} & +d_4k_{vt} & -d_2k_{vt} \\ 0 & 0 & 0 & k_{pd}+k_{vd} & 0 & 0 & -k_{vd} & -d_4k_{vd} & +d_1k_{vd} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & k_{pt}+k_{vt} & 0 & -k_{vt} & -d_4k_{vt} & -d_3k_{vt} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{pt}+k_{vt} & -k_{vt} & -d_4k_{vt} & -d_2k_{vt} \\ -k_{vd} & -k_{vt} & -k_{vt} & -k_{vd} & -k_{vt} & -k_{vt} & 2k_{vd}+4k_{vt} & 0 & 2(k_{vd}d_1-k_{vt}(d_2+d_3)) \\ +d_4k_{vd} & +d_4k_{vt} & +d_4k_{vt} & -d_4k_{vd} & -d_4k_{vt} & -d_4k_{vd} & 0 & (2k_{vd}+4k_{vt})d_4^2 & 0 \\ +d_1k_{vd} & -d_3k_{vt} & -d_2k_{vt} & +d_1k_{vd} & -d_3k_{vt} & -d_2k_{vt} & 2(k_{vd}d_1-k_{vt}(d_2+d_3)) & 0 & 2(k_{vd}.d_1^2+k_{vt}(d_2^2+d_3^2)) \end{bmatrix} + \tag{26}$$

- Matriz de Amortecimento (Equação 27)

$$[C_{vv}]_{9x9} = \begin{bmatrix} c_{pd}+c_{vd} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{vd} & +d_4c_{vd} & +d_1c_{vd} \\ 0 & c_{pt}+c_{vt} & 0 & 0 & 0 & 0 & -c_{vt} & +d_4c_{vt} & -d_3c_{vt} \\ 0 & 0 & c_{pt}+c_{vt} & 0 & 0 & 0 & -c_{vt} & +d_4c_{vt} & -d_2c_{vt} \\ 0 & 0 & 0 & c_{pd}+c_{vd} & 0 & 0 & -c_{vd} & -d_4c_{vd} & +d_1c_{vd} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{pt}+c_{vt} & 0 & -c_{vt} & -d_4c_{vt} & -d_3c_{vt} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & c_{pt}+c_{vt} & -c_{vt} & -d_4c_{vt} & -d_2c_{vt} \\ -c_{vd} & -c_{vt} & -c_{vt} & -c_{vd} & -c_{vt} & -c_{vt} & 2c_{vd}+4c_{vt} & 0 & 2(c_{vd}d_1-c_{vt}(d_2+d_3)) \\ +d_4c_{vd} & +d_4c_{vt} & +d_4c_{vt} & -d_4c_{vd} & -d_4c_{vt} & -d_4c_{vd} & 0 & (2k_{vd}+4k_{vt})d_4^2 & 0 \\ +d_1c_{vd} & -d_3c_{vt} & -d_2c_{vt} & +d_1c_{vd} & -d_3c_{vt} & -d_2c_{vt} & 2(c_{vd}d_1-c_{vt}(d_2+d_3)) & 0 & 2(c_{vd}.d_1^2+c_{vt}(d_2^2+d_3^2)) \end{bmatrix} \tag{27}$$

3.3 MODELO VEICULAR REDUZIDO

Os esforços de iteração dos pneus são condensados estaticamente no centro de gravidade do veículo, para a obtenção do modelo veicular reduzido. Assim, tem-se um “veículo” com três graus de liberdade, sendo eles: translação vertical (movimento de *bounce*), rotação transversal (movimento de *pitch*) e rotação longitudinal (movimento de *roll*), para os quais os esforços são determinados conforme a Equação 28

$$
\begin{aligned}
fw_k(t) &= \sum_{i=1}^{6} f_i(t) \\
mx_k(t) &= -\left(f_1(t) + f_2(t) + f_3(t)\right).d_4 + \left(f_4(t) + f_5(t) + f_6(t)\right).d_4 \\
mv_k(t) &= -\left(f_1(t) + f_4(t)\right).d_1 + \left(f_3(t) + f_6(t)\right).d_2 + \left(f_2(t) + f_5(t)\right).d_3
\end{aligned}
\tag{28}
$$

onde:

f_i são as forças que a roda i exerce sobre a estrutura no ponto de contato k;

d_1, d_2, d_3 e d_4 são as constantes geométricas indicadas na Figura 37;

fw_k é a força na direção w, reduzida ao centro de gravidade do veículo;

mx_k é o momento longitudinal, em torno do eixo x, devido às forças de contato, reduzido ao centro de gravidade do veículo;

mv_k é o momento transversal, em torno do eixo v, devido às forças de contato, reduzido ao centro de gravidade do veículo.

3.4 APLICAÇÃO DOS ESFORÇOS DE CONTATO NO MODELO ESTRUTURAL

Com os esforços de iteração, devido à excitação do veículo, condensados estaticamente no centro de gravidade do mesmo, parte-se para a aplicação dos esforços do veículo na ponte. Primeiramente, deve-se somar ao momento longitudinal devido às forças de interação (mx_k), o momento de transporte devido à força centrífuga, como explicado em 2.1.6, e o momento de transporte gerado pela excentricidade do veículo em relação ao eixo da ponte. Além disso, deve-se considerar também os carregamentos estáticos e quase-estáticos, a saber, o peso do veículo e a força centrífuga.

A pista de tráfego da ponte em estudo não é centrada com relação ao eixo da ponte, pois possui um refúgio de 1,0m do lado esquerdo e um acostamento de 3,0 m do lado direito. Como o peso do veículo é significantemente maior que a força centrífuga (cerca de quatro vezes para a velocidade de 80km/h), o seu momento de transporte supera o momento de transporte devido à força centrífuga. Assim, quanto maior for a distância entre o veículo e eixo da ponte, maior será o vetor momento na direção longitudinal. Desta forma, foi adotado o veículo na pista da esquerda, como mostra a Figura 38.

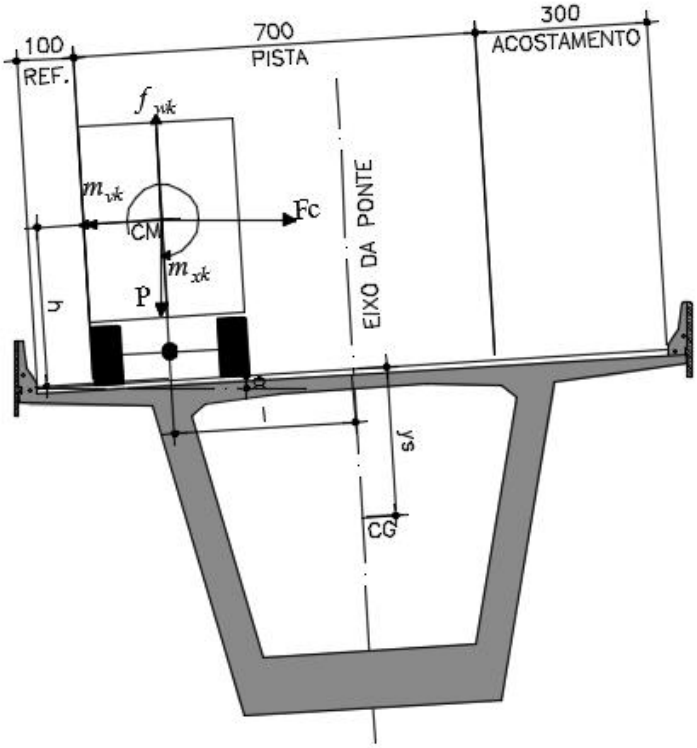


Figura 38 - Posicionamento veículo para cálculo das forças. Fonte: Autor.

O momento de transporte devido à força centrífuga é mostrado na Equação 29:

$$M_{fc} = F_{fc}.((h + ys).cos\alpha - l.sen\alpha) \quad (29)$$

onde h é a distância do pavimento ao centro de massa da massa suspensa, adotada igual a 2,16m, ℓ é a excentricidade do veículo igual a 3,15m e y_s é a distância até o centro de gravidade da estrutura, variável para cada seção.

O momento de transporte devido ao peso do veículo e forças de interação é mostrado na Equação 30:

$$M_{exc} = -P.(l.cos\alpha + (h + ys).sen\alpha) + f_{wk}.l \quad (30)$$

Assim, o momento longitudinal total M_{xk} é igual a somatória dos momentos de transporte M_{fc} e M_{exc} com o momento longitudinal m_{xk} proveniente das forças de interação (Equação 31).

$$M_{xk} = F_{fc}.((h + ys).cos\alpha - l.sen\alpha. - P.(l.cos\alpha + (h + ys).sen\alpha s + f_{wk}.l + m_{xk} \quad (31)$$

Após calculado o momento longitudinal, as cargas são aplicadas no eixo da ponte, como na Figura 39.

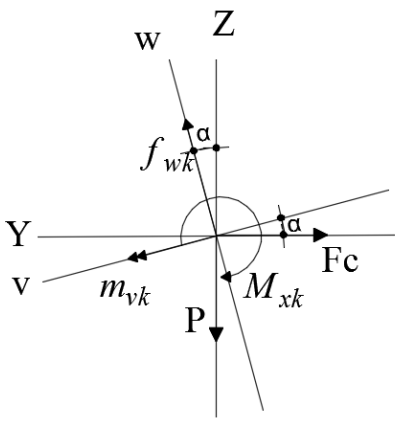


Figura 39 - Decomposição das forças de interação, conforme superelevação. Fonte: Autor.

Como já mencionado, as forças de interação devem ser decompostas de acordo com a superelevação de 6% do tabuleiro, para passar dos eixos locais v e w do veículo para os eixos globais Z e Y da ponte.

Portanto, a força vertical *Fzk*, na direção global da ponte é mostrada na Equação 32:

$$Fzk = f_{wk}.cos\alpha - P \quad (32)$$

A força horizontal proveniente da decomposição da força de interação deve ser somada a força de inércia centrífuga, resultando na força horizontal *Fyk* a ser aplicada no modelo da ponte (Equação 33)

$$Fyk = f_{wk}.sen\alpha - Fc \tag{33}$$

O momento m_{vk} também deve ser decomposto em um momento na direção Y e um momento na direção Z (Equação 34).

$$Mzk = -\,m_{vk}.sen\alpha \tag{34}$$

Considerou-se que o momento *Myk* aplicado igual ao momento de interação m_{vk} decomposto mais o momento devido à distribuição do peso próprio (Equação 35). Vale ressaltar que a distribuição de carga devido ao peso próprio do veículo resultou próxima à considerada por Rossigali (2006), vista no item 2.1.2.

$$Myk = (m_{vk} + (P_1 + P_4).cos\alpha.d1 - (P_2 + P_5)cos\alpha.d2 - (P_3 + P_6)cos\alpha.d3).cos\alpha \tag{35}$$

onde: P_i são as forças que a roda i exerce sobre a estrutura devido ao peso próprio do veículo

Esses esforços serão aplicados a um modelo de baixa hierarquia da ponte (modelo ‘unifilar’), dividido em elementos de barras tridimensionais, sendo que em cada nó da ponte discretizada serão especificados os cinco esforços reduzidos: força vertical (F_{zk}), momento transversal (M_{yk}), momento longitudinal (M_{xk}), momento vertical (M_{zk}) e força horizontal (F_{yk}). A Figura 40 exemplifica os esforços aplicados no modelo da ponte.

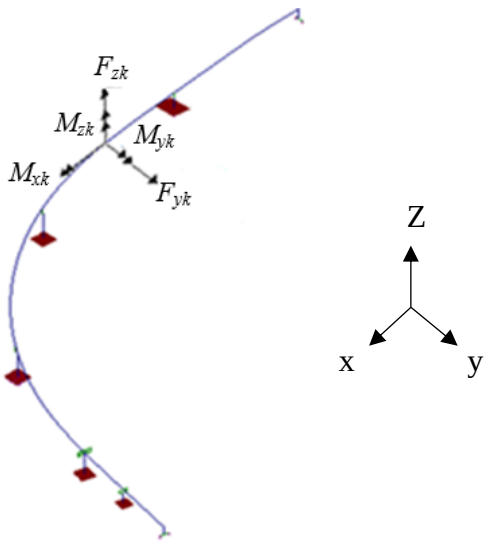


Figura 40 - Exemplificação dos esforços aplicados nos nós da ponte curva. Fonte: Autor.

3.5 ANÁLISE DINÂMICA SEM INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

A análise da resposta dinâmica de pontes sob a ação de um veículo pode, em uma análise preliminar, ser realizada pela simples aplicação de cargas móveis de intensidades constantes, correspondentes aos eixos do veículo que percorre a ponte. As cargas móveis podem ser simuladas por meio das funções de carga temporais nos nós pertencentes ao modelo 'unifilar' da estrutura.

A determinação das funções de carga temporais envolve os seguintes passos, segundo Ribeiro *et.al.* (2005):

1) Definição dos nós que constituem o percurso das cargas móveis
2) No instante inicial, a definição da posição de cada carga (P_k) em relação ao início do percurso ($x_k(t_o)$);
3) Num determinado instante t, a posição $x_k(t)$ das cargas sobre a estrutura é obtida somando-se à posição inicial $x_k(t_o)$ o espaço percorrido pelo veículo (Equação 36).

$$x_k(t) = x_k(t_0) + V.t \tag{36}$$

onde V é a velocidade do veículo, suposta constante.

Conhecida a posição de cada carga num dado instante t, é possível convertê-la em forças nodais equivalentes por meio da Equação 37.

$$P_i = P_k N_i(x_k) \tag{37}$$

em que $N_i(x_k)$ é a função de forma do nó i da estrutura dada pela Equação 38.

$$N_i(x) = \begin{cases} \dfrac{x_k - x_{i-1}}{L_{i-1,i}} \Rightarrow x_{i-1} \le x_k \le x_i \\ 1 - \dfrac{x_k - x_i}{L_{i,i+1}} \Rightarrow x_i \le x_k \le x_{i+1} \end{cases} \tag{38}$$

sendo $L_{i-1,i}$ e $L_{i,i+1}$, as distâncias entre os nós *i-1* e *i* e os nós *i* e *i+1* (ver Figura 41).

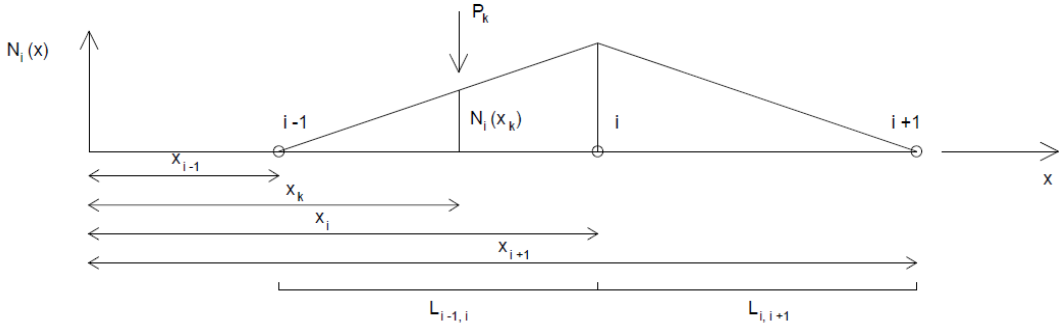


Figura 41 - Variação da força nodal no nó i devida à passagem da carga Pk. Fonte: RIBEIRO et al.,2005

Pela teoria de barras, seria mais preciso utilizar interpolação cúbica para a determinação das funções de carga. Porém, como no modelo em estudo a ponte foi bem discretizada, faz-se razoável a utilização da interpolação linear.

3.6 ANÁLISE DINÂMICA COM INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

Para a interação veículo-estrutura, será utilizada a metodologia proposta por Moroz (2009), em que há o desacoplamento entre veículo e estrutura, ou seja, a ponte e o veículo são modelados como dois sistemas independentes, estudados paralelamente ao longo do tempo, visando à compatibilização entre eles em termos da força de interação e dos deslocamentos, mediante um processo iterativo. Apenas uma melhoria foi realizada que é a de extrair os deslocamentos da ponte para cada nó, no instante em que o centro de massa do veículo está sobre ele, a fim de se obter uma função de "irregularidade equivalente", como será visto nos seguintes passos:

1º Passo: Partindo-se da hipótese de tabuleiro rígido e estrutura indeformada, para cada instante t, aplica-se a rugosidade do pavimento $u_r(x_i)$ em cada pneu i de posição $x_i = x-d$, sendo x a posição do centro de massa (CM) do veículo no instante t ($x=V.t$) e d a distância longitudinal do CM até o pneu (ver Figura 42). Pela análise dinâmica do veículo, são obtidas as forças de contato $f_1(t)$ a $f_6(t)$, referentes a cada pneu.

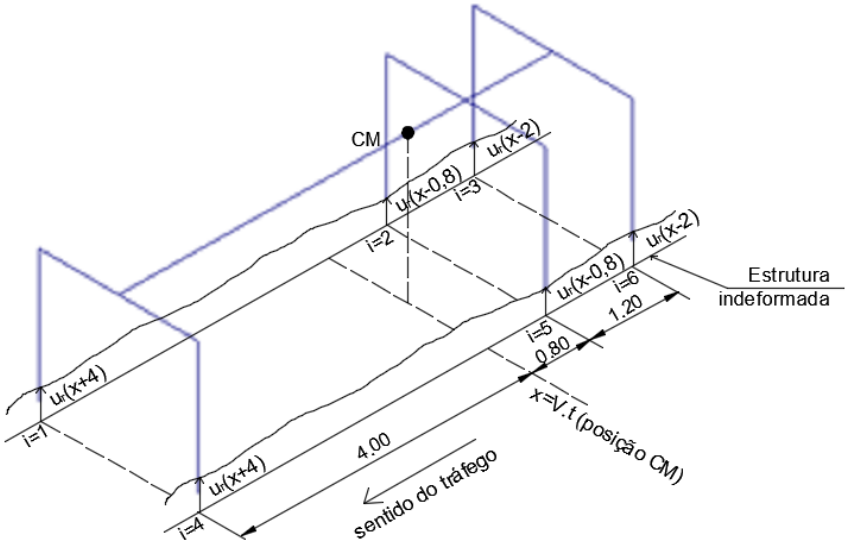


Figura 42 - Aplicação da irregularidade no modelo do veículo. Fonte: Autor

2º Passo: Redução ao centro de gravidade da massa suspensa dos esforços para aplicação em modelo estrutural de baixa hierarquia, conforme 3.3.

Nota-se que quando o CM está no início da ponte ($x=0$) apenas o primeiro eixo de rodas está sobre a ponte e está influenciado pela irregularidade. Os demais eixos, que estariam fora da ponte, apesar de serem considerados por causa da redução dos esforços no centro de massa, possuem irregularidade nula, e, portanto, não influenciariam na resposta dinâmica.

3º Passo: Aplicação das forças sobre o modelo da ponte, de acordo com 3.4 .

4º Passo: Obtenção dos deslocamentos estruturais de translação vertical, $u_{zk,j}(t)$, rotação em torno do eixo longitudinal $\theta_{xk,\,j}(t)$ e rotação em torno do eixo transversal $\theta_{yk,\,j}(t)$ para cada nó k, no instante t em que <u>o centro de massa</u> (CM) do veículo está sobre o mesmo (Figura 43).

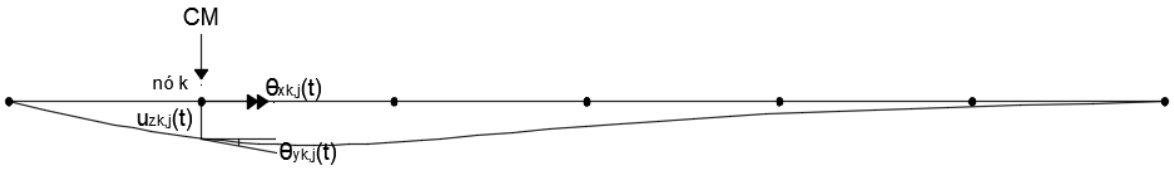


Figura 43 -Obtenção dos deslocamentos estruturais. Fonte: Autor.

Sabe-se que deveria ser extraído um deslocamento para cada roda. Porém, devido à aplicação dos esforços reduzidos, nesta metodologia foi adotada uma simplificação, obtendo-se apenas os deslocamentos e rotações no centro de massa do veículo. Os respectivos

deslocamentos para cada roda podem ser encontrados, multiplicando-se as rotações longitudinais e transversais pelas correspondentes distâncias do centro de massa até cada roda, somando estas parcelas aos deslocamentos verticais, como será visto no próximo passo.

5º Passo: Somam-se os deslocamentos obtidos na primeira interação *j=1* à rugosidade do pavimento $u_r(x_i)$ considerada no primeiro passo, para cada roda *i* e para cada tempo *t*, de forma a se obter uma função de "irregularidade equivalente", considerando os efeitos dos deslocamentos estruturais distintamente em cada roda (ver Equação 39).

$$u_{r,eq}(x_i,t) = u_r(x_i) - u_{zk,j}(t) - d.\theta_{yk,j} - (l \pm d_4).\theta_{xk,j}(t) \tag{39}$$

A Figura 44 mostra as parcelas consideradas na composição da irregularidade equivalente, considerando perfis iguais de irregularidade. Para perfis diferentes, considera-se um perfil para cada linha de pneus.

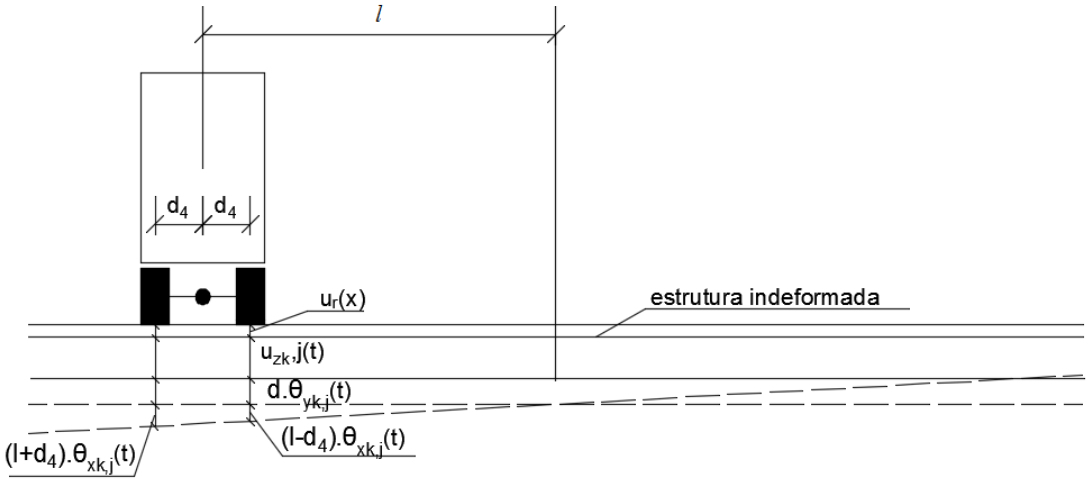


Figura 44- Parcelas para cálculo da irregularidade equivalente. Fonte: Autor.

6º Passo: Novas forças de contato são obtidas pela análise dinâmica do veículo, sob a excitação de suporte provinda da "irregularidade equivalente" do 3º passo.

7º Passo: Após obtidas as novas forças de contato, são obtidas as respostas das forças de interação no domínio da frequência, pela aplicação das transformadas de Fourier em cada iteração

8º Passo: São calculados os desvios entre o resultado no domínio da frequência da iteração *i* e da iteração *i-1*, utilizando o critério SRSS – *Square Root of the Sum of Squares*, ou raiz quadrada da soma dos quadrados das máximas amplitudes.

9º Passo: Se o desvio entre cada iteração for menor que 1%, então se considera que foi obtida convergência e parte-se para a análise do modelo final. Se não, repetem-se os passos 2 a 6 até se obter a convergência das forças de iteração.

A Figura 45 mostra um fluxograma exemplificando a metodologia.

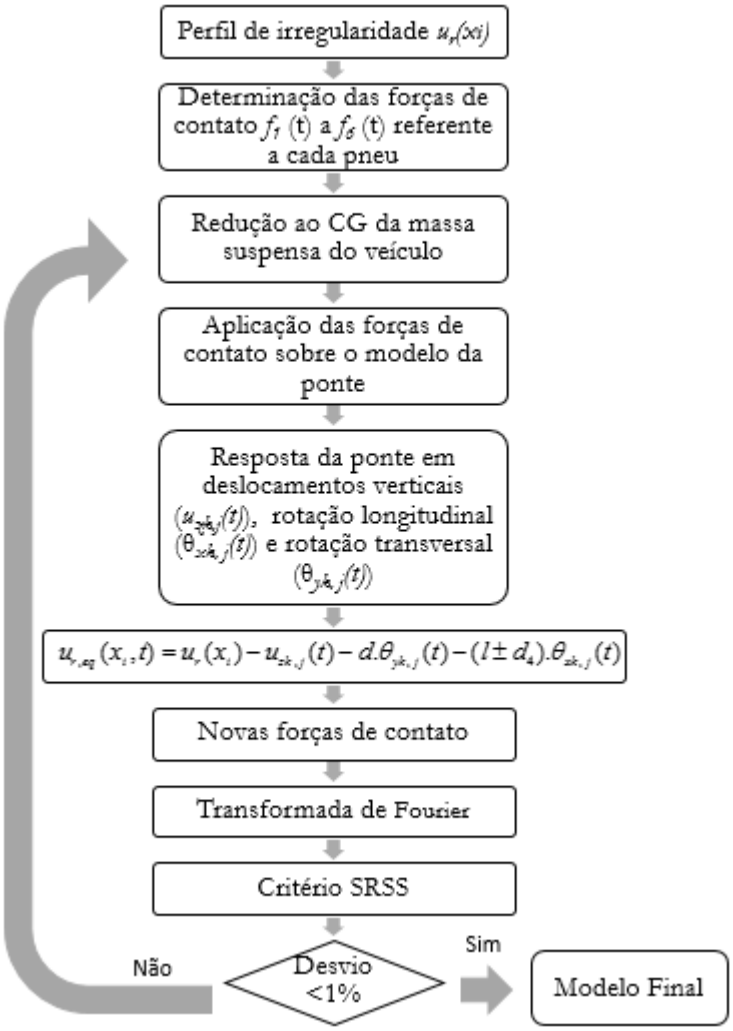
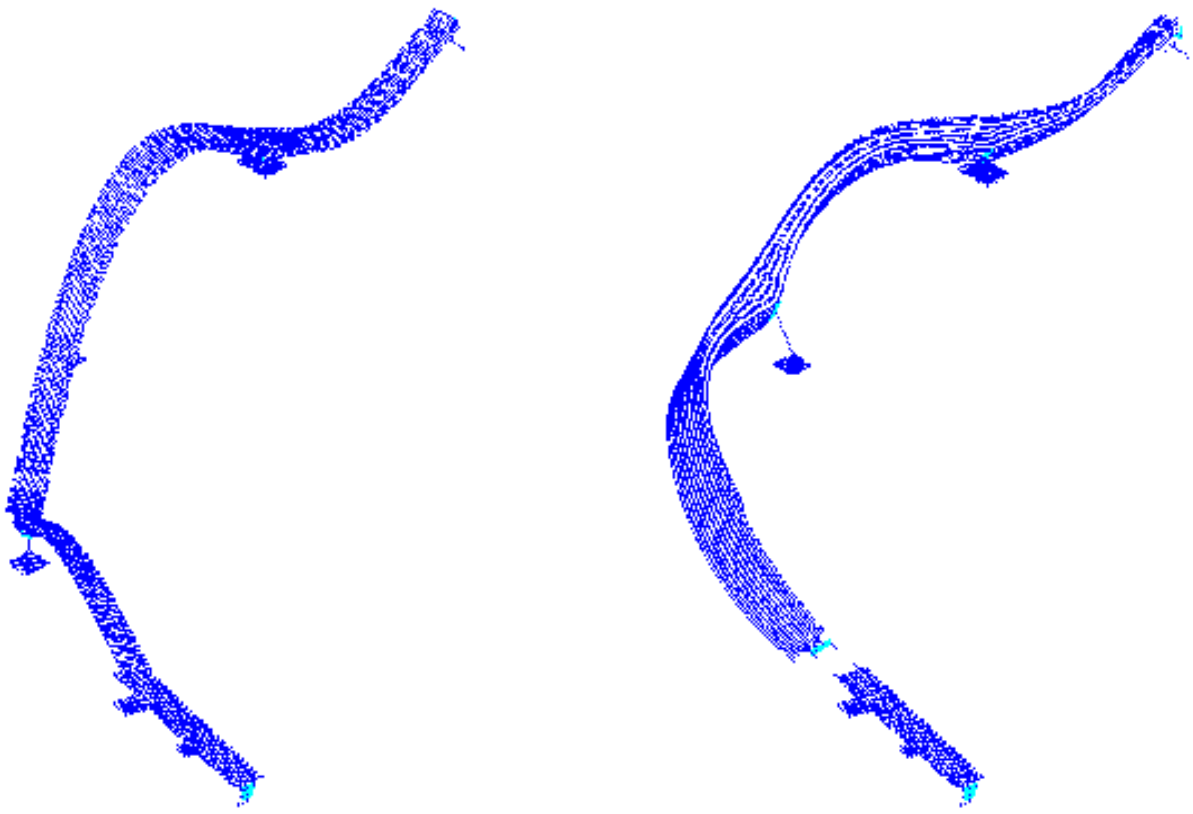


Figura 45 - Fluxograma da metodologia

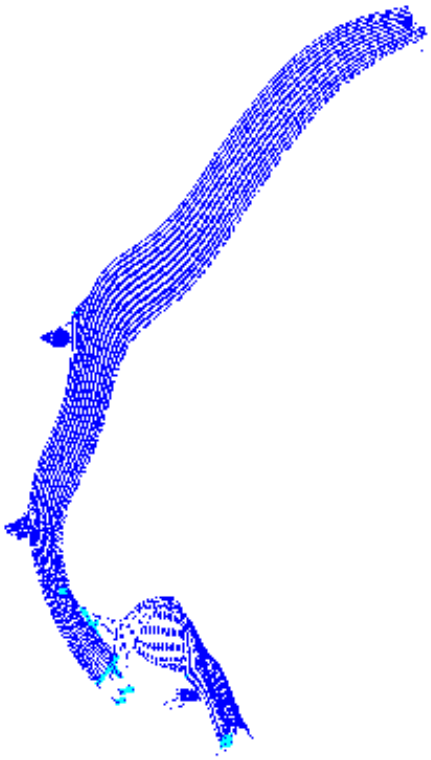
4. ANÁLISE MODAL

4.1 MODOS DE VIBRAÇÃO DA ESTRUTURA

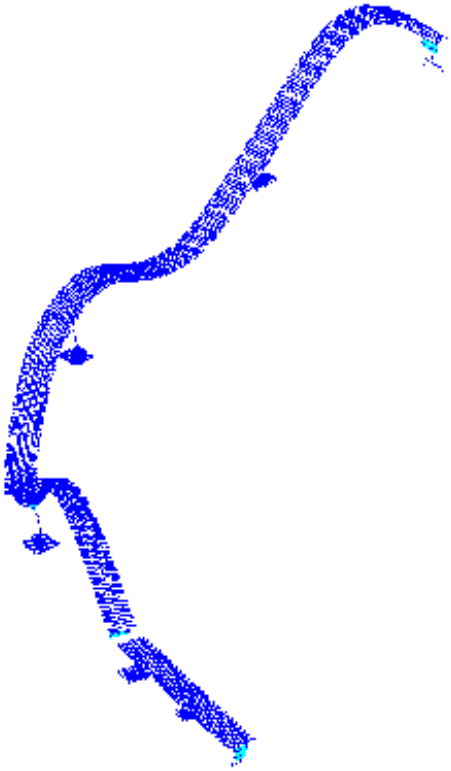
Para melhor descrição dos modos de vibração da ponte foi realizado um modelo com a superestrutura em elementos de casca. A mesoestrutura e infraestrutura mantiveram-se as mesmas do modelo ‘unifilar’. Foram determinados os principais modos de vibração da ponte, sendo detectados modos secundários que serão desprezados na análise, já que este trabalho visa à modelagem estrutural com poucos graus de liberdade (Figura 46). É importante ressaltar que os modos de vibração do modelo com casca resultaram muito próximos dos modos de vibração do modelo ‘unifilar’.



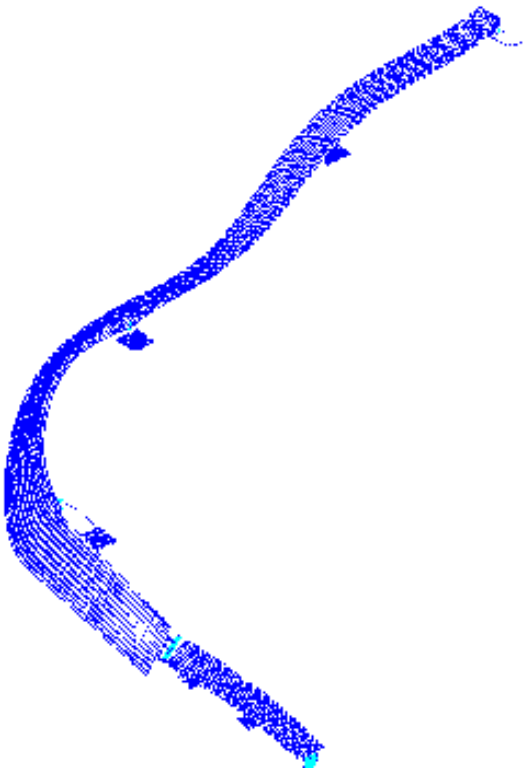
(a) (b)



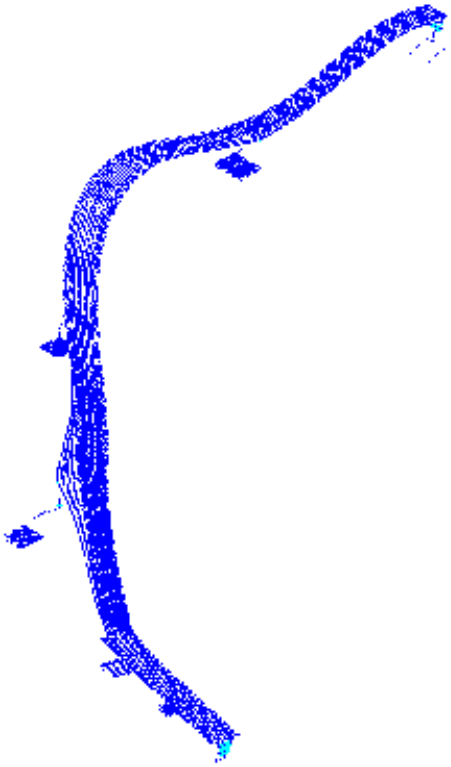
(c)



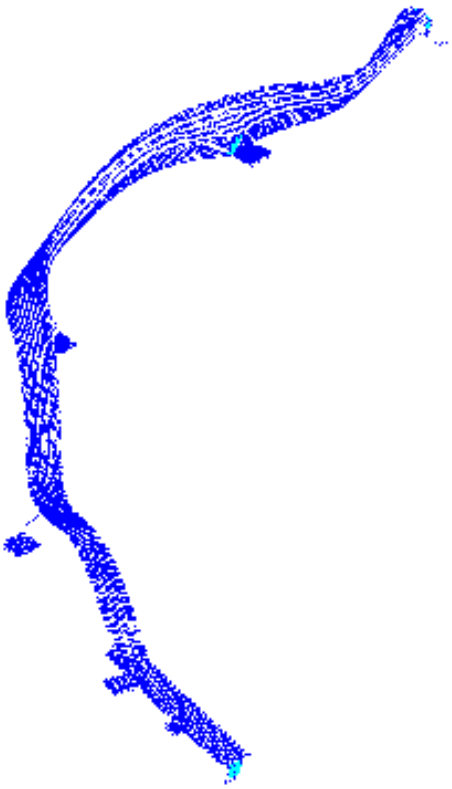
(d)



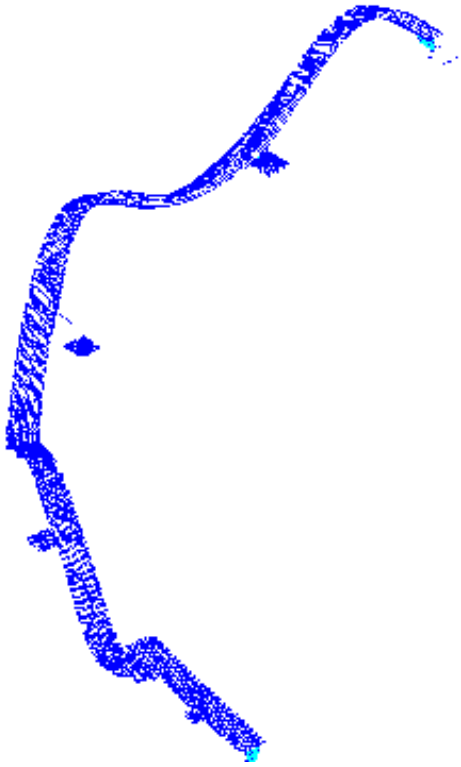
(e)



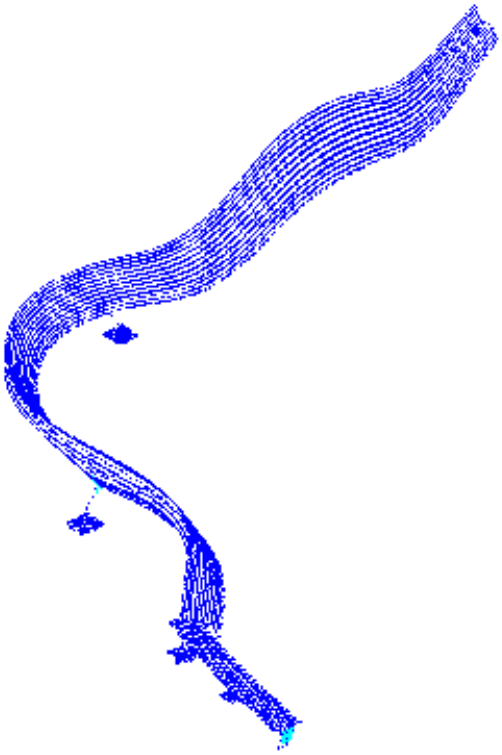
(f)



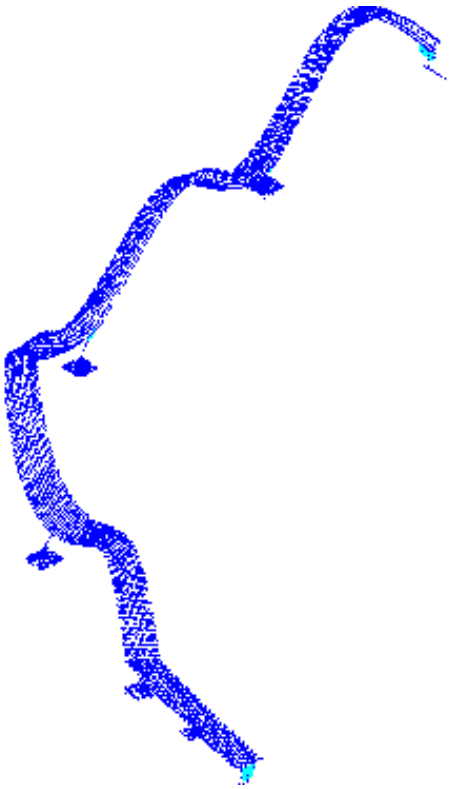
(g)



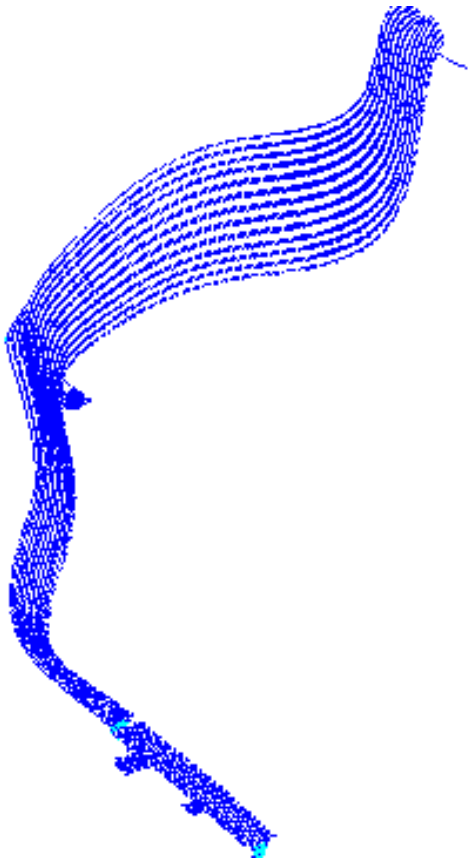
(h)



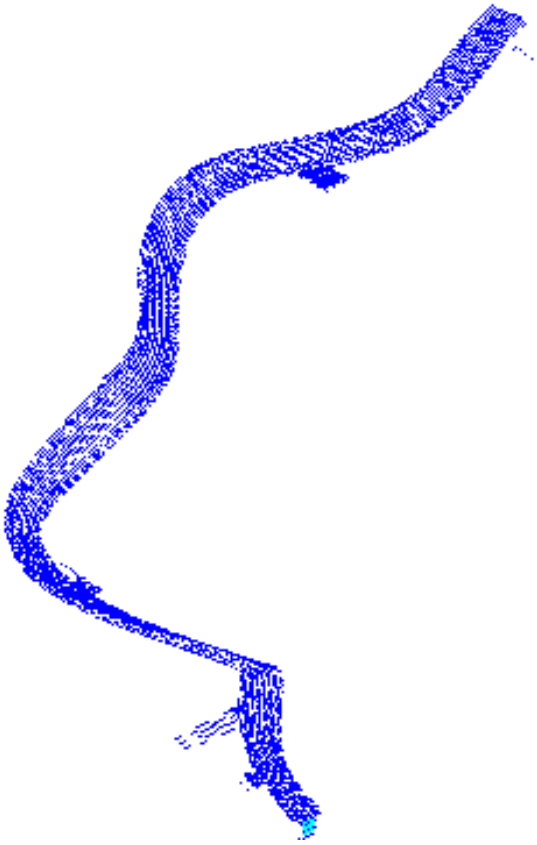
(i)



(j)



(k)



(l)

Figura 46 - Modos de vibração da ponte. (a) 1º modo (b) 2° modo (c) 3° modo (d) 4° modo , (e) 5° modo (f) 6° modo (g) 7º modo (h) 8º modo (i) 9º modo de vibração (j) 10º modo de vibração (k) 11º modo de vibração (l) 12º modo de vibração. Fonte: Autor.

A Tabela 8 abaixo descreve os modos de vibração da ponte

Tabela 8 - Descrição dos modos de vibração da ponte. Fonte: Autor.

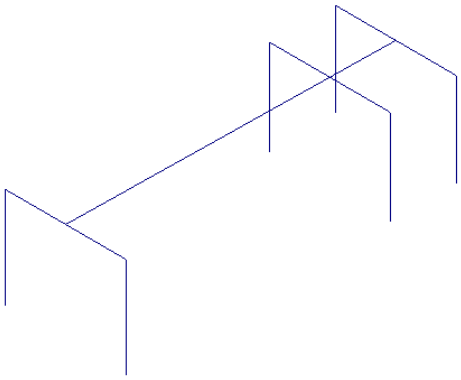
Modo	Frequência (Hz)	Descrição
1º modo	0,47	Flexão vertical
2º modo	0,59	Torção com deslocamento longitudinal na junta
3º modo	0,62	Flexão lateral do trecho reto e torção do pilar P4
4º modo	0,69	Flexão vertical
5º modo	0,89	Flexão lateral com torção
6º modo	0,92	Flexão lateral com torção
7º modo	0,96	Torção com flexão vertical
8º modo	1,04	Flexão vertical
9º modo	1,14	Flexão lateral com torção
10º modo	1,27	Flexão vertical
11º modo	1,59	Torção
12º modo	1,88	Flexão lateral

Acredita-se que os modos de vibração de torção, principalmente o terceiro modo em que há uma torção no pilar, decorram das diferentes condições de deslocamento dos aparelhos de apoio, como mostrado na Figura 27.

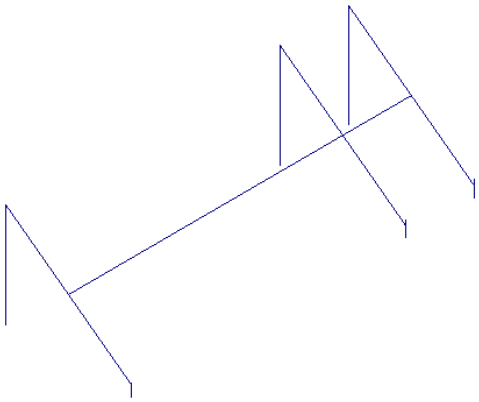
Com os modos de vibração, foi possível ajustar os parâmetros do amortecimento de Rayleigh, para uma taxa de amortecimento de ξ=2,5% (ROSSIGALI, 2013) nos dois primeiros modos. Foram encontrados a_0=0,0859s^{-1} e a_1=0,00728s, de tal forma que a Equação 12 do item 2.3.3 fosse satisfeita.

4.2 MODOS DE VIBRAÇÃO DO VEÍCULO

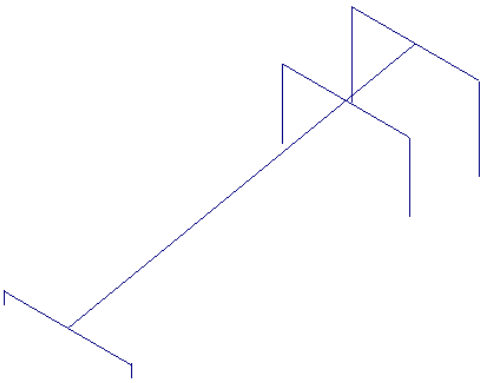
Observam-se duas faixas de concentração das frequências naturais, como encontrado em Moroz (2009). Os três primeiros modos estão na faixa de 2 Hz, estando relacionados mais diretamente à excitação da massa suspensa, enquanto os seis últimos modos de vibração, com frequências naturais próximas a 10 Hz, estão ligados mais diretamente à excitação das massas não suspensas (Figura 47).



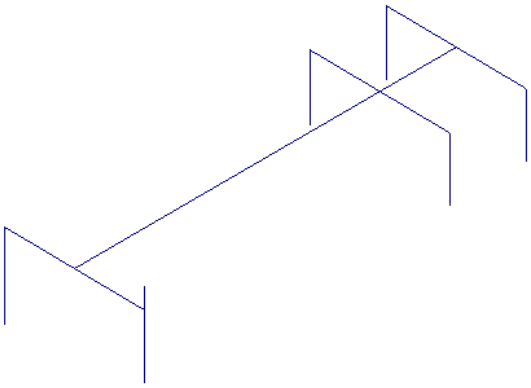
1º modo de *bounce* – f= 1,68 Hz



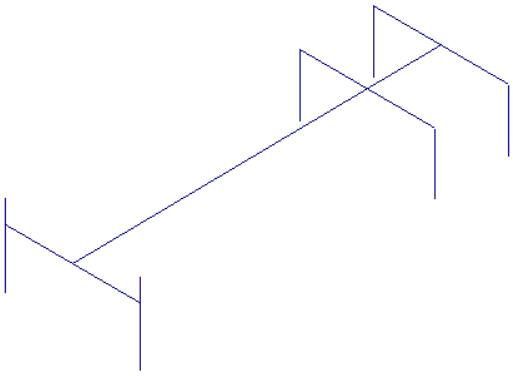
1º modo de *roll* – f= 2,15 Hz



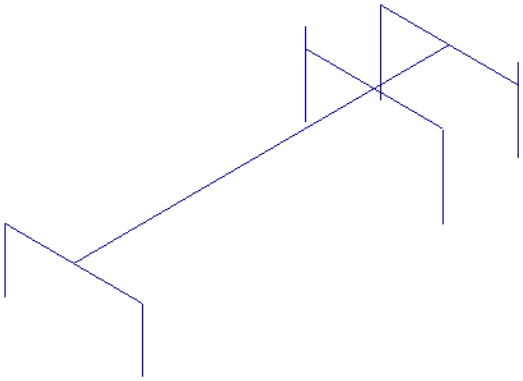
1º modo de *pitch* – f= 2,23 Hz



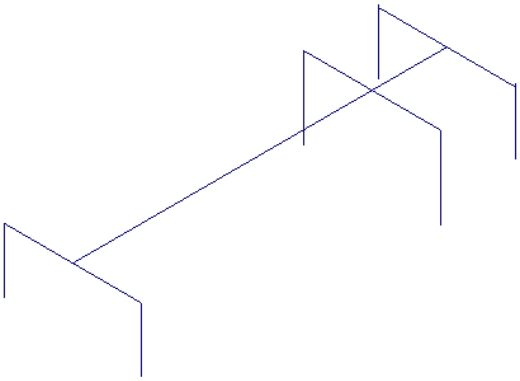
2º modo de *roll*– f= 10,06 Hz



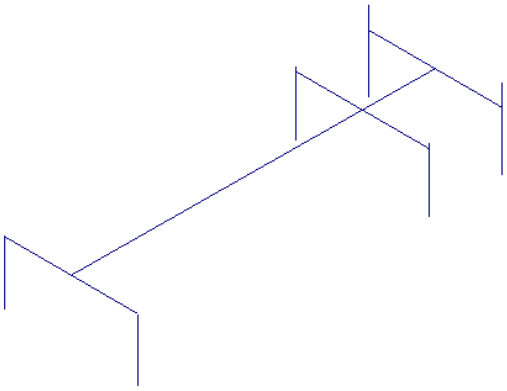
2º modo de *pitch* – f= 10,14 Hz



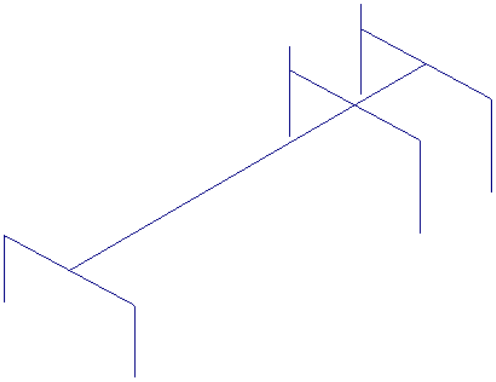
3º modo de *roll*– f= 10,40 Hz



3º modo de *pitch* – f= 10,41 Hz



4º modo de *pitch* – f= 10,46 Hz



4º modo de *roll* – f= 10,47 Hz

Figura 47 - Modos de vibração do veículo. Fonte: Autor.

5. ESTUDOS DE CASO

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão realizados estudos de caso visando à aplicação da metodologia desenvolvida. Para estes estudos, duas situações de tráfego são consideradas: A primeira com um veículo isolado trafegando sobre a estrutura e a segunda com um comboio de veículos de mesmas características. De acordo com a Apostila de Direção Defensiva do Detran, o tempo necessário para manter a distância segura entre veículos é de aproximadamente 2 segundos. Desta forma, para simular o tráfego do comboio de veículos será considerada uma defasagem de dois segundos entre veículos. Vale ressaltar que como se está considerando a carga condensada no centro do veículo, deve-se somar o comprimento do veículo (*L*) à distância percorrida em 2 segundos, para se determinar o espaçamento entre duas cargas condensadas sucessivas (ver Figura 48).

As análises serão realizadas para velocidades de 40km/h, 60km/h e 80 km/h. Para cada velocidade (*V*) de tráfego, tem-se um número de veículos na composição do comboio, de forma a garantir uma fase de carregamento e uma fase de descarregamento.

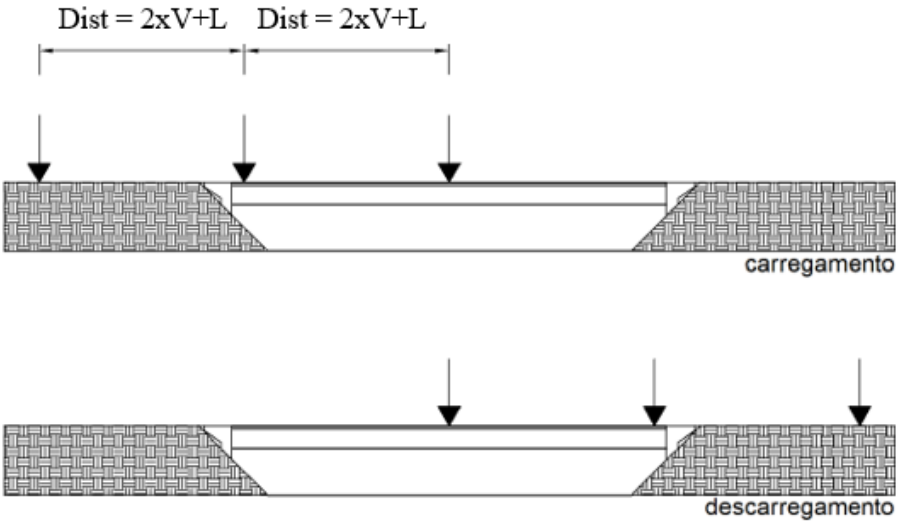


Figura 48 – Esquema de comboio de veículos. Fonte: (MOROZ, 2009, adaptado).

Observa-se que, para que a frequência de passagem do comboio fosse próxima aos primeiros modos da ponte (0,47Hz a 0,92Hz), conforme 4.1, possíveis ressonâncias estariam ligadas a intervalos entre eixos de veículos de 2,12s a 1,08s. Porém, como está se considerando o tempo equivalente ao comprimento do veículo mais dois segundos, o período de passagem entre centros de massa de dois veículos consecutivos está entre 2,47s e 2,94s, ou seja, não estão sendo comtempladas ressonâncias com os modos mais relevantes da ponte. Entretanto, de acordo com Moroz (2009), outras condições de projeto poderiam fazer com que tais ressonâncias ocorressem, majorando significativamente os efeitos sobre a estrutura e refletindo sobre os coeficientes de amplificação dinâmica.

Serão comparados os resultados de deslocamento, momento fletor positivo no plano vertical e momento fletor no plano horizontal para a seção no meio do segundo e terceiro vãos, que são contínuos dos dois lados, e para o primeiro e quarto vãos, que são contínuos de um lado e apoiados do outro, será analisada a seção localizada a 5/8 do vão, contados a partir da continuidade. Já para o momento fletor negativo no plano vertical, torção e reações vertical e horizontal serão analisadas as seções junto aos apoios da ponte. Para o veículo isolado, estas análises serão feitas para pavimento sem rugosidade, onde não há interação veículo-pavimento, e para perfis iguais e diferentes de rugosidade, considerando as três velocidades. Já para a condição de comboio de veículos, será considerado pavimento sem rugosidade e com perfis iguais de rugosidade, comparando-se as respostas com as de veículo isolado.

Todas as respostas, tanto para veículo único, quanto para veículo isolado, serão confrontadas com as respostas da análise quase-estática, para a determinação dos coeficientes de amplificação dinâmica.

5.2 ESFORÇOS OBTIDOS EM TABULEIRO INDESLOCÁVEL

Neste item serão apresentados os esforços oriundos da interação veículo-pavimento, considerando tabuleiro rígido e indeslocável e pavimento irregular. Os esforços apresentados já foram condensados no centro de massa do veículo, considerando os momentos de transporte e a decomposição de acordo com a superelevação, como descrito no item 3.4. Os esforços foram obtidos apenas para o trecho curvo da ponte, dado que o trecho reto não será

analisado neste trabalho. Serão apresentados, a seguir, os esforços para perfis iguais e diferentes de rugosidade.

5.2.1 Perfis iguais de rugosidade

A seguir, da Figura 49 até a Figura 51, são apresentados os esforços para tabuleiro indeslocável com perfis iguais de rugosidade sob as duas linhas de pneu do veículo.

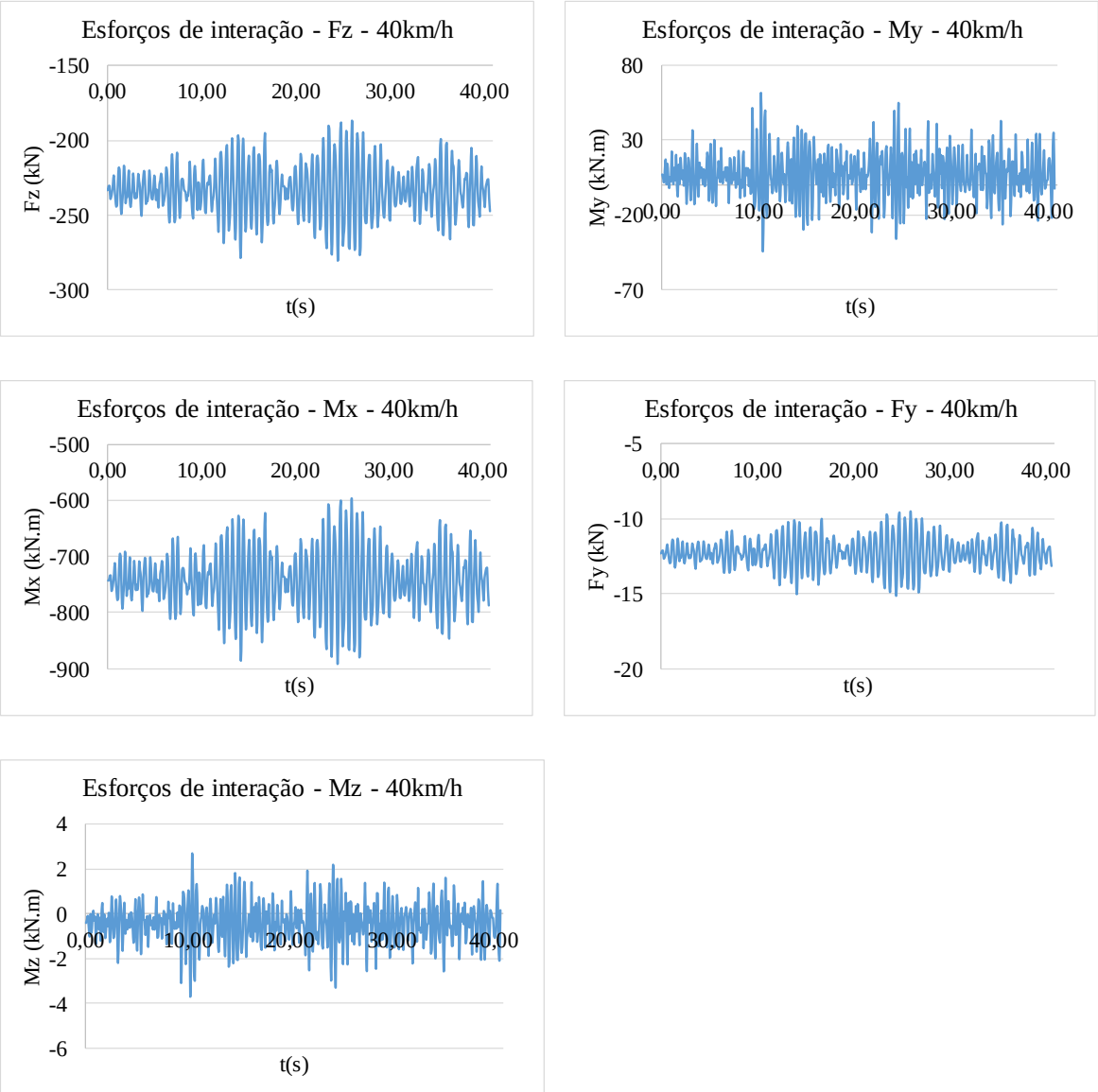


Figura 49 - Esforços para perfis iguais de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

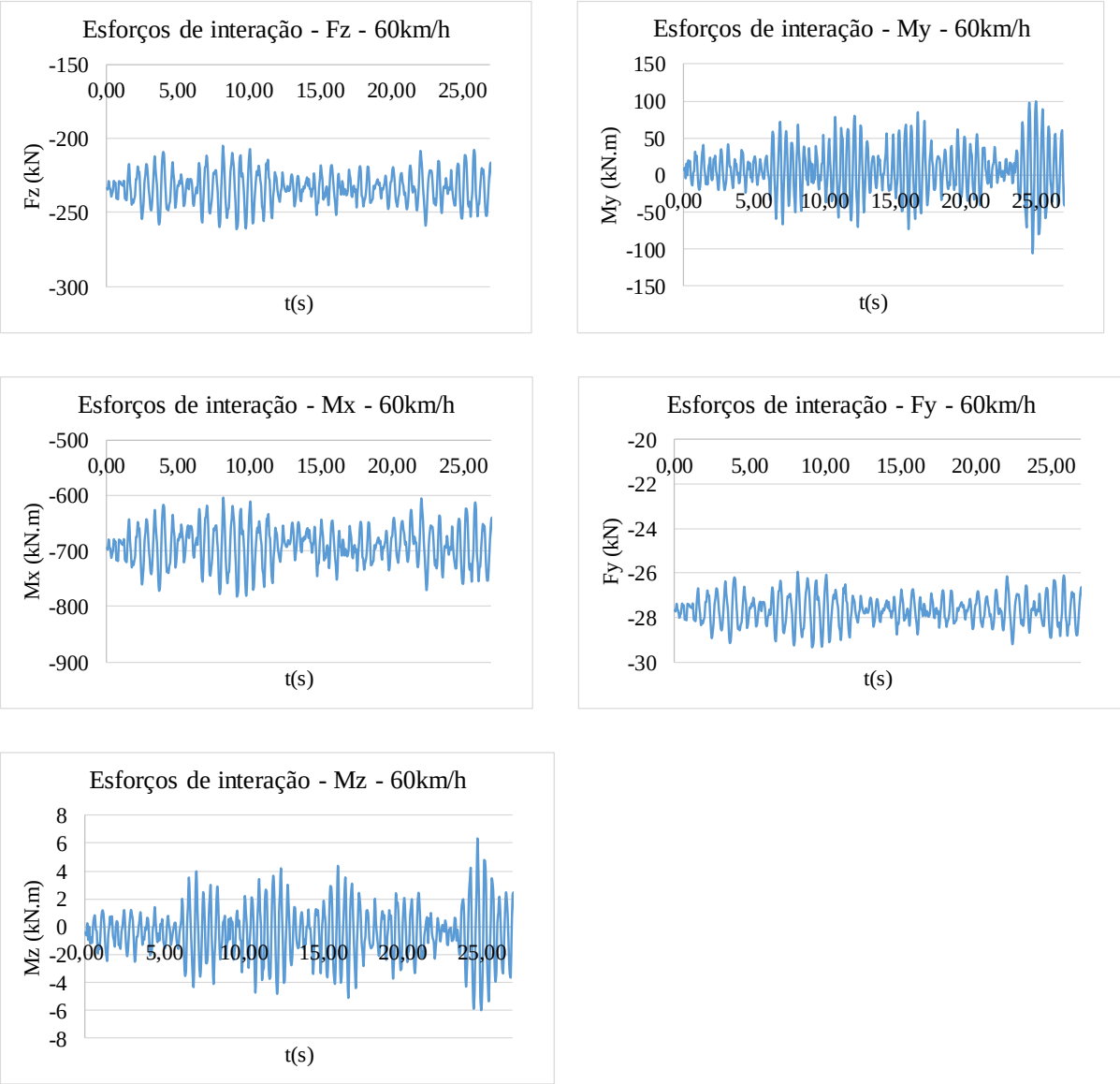
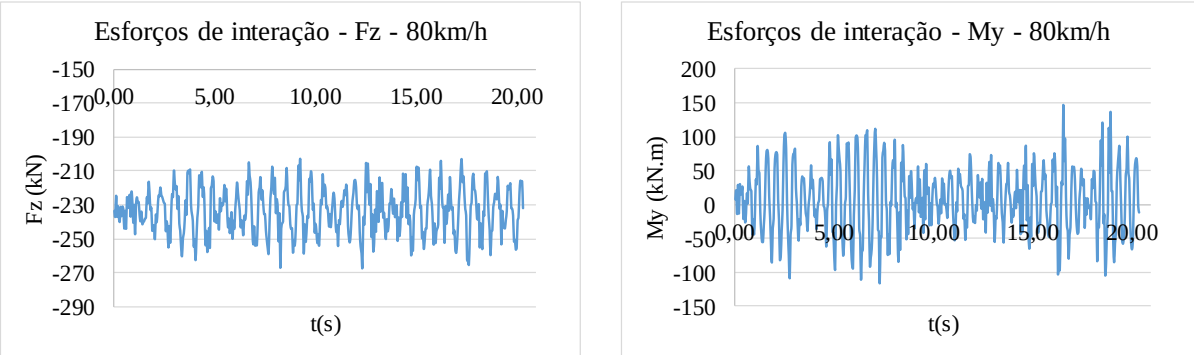


Figura 50 - Esforços para perfis iguais de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=60km/h. Fonte: Autor (AUTOR,2016)



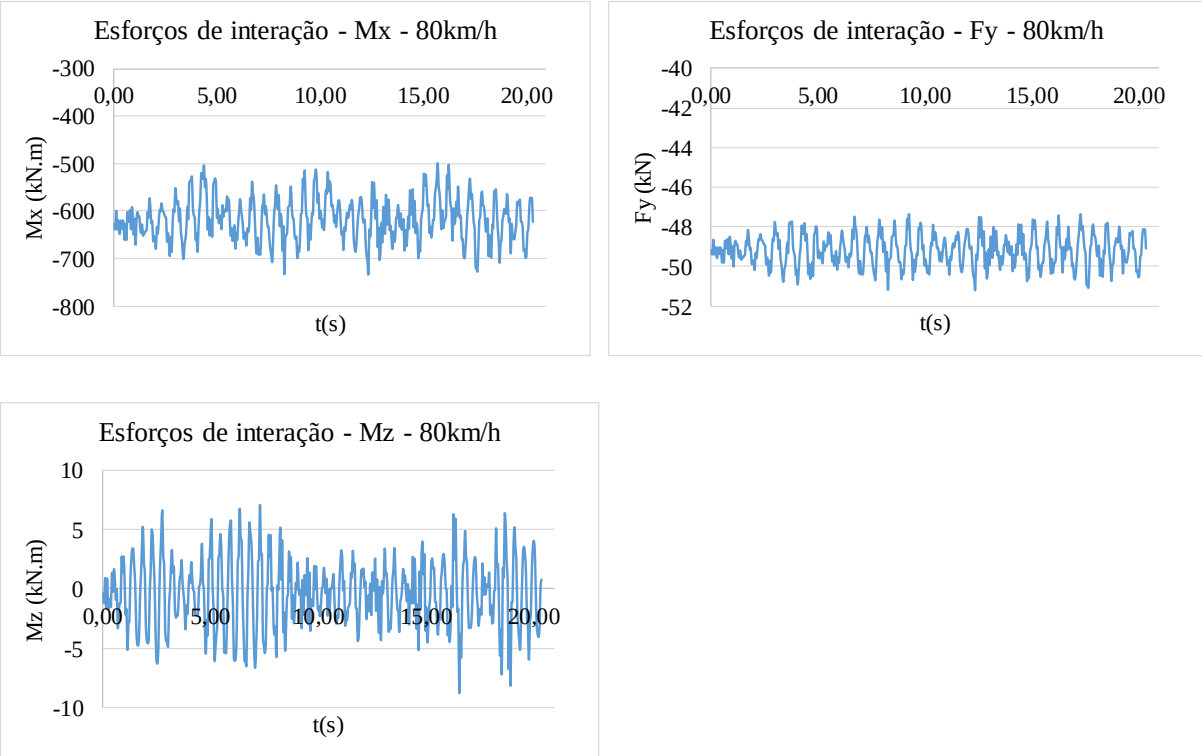


Figura 51 - Esforços para perfis iguais de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

5.2.2 Perfis diferentes de rugosidade

Para a obtenção dos esforços de interação para perfis de rugosidade diferentes sob cada linha de rodagem, o segundo perfil de irregularidade foi gerado a partir do mesmo espectro de potência, porém com ângulos de fase aleatórios diferentes. O segundo perfil foi escolhido de forma que a variância dos dois perfis fosse aproximadamente a mesma.

A Figura 52 mostra os dois perfis de irregularidade considerados. Nota-se que por causa dos ângulos de fase diferentes, há regiões em que os perfis de rugosidade possuem sinais opostos, o que acarreta uma interferência destrutiva para a maior parte dos efeitos.

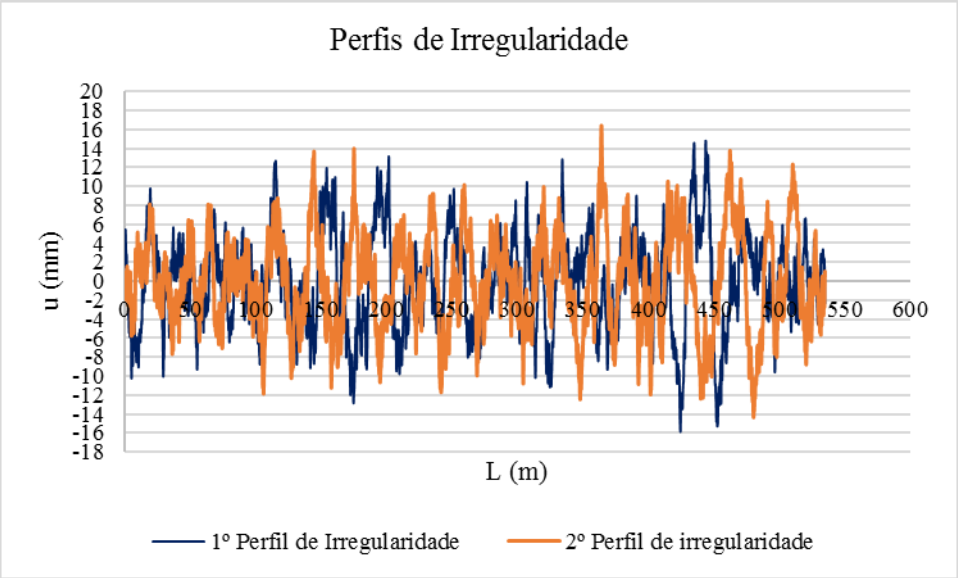
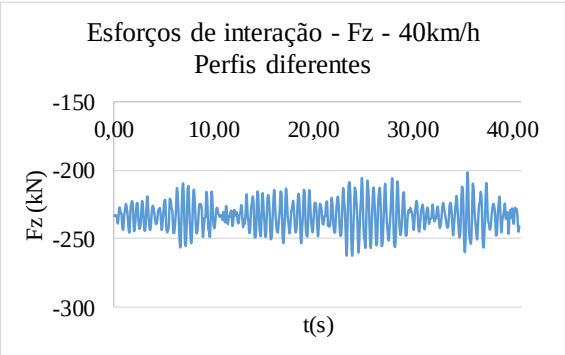
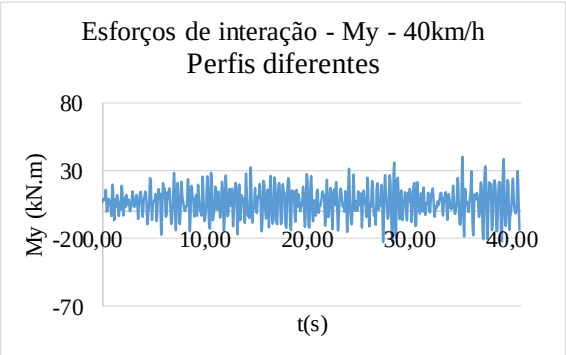
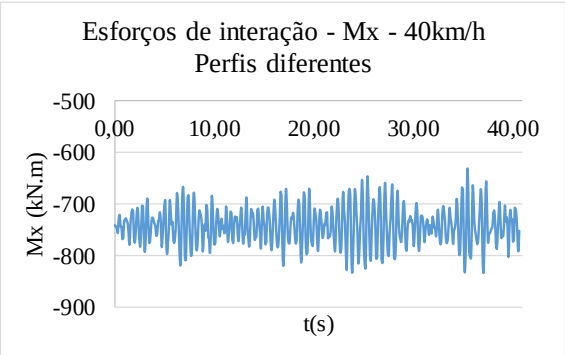


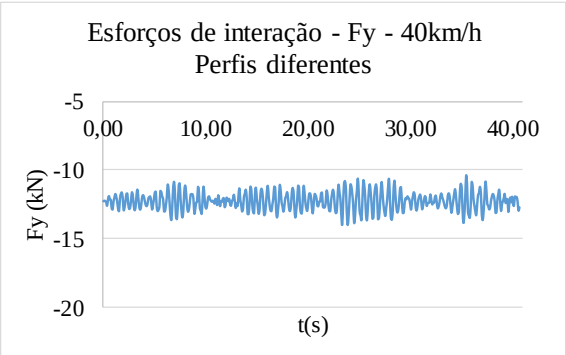
Figura 52 - Perfis de irregularidade diferentes. Fonte: Autor.

A seguir, da Figura 53 até a Figura 55, são apresentados os esforços para tabuleiro indeslocável com perfis diferentes de rugosidade sob as duas linhas de pneu do veículo.









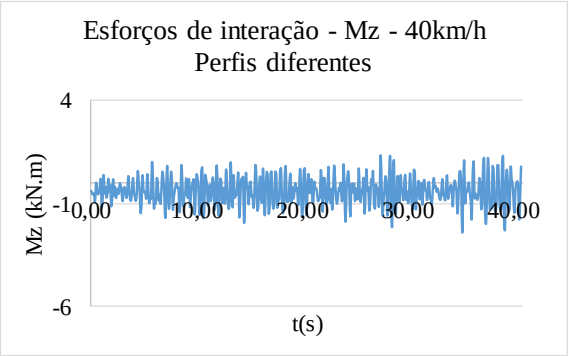
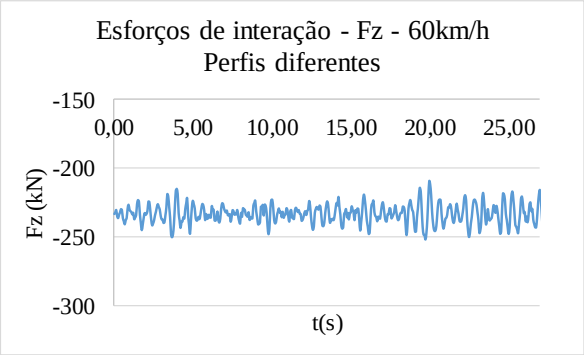
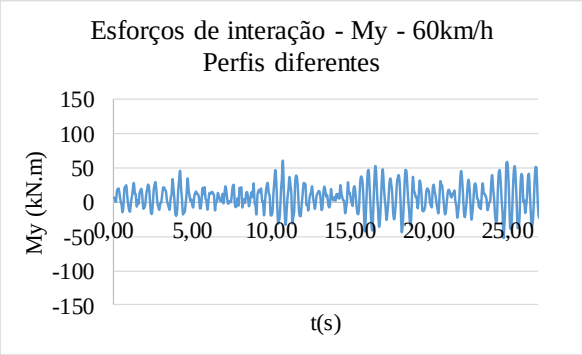
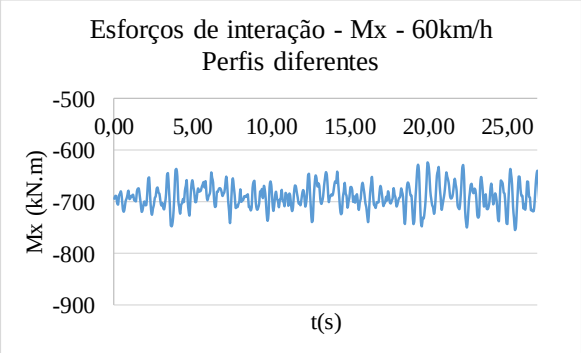
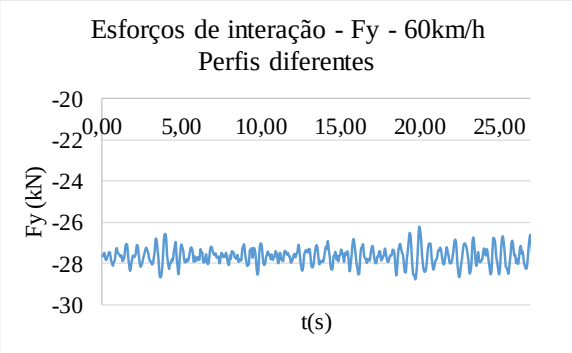


Figura 53 - Esforços para perfis diferentes de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=40km/h. Fonte: Autor.









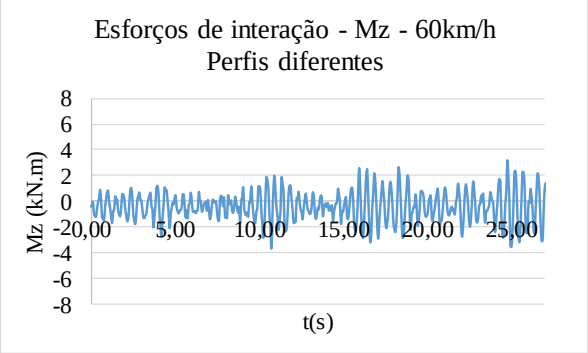


Figura 54 - Esforços para perfis diferentes de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=60km/h. Fonte: Autor.

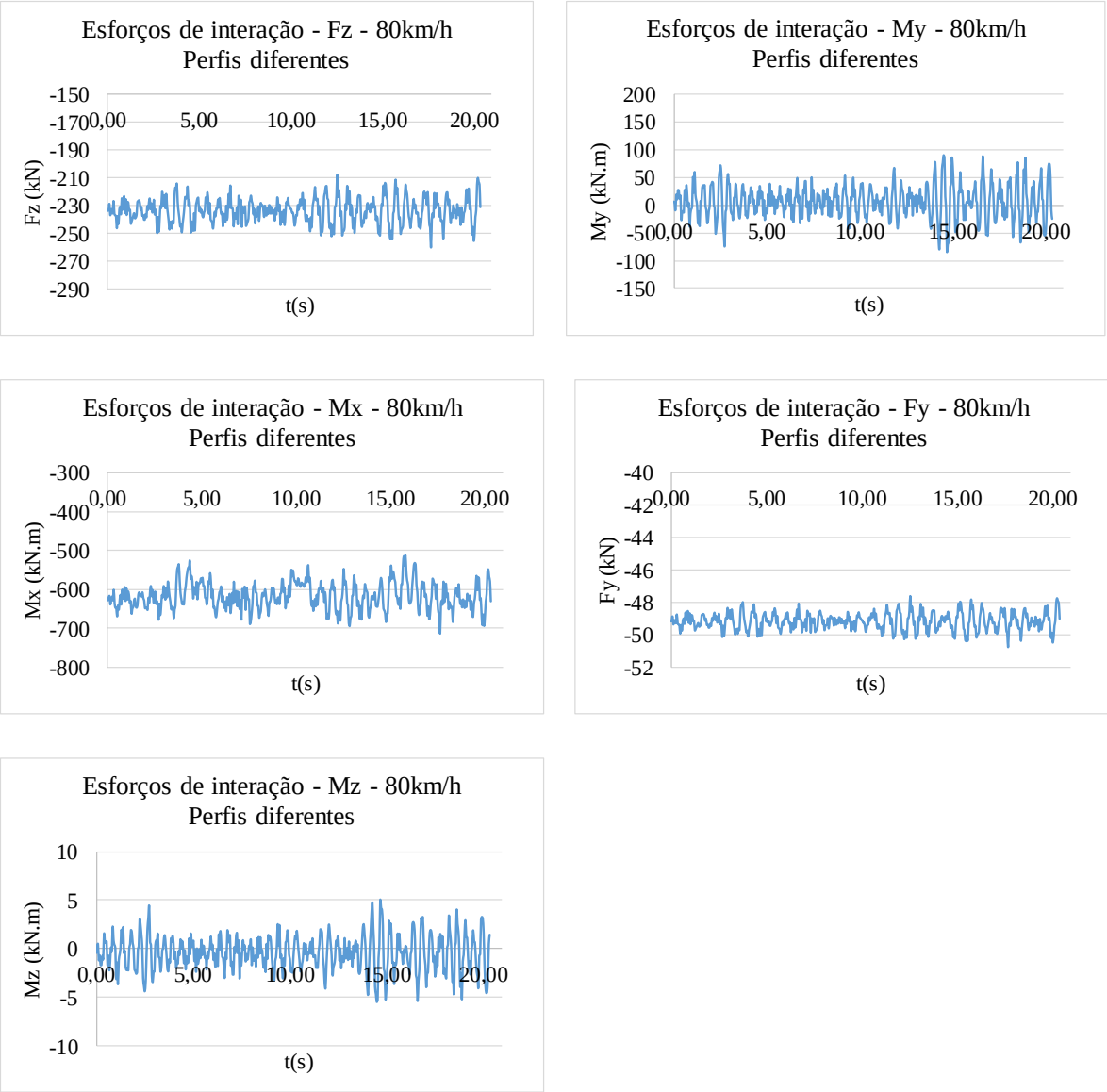


Figura 55 - Esforços para perfis diferentes de rugosidade com tabuleiro indeslocável - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

Observa-se que os esforços de interação para perfis diferentes de rugosidade tiveram uma menor flutuação que os esforços para perfis iguais de rugosidade, confirmando a expectativa de interferência destrutiva, na comparação com dois perfis iguais de rugosidade.

Isto acontece inclusive para o momento longitudinal *Mx*, pois como o efeito do momento de transporte devido à força vertical *Fz* é maior que o do momento *mx* devido ao movimento de *roll*, como a flutuação das forças *Fz* diminuíram, o momento total *Mx* também resultou menor, por mais que se tenha aumentado o momento *mx* devido à diferença de perfis.

5.2.3 Verificação ao escorregamento lateral

A verificação quanto ao escorregamento lateral será realizada para perfis iguais e para a velocidade de 80km/h, quando se tem a maior força centrífuga, menor coeficiente de atrito e maior alívio do peso próprio, devido à oscilação das forças de interação. Como há superelevação no tabuleiro, primeiramente deve-se decompor o peso próprio do veículo *P* e a força centrífuga *Fc* (Figura 56).

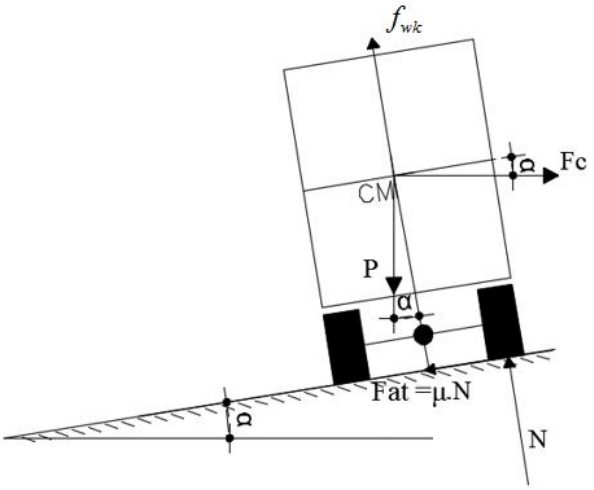


Figura 56 - Esquema para verificação quanto ao escorregamento lateral

Desta forma, a força atuante nos pneus na direção paralela ao pavimento é mostrada na Equação 40:

$$F_h = F_c.\cos\alpha - Psen\alpha \tag{40}$$

Por sua vez, a força normal nos pneus é mostrada na Equação 41:

$$N = F_c.sen\alpha + P\cos\alpha - f_{wk} \tag{41}$$

onde Fc é a força centrífuga, P é o peso do veículo e f_{wk} é a força de contato

Para que não haja escorregamento, a força F_h deve ser menor que a força de atrito (Fat =μ.N), conforme mostrado na Equação 7. Foi considerado o coeficiente de atrito μ igual a 0,30, como mencionado anteriormente e, para cada instante, foram comparadas a força horizontal com a força de atrito estática.

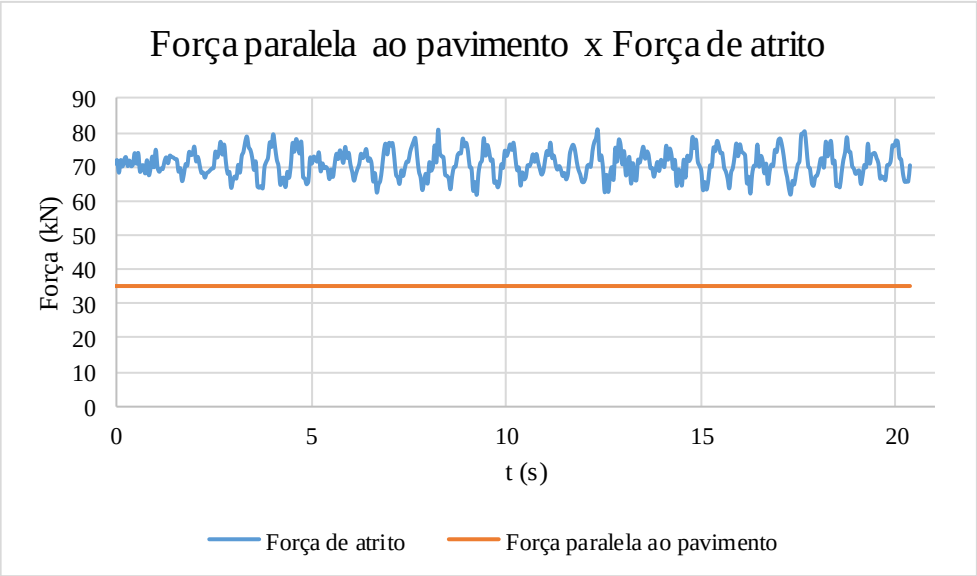


Figura 57 - Comparação da força horizontal nos pneus com a força de atrito

Percebe-se pela Figura 57 que a força de atrito é sempre maior que a força paralela ao pavimento, sendo que o seu menor valor ainda é 75% maior que a força paralela ao pavimento. Desta forma, o escorregamento lateral está verificado.

5.3 1º CASO : VEÍCULO ÚNICO

Neste primeiro caso é considerado apenas um veículo trafegando sobre a ponte. Após a obtenção dos esforços em tabuleiro indeslocável é dado início ao procedimento iterativo para determinação dos esforços de contato veículo-estrutura, descrito no item 3.6. Serão mostrados, a seguir, os esforços provenientes da interação veículo-estrutura, assim como as respostas dinâmicas para a última iteração.

5.3.1 INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

Foram necessárias três iterações para se observar a convergência das respostas dinâmicas, da segunda para a terceira iterações, para as forças F_z, tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência. Foram obtidas as transformadas de Fourier da força de interação F_z, referente ao movimento de *bounce*, para cada iteração.

5.3.1.1 Perfis iguais de rugosidade

A seguir, da Figura 58 até a Figura 69, são mostradas as análises no domínio do tempo e as análises de Fourier para cada iteração e para cada velocidade, com perfis iguais de rugosidade.

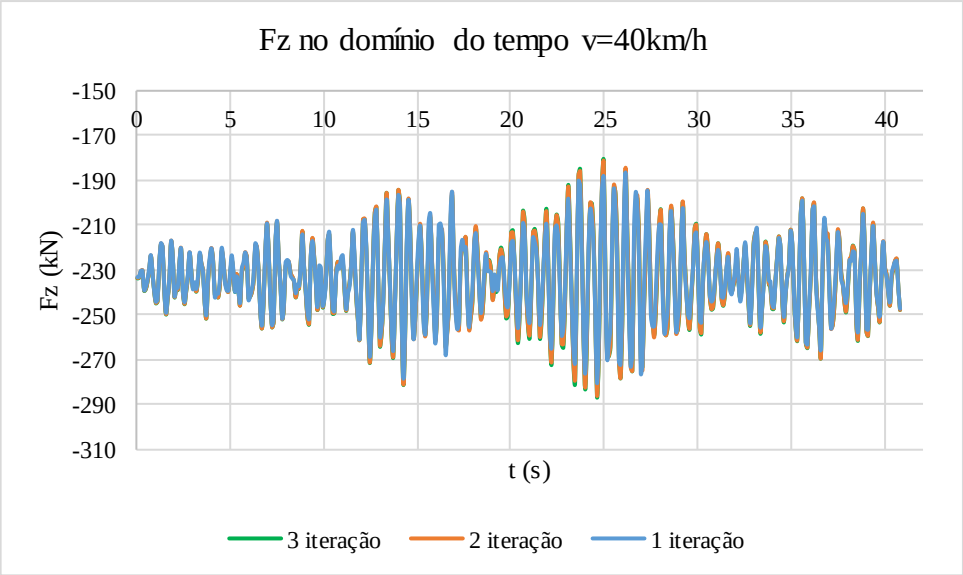


Figura 58 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo *V*=40 km/h. Fonte: Autor.

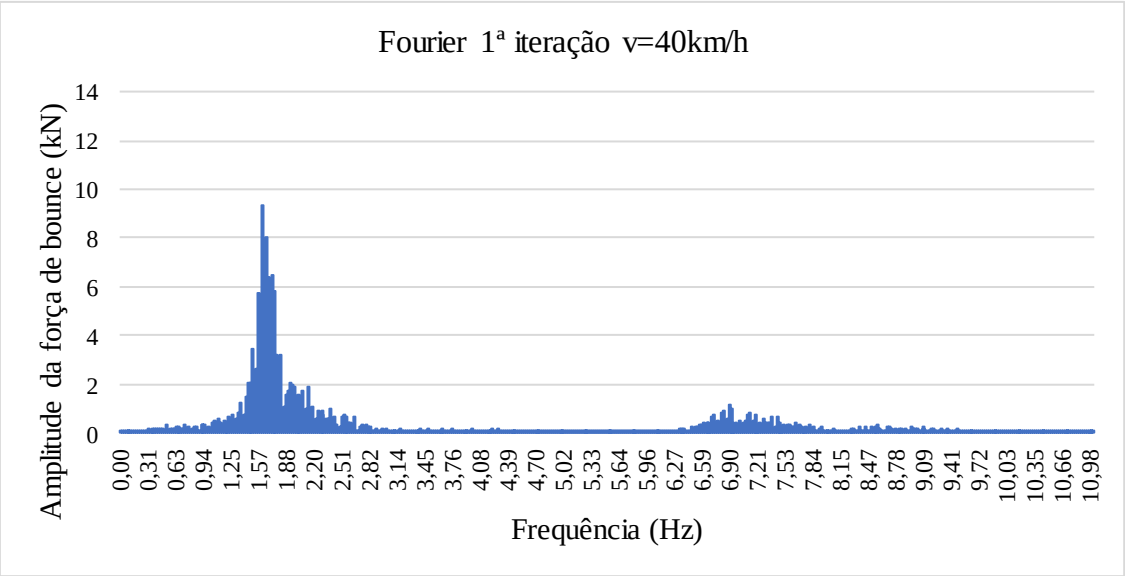


Figura 59 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 1ª iteração - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

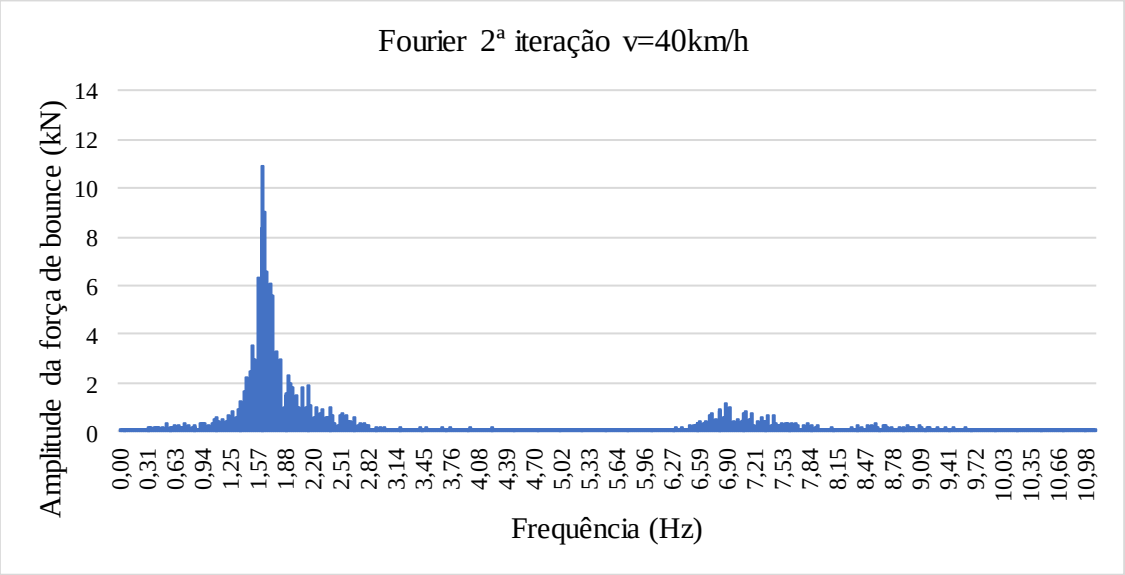


Figura 60 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 2ª iteração - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

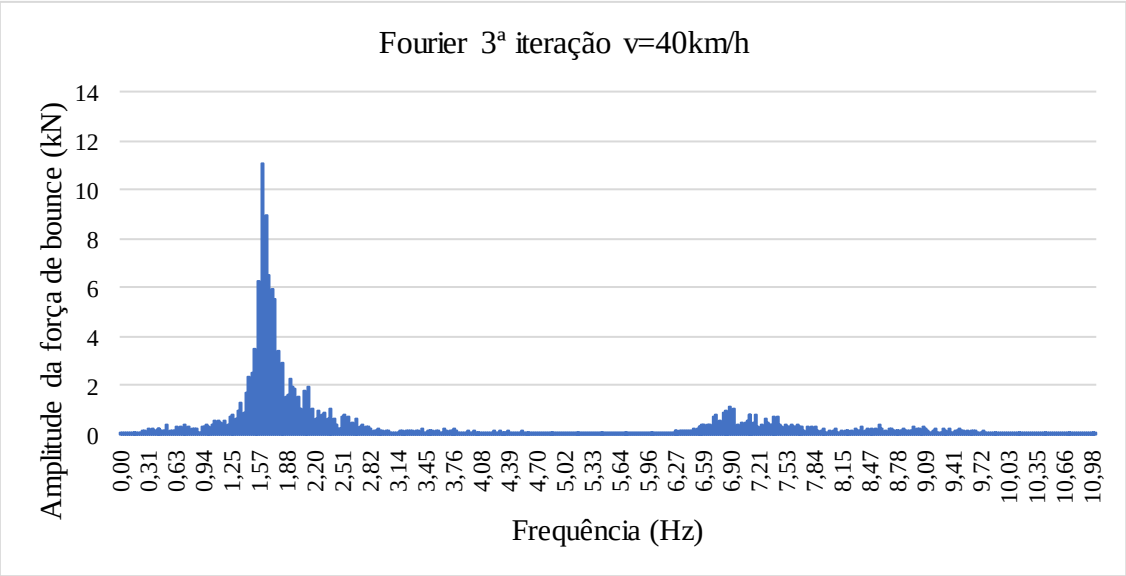


Figura 61 - Resposta dinâmica do domínio da frequência – 3ª iteração - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

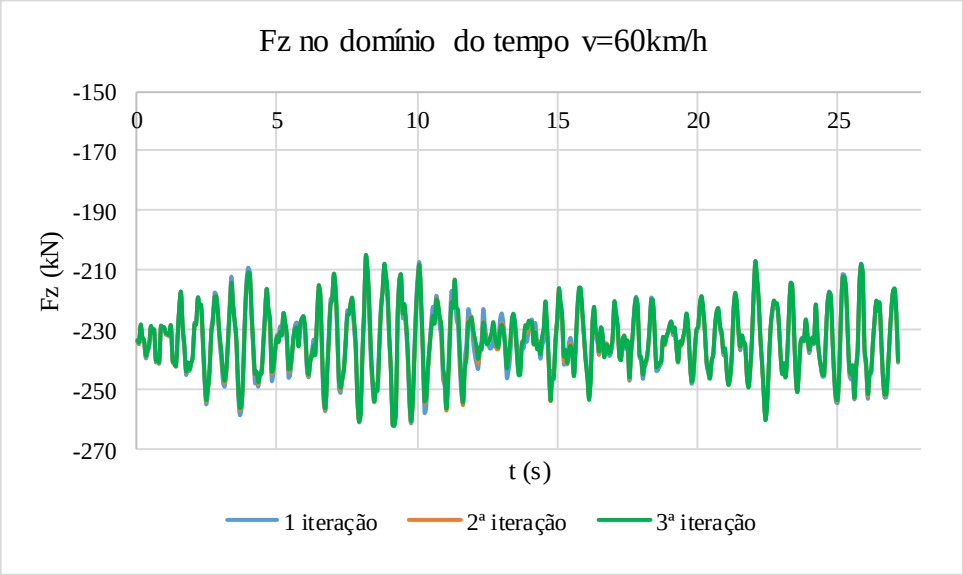


Figura 62 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo *V*=60 km/h. Fonte: Autor.

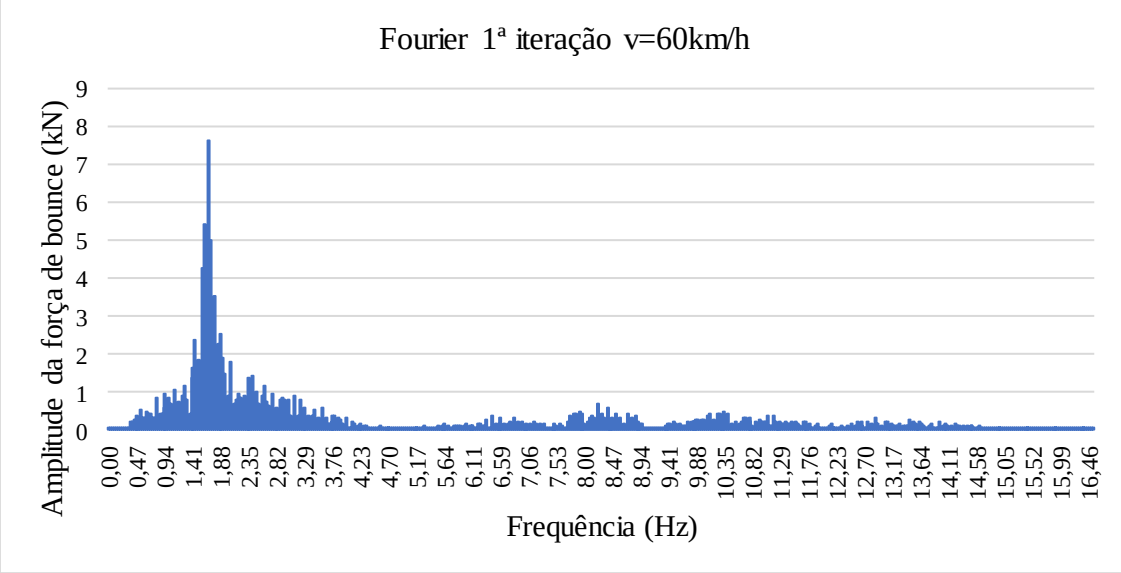


Figura 63 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 1ª iteração - *V*=60km/h. Fonte: Autor.

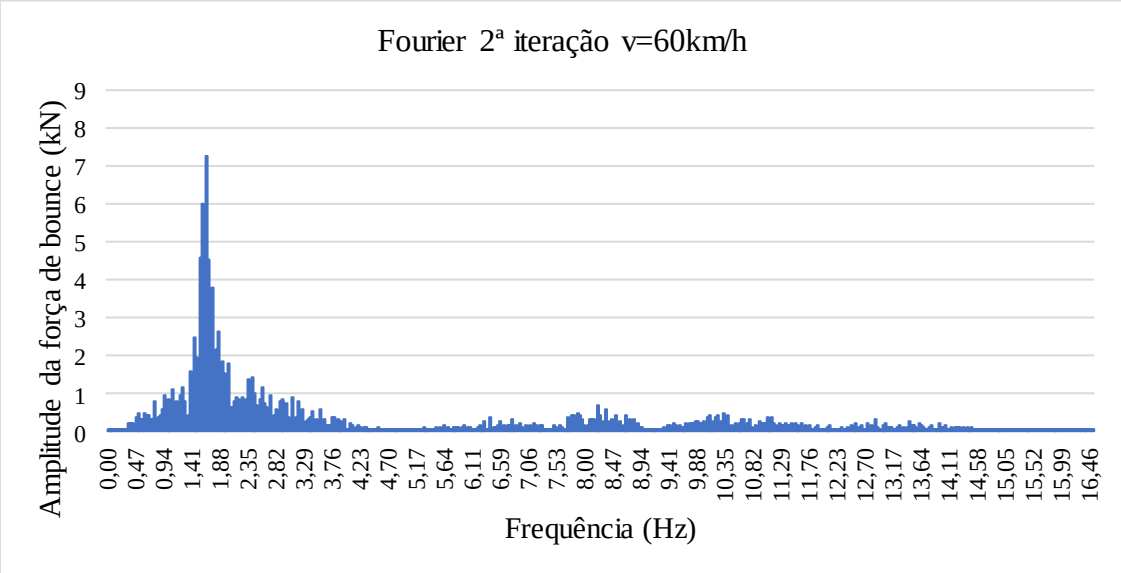


Figura 64 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 2ª iteração - *V*=60km/h. Fonte: Autor.

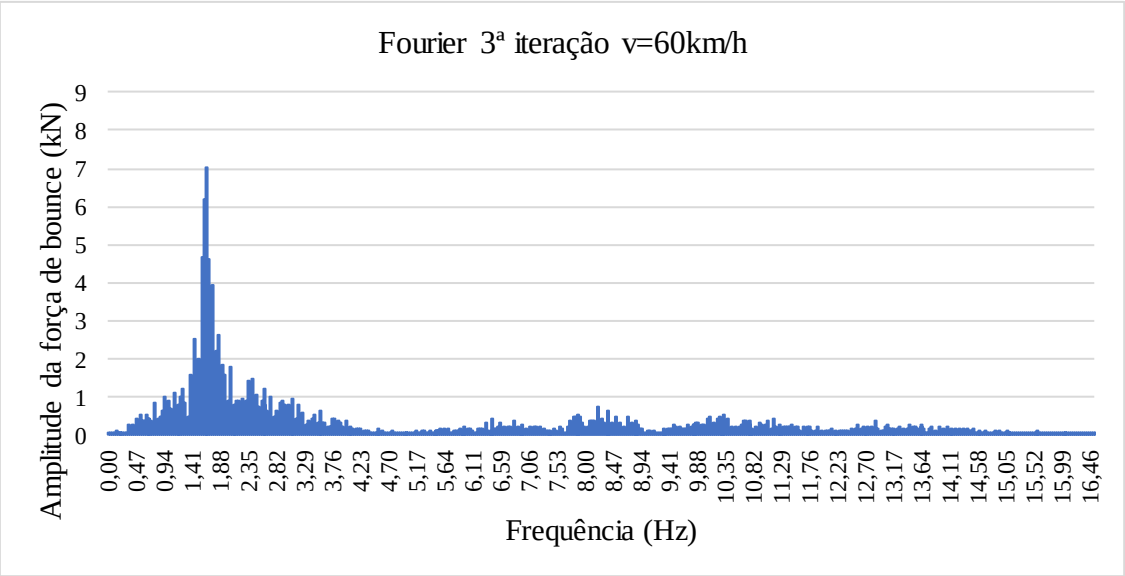


Figura 65 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 3ª iteração - *V*=60km/h. Fonte: Autor.

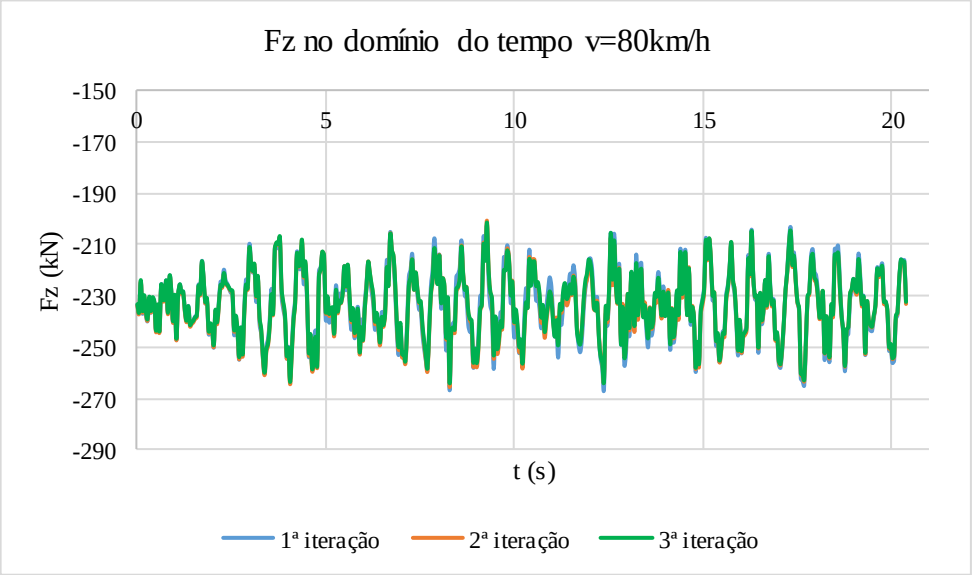


Figura 66 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo *V*=80 km/h. Fonte: Autor.

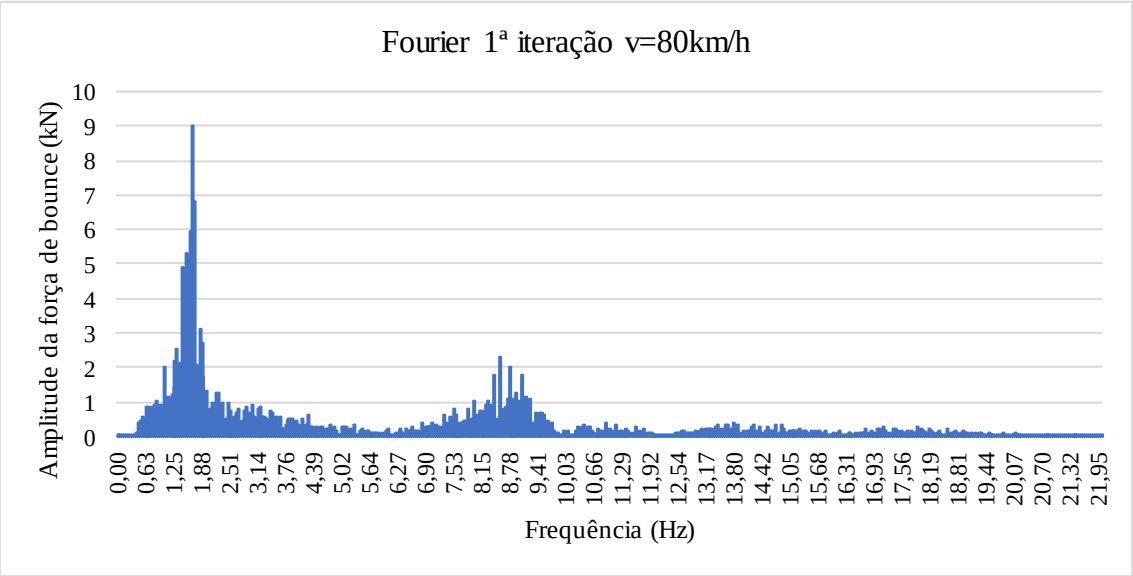


Figura 67 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 1ª iteração - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

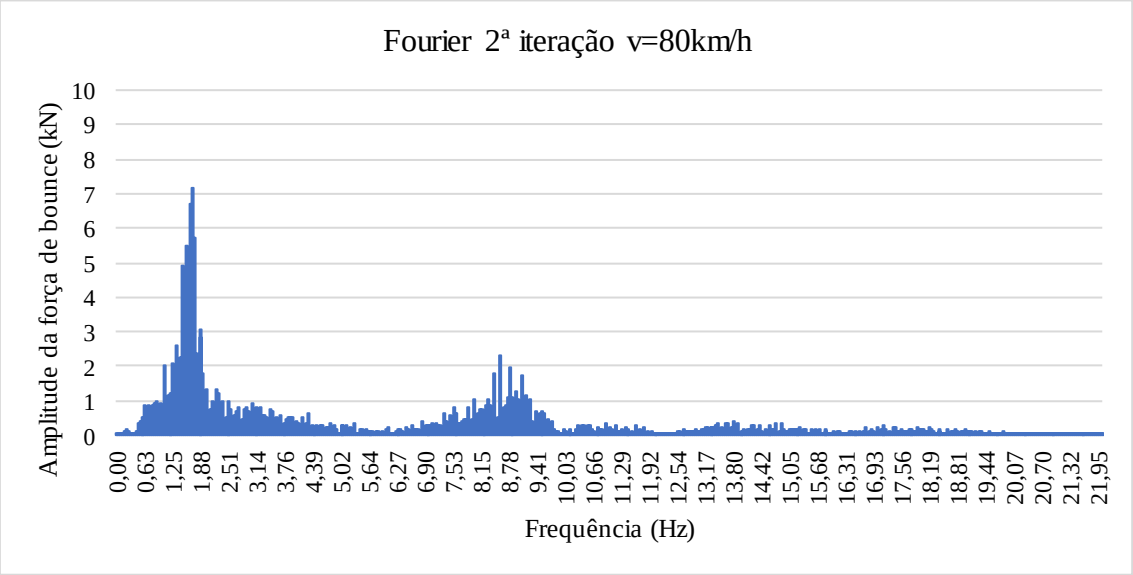


Figura 68 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 2ª iteração - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

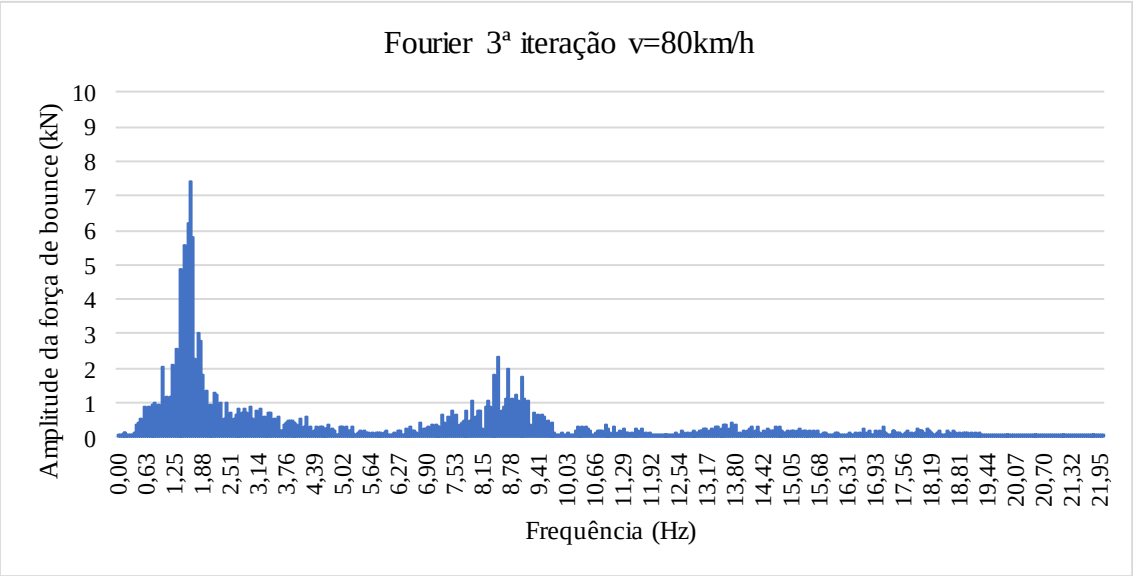


Figura 69 - Resposta dinâmica no domínio da frequência – 3ª iteração - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

A partir das transformadas de Fourier de cada iteração, foram calculados os desvios entre o resultado da iteração *i* e da iteração *i-1*, utilizando o critério SRSS – *Square Root of the Sum of Squares*, ou raiz quadrada da soma dos quadrados das máximas amplitudes, como indicado na Equação 42:

$$Desvio = \left(\frac{\sqrt{\sum_{w=1}^{n} A_{w,iteração(i)}^{2}}}{\sqrt{\sum_{w=1}^{n} A_{w,iteração(i-1)}^{2}}} - 1 \right).100\% \tag{42}$$

onde *n* é o número de frequências consideradas para cálculo das amplitudes

Nota-se, para todas as iterações, que o pico de maior amplitude tem frequência correspondente à 1,61 Hz, 1,66Hz e 1,67 Hz, para as velocidades de 40 km/h, 60km/h e 80km/h, respectivamente. Estas frequências são muito próximas de 1,68 Hz do primeiro modo de *bounce* da massa suspensa do veículo. Nota-se, também, que há um aumento das amplitudes para as frequências de 7 a 10 Hz, que são próximas aos modos de vibração das massas não suspensas do veículo, porém com amplitudes bem menores.

A Tabela 9 mostra as diferenças encontradas entre as interações. Percebe-se que a maior diferença se dá da primeira para a segunda iteração, quando há a correção dos deslocamentos; após isso, a diferença cai da segunda para a terceira iteração, quando já se obtém uma boa

convergência. Vale observar que, para a velocidade de 60km/h a diferença entre a primeira e segunda iteração já foi menor que 1%, tendo sido possível parar já na segunda iteração.

Do ponto de vista estático, espera-se que a situação de tabuleiro rígido, absorva mais carga e depois, com a correção dos deslocamentos, a flexibilização do tabuleiro diminua as forças de interação. Porém, não foi isso que ocorreu de forma geral na análise dinâmica. Dependendo da frequência que é excitada, a flexibilização do tabuleiro pode aumentar ou diminuir as forças de interação. Como pode ser visto na Tabela 9, para as velocidades de 40km/h e 60km/h, as forças de interação aumentaram da primeira para a última iteração, enquanto que para a velocidade de 80 km/h as forças de interação reduziram.

Tabela 9 - Desvio encontrado para as amplitudes entre cada iteração. Fonte: Autor.

Velocidade	**Iteração**	**Desvio (%)**
40	1-2	8,5
	2-3	-0,03
	1-3	8,47
60	1-2	0,34
	2-3	-0,20
	1-3	0,14
80	1-2	-3,60
	2-3	-0,10
	1-3	-3,70

5.3.1.2 Perfis diferentes de rugosidade

A seguir, da Figura 70 até a Figura 81 mostram as análises no domínio do tempo e as análises de Fourier para cada iteração e para cada velocidade, com perfis diferentes de rugosidade.

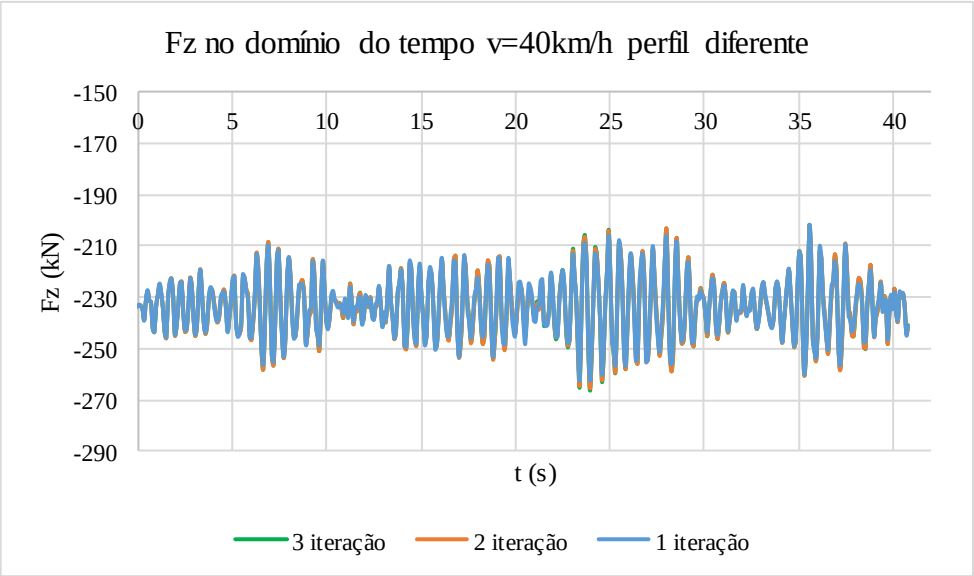


Figura 70 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo para perfis diferentes - *V*=40 km/h. Fonte: Autor.

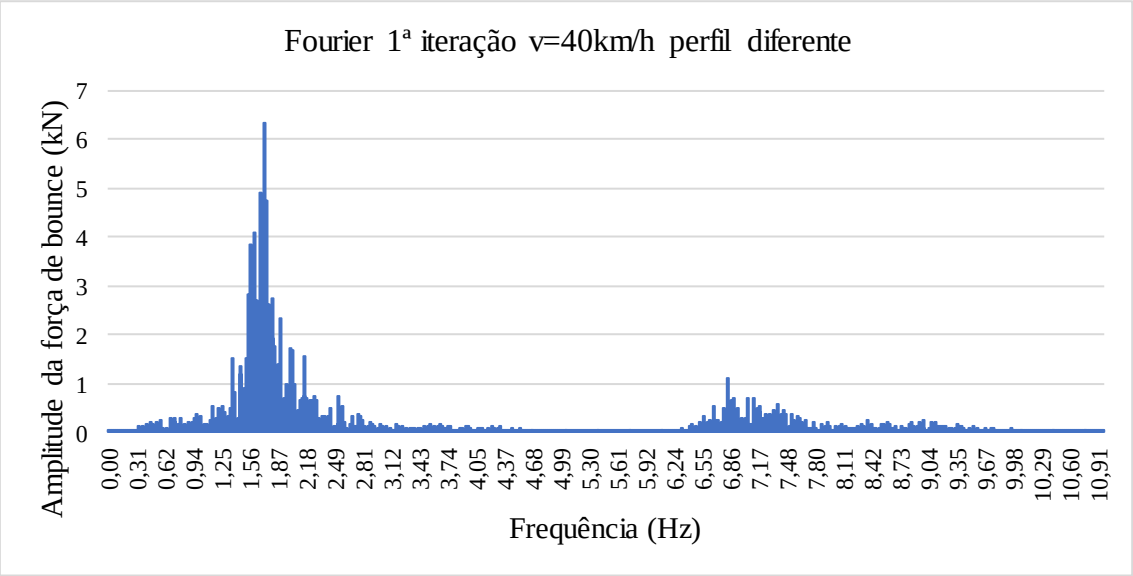


Figura 71 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 1ª iteração - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

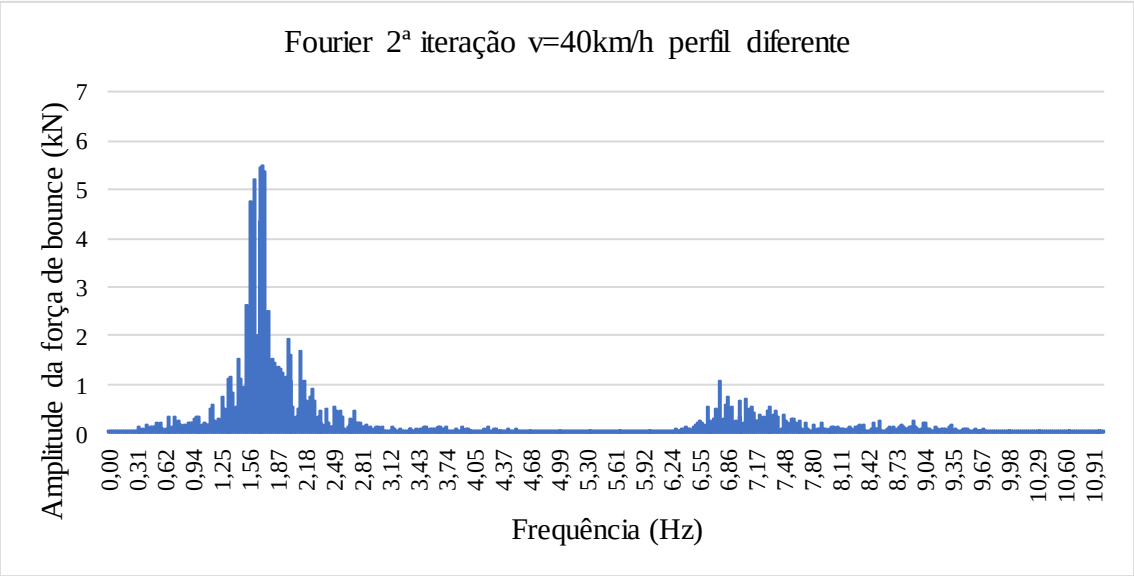


Figura 72 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 2ª iteração - *V*=40km/h.
Fonte: Autor.

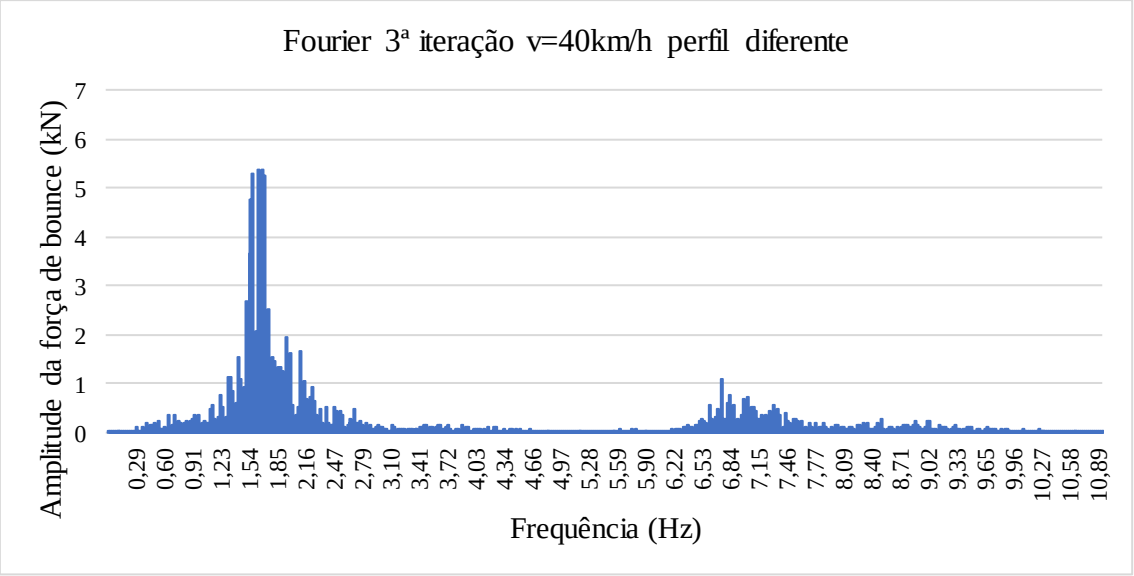


Figura 73 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 3ª iteração - *V*=40km/h.
Fonte: Autor.

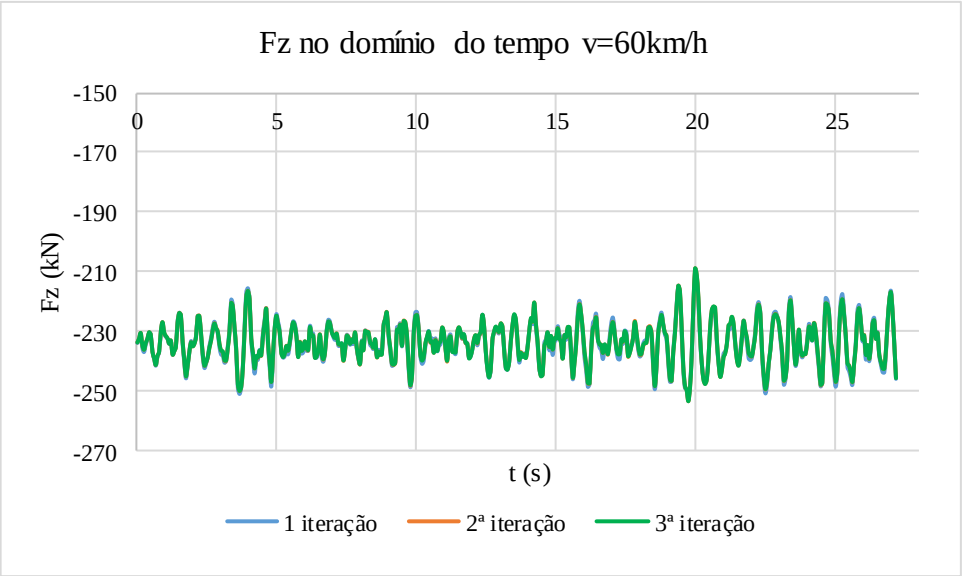


Figura 74 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo para perfis diferentes *V*=60 km/h. Fonte: Autor.

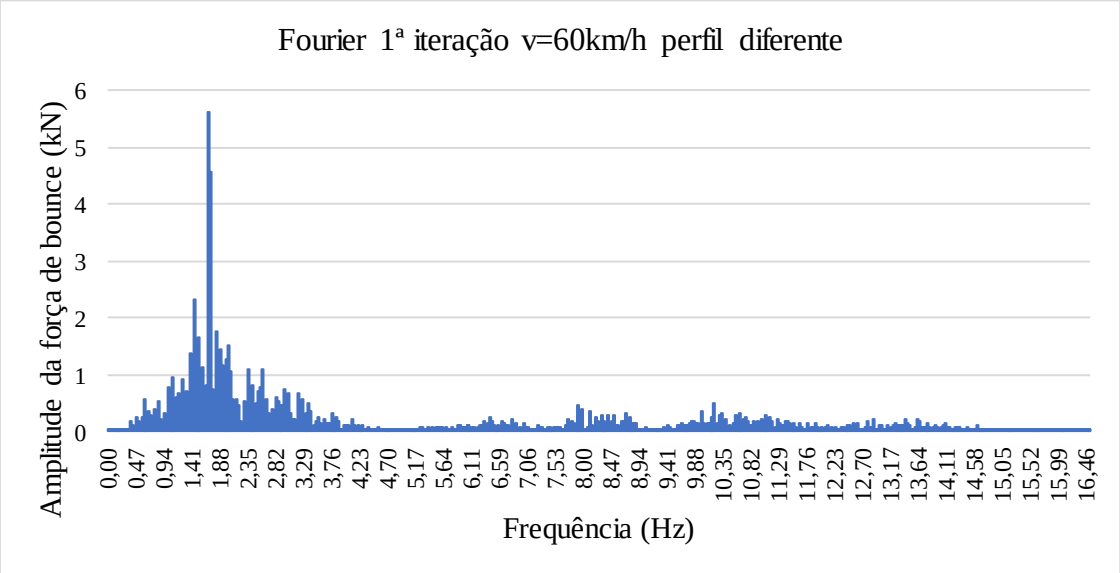


Figura 75 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 1ª iteração - *V*=60km/h. Fonte: Autor.

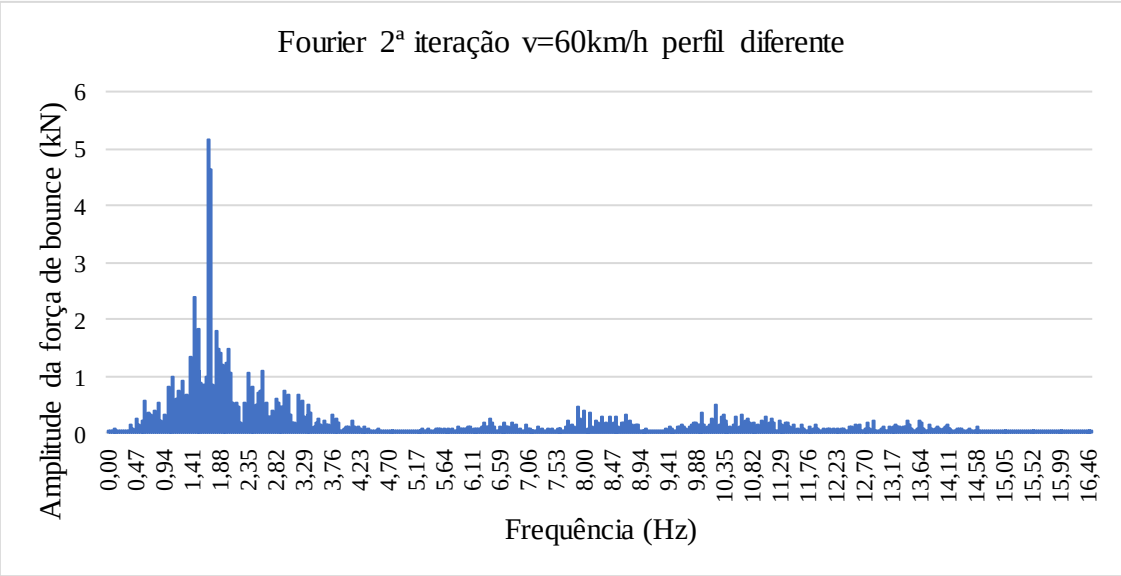


Figura 76 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 2ª iteração - *V*=60km/h.
Fonte: Autor.

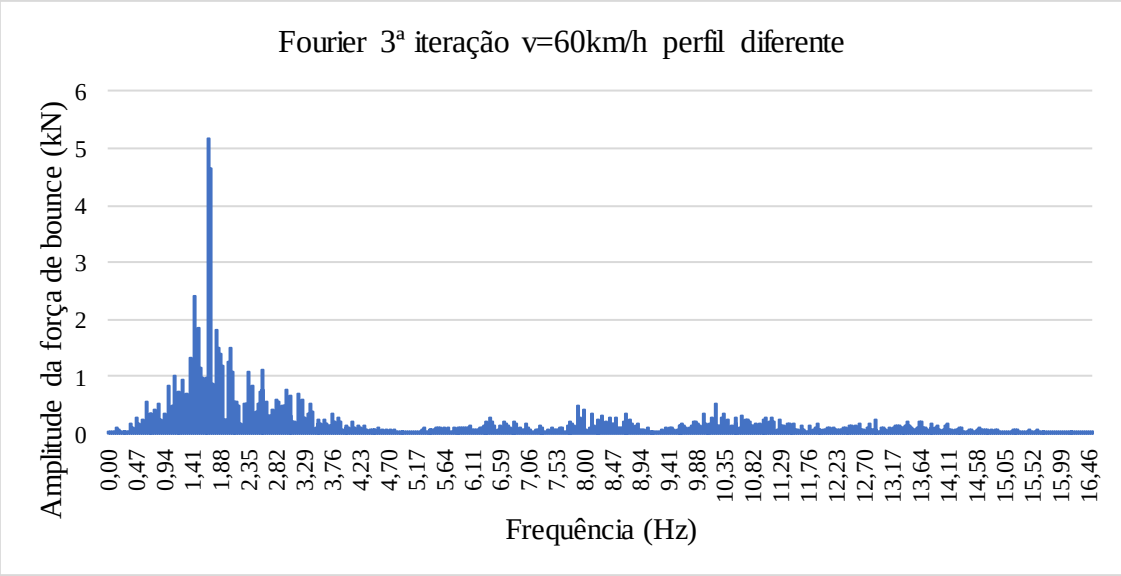


Figura 77 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 3ª iteração - *V*=60km/h.
Fonte: Autor.

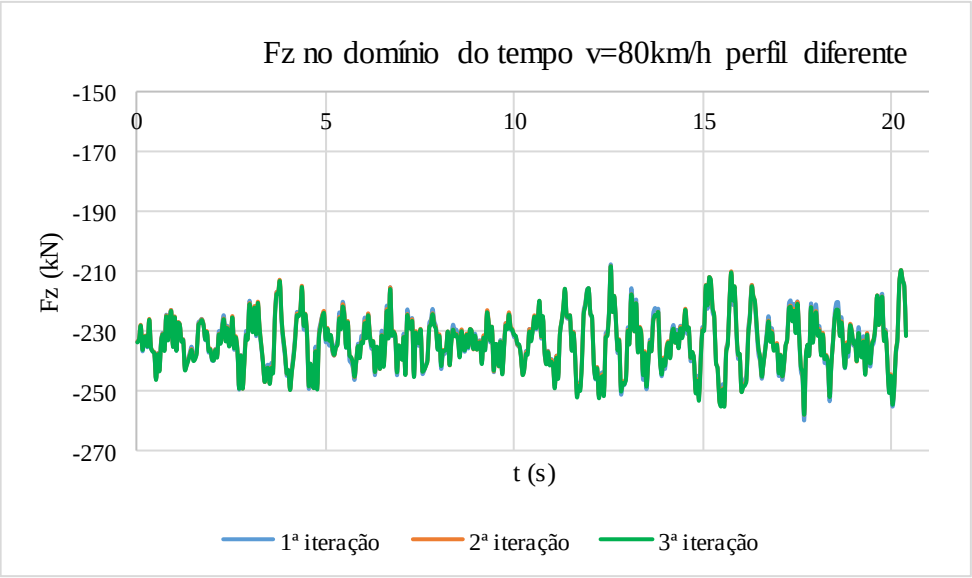


Figura 78 - Respostas dinâmicas de Fz no domínio de tempo para perfis diferentes *V*=80 km/h. Fonte: Autor.

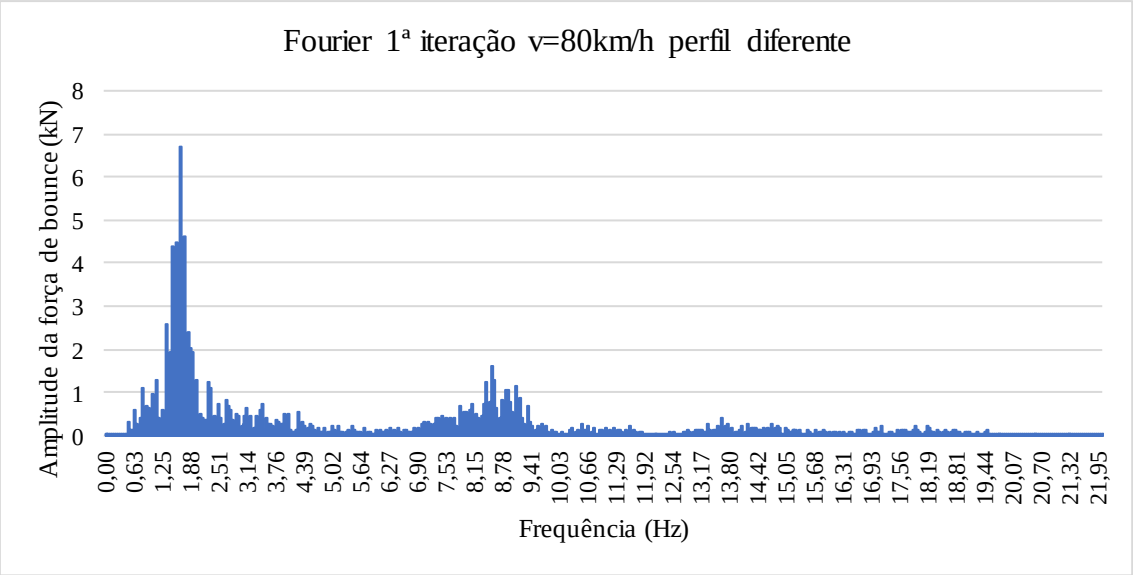


Figura 79 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 1ª iteração - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

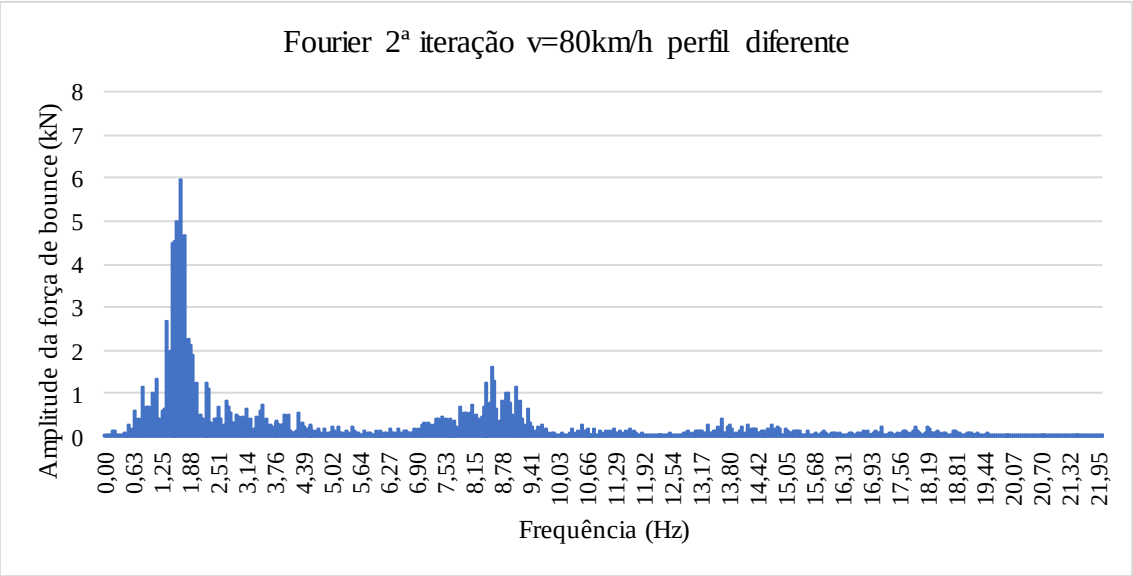


Figura 80 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 2ª iteração - *V*=80km/h.
Fonte: Autor.

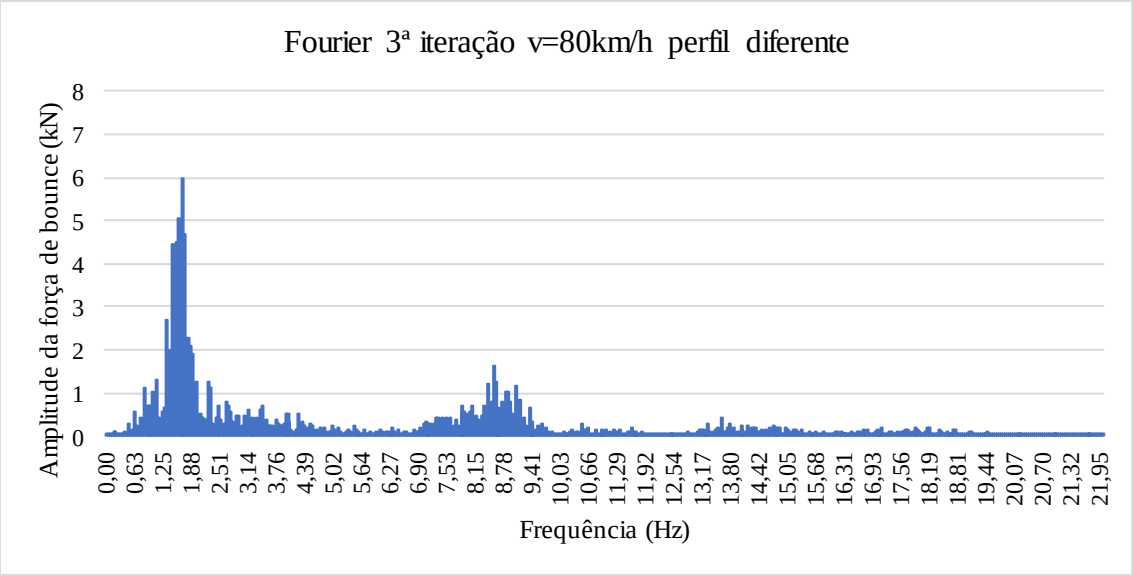


Figura 81 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para perfis diferentes– 3ª iteração - *V*=80km/h.
Fonte: Autor.

Foram calculados os desvios entre cada iteração, como mencionado anteriormente, resultando nos valores apresentados na Tabela 10. Observa-se que, mesmo para perfis diferentes de rugosidade, foram necessárias apenas três iterações para se obter a convergência das forças de interação; já para a velocidade de 80 km/h apenas duas iterações seriam suficientes.

Embora as frequências correspondentes à amplitude máxima para perfis distintos estejam próximas da frequência de *bounce* do veículo de 1,68Hz, houve uma redução dos valores de amplitude máxima, se comparados com as amplitudes para perfis iguais. Isso porque, como visto anteriormente, a consideração de perfis diferentes acarretou interferências destrutivas, reduzindo as forças de *bounce* Fz.

Tabela 10 - Desvio encontrado para as amplitudes entre cada iteração para perfis diferentes. Fonte: Autor.

Velocidade	**Iteração**	**Desvio (%)**
40	1-2	3,58
	2-3	-0.25
	1-3	3.32
60	1-2	-1.01
	2-3	0.01
	1-3	-1.00
80	1-2	0.49
	2-3	0.11
	1-3	0.60

5.3.2 RESPOSTA DINÂMICA ESTRUTURAL

A seguir serão apresentadas as respostas dinâmicas obtidas na última iteração. Foram ilustrados os resultados de deslocamento, momento fletor positivo no plano vertical e momento fletor no plano horizontal para a seção no meio do segundo e terceiro vãos, que são contínuos dos dois lados, e para o primeiro e quarto vãos, que são contínuos de um lado e apoiados do outro, será analisada a seção localizada a 5/8 do vão, contados a partir da continuidade. Já para momento fletor negativo no plano vertical, torção, reação vertical e horizontal transversal foram obtidos os resultados junto às seções dos apoios da ponte, considerando as três velocidades e condições de pavimento sem rugosidade e com perfil igual e diferente de rugosidade. Será utilizada a simbologia "**EST**", para os resultados da análise quase-estática, "**PSR**" para os resultados da análise com pavimento sem rugosidade, "**PIR**" para os resultados da análise com perfis iguais de rugosidade e "**PDR**" para os resultados da análise com perfis diferentes de rugosidade.

Por brevidade, serão apresentados a seguir apenas os gráficos de resultados para as velocidades que resultaram em máxima amplificação.

A Tabela 11 apresenta os deslocamentos máximos encontrados para os quatro vãos, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica dos deslocamentos para cada velocidade como segue na Equação 43:

$$\phi = \frac{maior\{v_{PSR}, v_{PIR}, v_{PDR}\}}{v_{EST}} \tag{43}$$

onde

v_{PSR} é o deslocamento vertical para pavimento sem rugosidade;

v_{PIR} é o deslocamento vertical para pavimento com perfis iguais de rugosidade;

v_{PDR} é o deslocamento vertical para pavimento com perfis diferentes de rugosidade;

v_{EST} é o deslocamento vertical para a análise quase-estática.

Ocorreu maior amplificação para a condição de perfis iguais de rugosidade, resultando em um coeficiente de amplificação de 1,07 para o 1ºvão, 1,04 para o 2ºvão, 1,03para o 3º vão e 1,05 para o 4º vão.

Tabela 11 - Deslocamentos máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em cm. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	PDR	φ
40km/h	1º vão	0,95	1,00	1,02	1,01	1,07
	2º vão	1,27	1,30	1,32	1,30	1,04
	3º vão	1,32	1,33	1,36	1,34	1,03
	4º vão	0,93	0,93	0,98	0,97	1,05
60km/h	1º vão	0,95	0,96	0,99	0,97	1,04
	2º vão	1,28	1,28	1,30	1,27	1,02
	3º vão	1,32	1,34	1,35	1,34	1,02
	4º vão	0,93	0,93	0,96	0,94	1,03
80km/h	1º vão	0,96	0,98	1,01	0,99	1,05
	2º vão	1,29	1,34	1,33	1,33	1,04
	3º vão	1,33	1,33	1,34	1,32	1,01
	4º vão	0,93	0,93	0,94	0,93	1,02

A seguir, da Figura 82 até a Figura 85, apresentam-se os históricos de deslocamentos verticais nos quatro vãos da ponte, para as seções analisadas, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica. Observam-se pequenas flutuações ao

longo do tempo, em torno da análise quase-estática, sendo maiores para perfis iguais de rugosidade, diminuindo para perfis diferentes. Isso é coerente com o que foi discutido anteriormente, já que os perfis diferentes reduzem as flutuações das forças de contato.

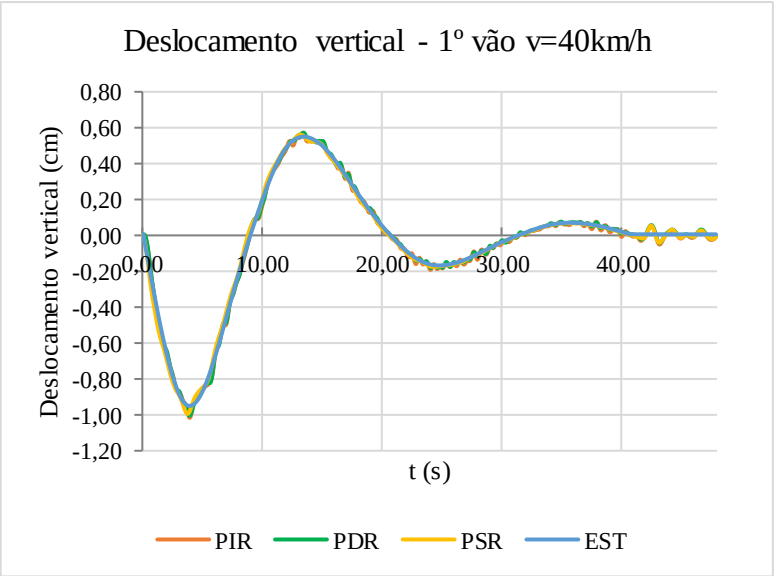


Figura 82 – Deslocamento vertical no 1º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

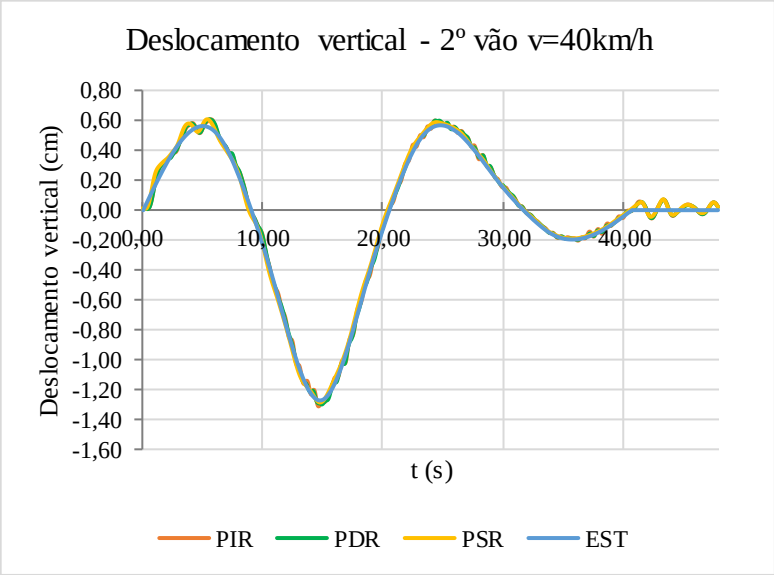


Figura 83 – Deslocamento vertical no 2º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

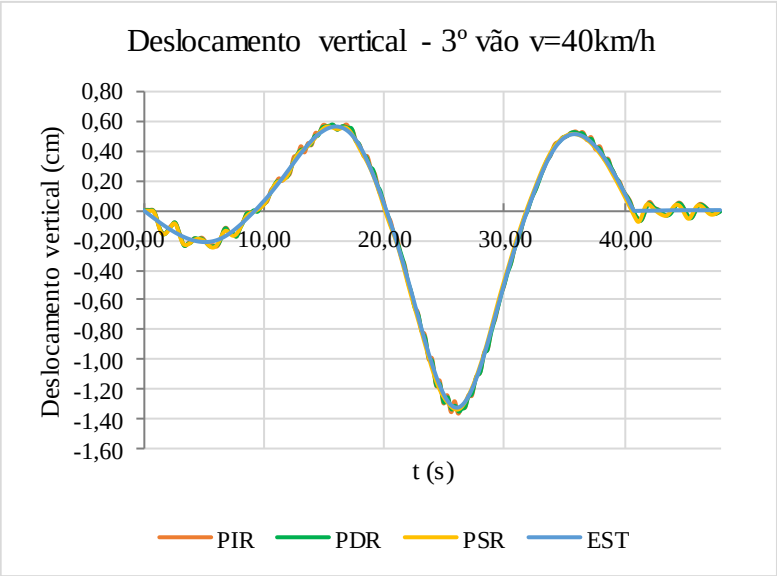


Figura 84 – Deslocamento vertical no 3º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

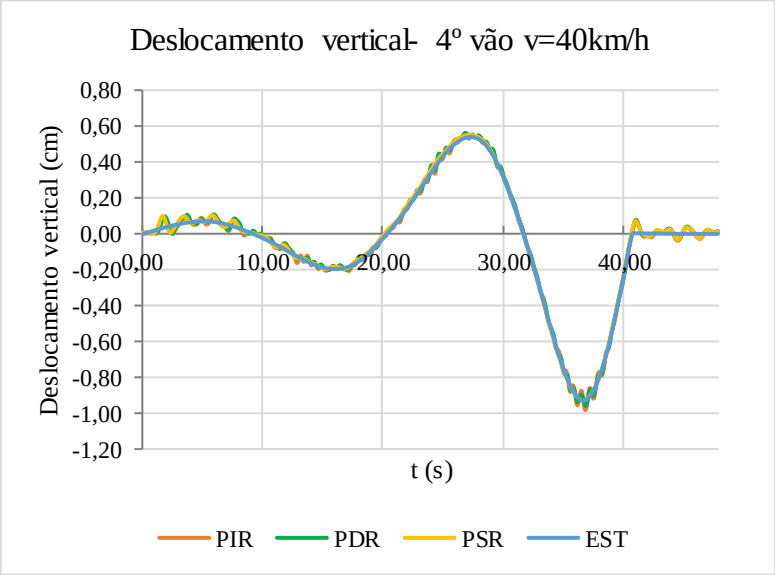


Figura 85 – Deslocamento vertical no 4º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

A Ocorreu maior amplificação para a condição de perfis iguais de rugosidade, obtendo-se coeficientes de amplificação de 1,036 para o 1º vão; 1,031 para o 2º e 3º vãos e 1,027 para o 4º vão.

Tabela 12 apresenta os momentos fletores positivos máximos no plano vertical, encontrados para os quatro vãos, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter

os coeficientes de amplificação dinâmica dos momentos fletores positivos para cada velocidade como segue na Equação 44:

$$\phi = \frac{maior\{My_{PSR}, My_{PIR,} My_{PDR}\}}{My_{EST}} \tag{44}$$

onde

My_{PSR} é o momento em torno do eixo *y* para pavimento sem rugosidade;

My_{PIR} é o momento em torno do eixo *y* para pavimento com perfis iguais de rugosidade;

My_{PDR} é o momento em torno do eixo *y* para pavimento com perfis diferentes de rugosidade;

My_{EST} é o momento em torno do eixo *y* para a análise quase-estática.

Ocorreu maior amplificação para a condição de perfis iguais de rugosidade, obtendo-se coeficientes de amplificação de 1,036 para o 1º vão; 1,031 para o 2º e 3º vãos e 1,027 para o 4º vão.

Tabela 12 - Momentos fletores positivos máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	PDR	φ
40km/h	1º vão	4489,79	4502,20	4609,40	4569,93	1,027
	2º vão	4428,36	4447,77	4565,55	4454,54	1,031
	3º vão	4638,85	4662,32	4781,33	4671,14	1,031
	4º vão	4652,58	4668,24	4776,20	4742,04	1,027
60km/h	1º vão	4505,22	4510,85	4589,45	4545,37	1,019
	2º vão	4440,13	4451,00	4478,83	4453,25	1,009
	3º vão	4630,22	4651,21	4656,25	4652,20	1,006
	4º vão	4635,88	4641,40	4694,49	4676,30	1,013
80km/h	1º vão	4527,14	4631,87	4691,20	4633,10	1,036
	2º vão	4447,30	4487,47	4545,50	4535,41	1,022
	3º vão	4618,42	4623,08	4673,27	4627,00	1,012
	4º vão	4612,29	4627,18	4673,47	4668,50	1,013

A seguir, da Figura 86 até a Figura 89, apresentam-se os históricos de momentos fletores positivos no plano vertical nos quatro vãos da ponte, para as seções analisadas, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica. Assim

como ocorreu para os deslocamentos, também para os momentos fletores se observaram flutuações ao longo do tempo, em torno da análise quase-estática, sendo maiores para perfis iguais de rugosidade.

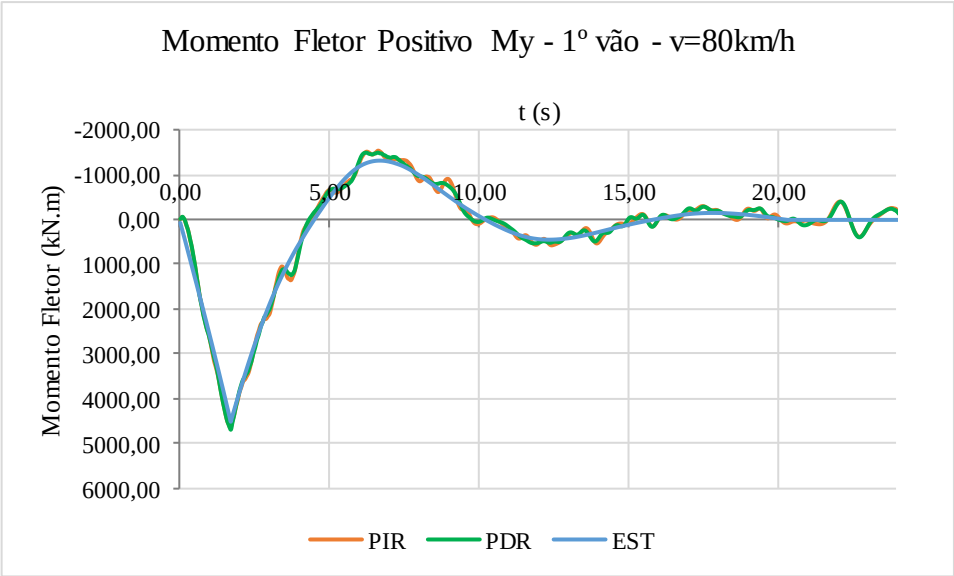


Figura 86 - Momento fletor positivo no plano vertical *My* no 1º vão para veículo único - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

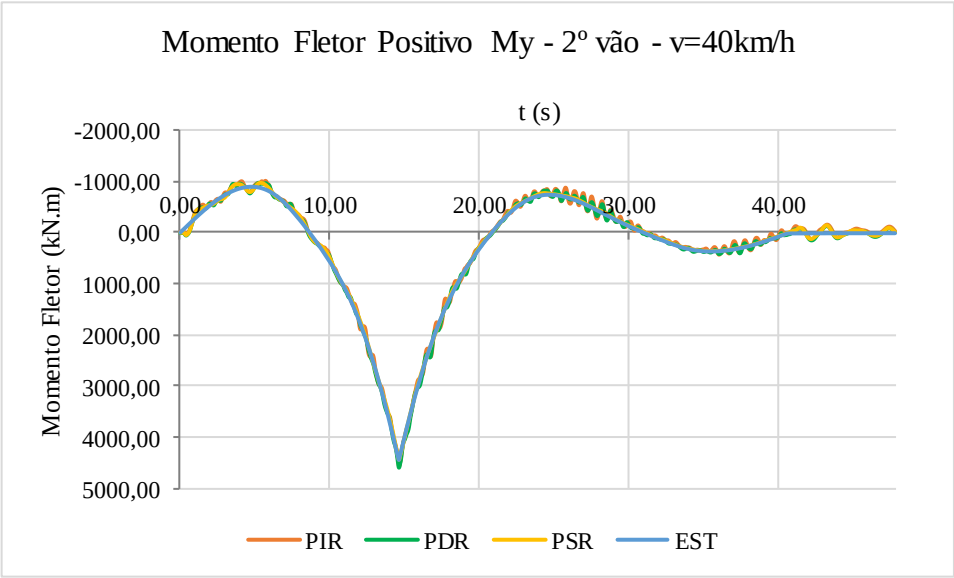


Figura 87 - Momento fletor positivo no plano vertical *My* no 2º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

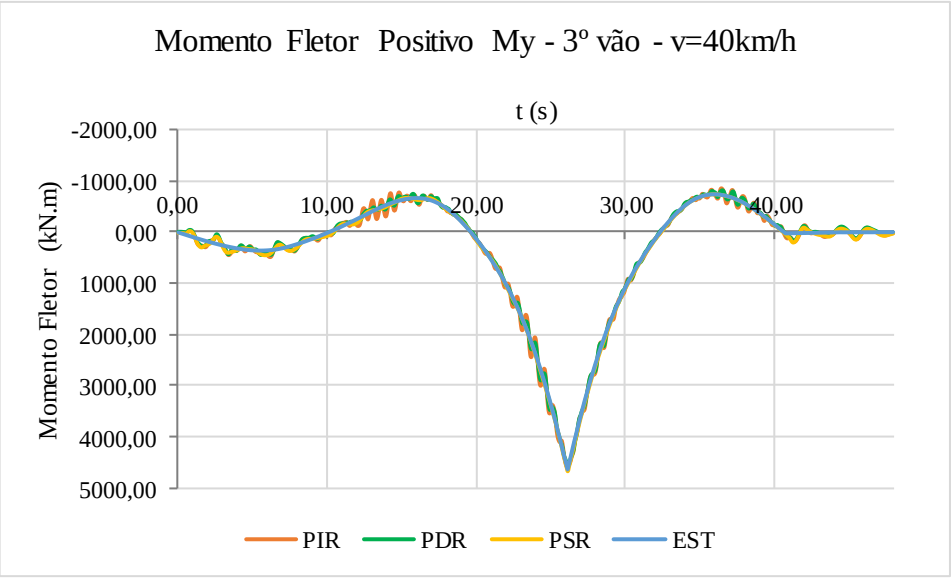


Figura 88 - Momento fletor positivo no plano vertical *My* no 3º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

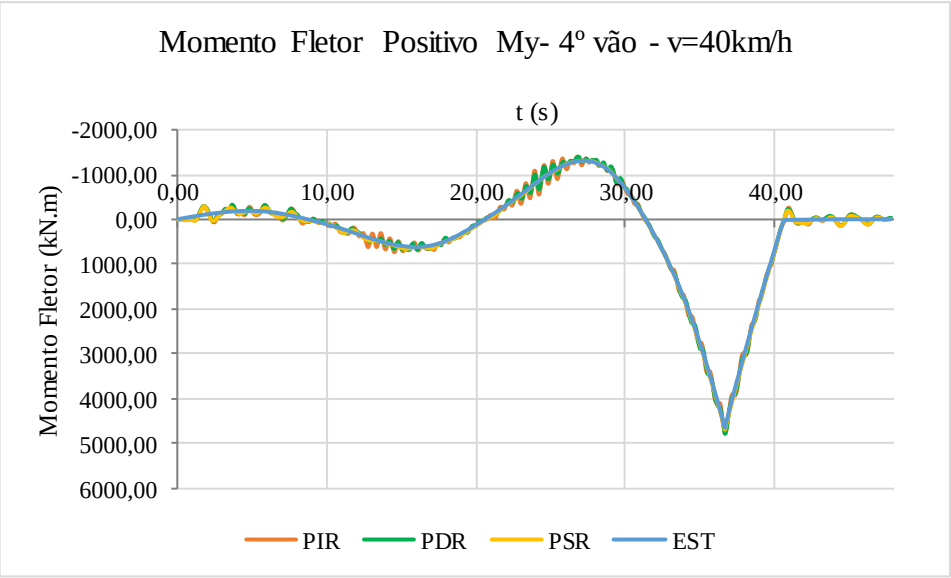


Figura 89 - Momento fletor positivo no plano vertical *My* no 4º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

Ocorreu maior amplificação para a condição de perfis iguais de rugosidade. Os máximos coeficientes de amplificação obtidos foram de 1,364 para o 1º vão; 1,227 para o 2º vão; 1,189 para o 3º vão e 1,139 para o 4º vão.

Tabela 13 apresenta os momentos laterais máximos encontrados para os quatro vãos, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação

dinâmica dos momentos fletores no plano horizontal para cada velocidade como segue na Equação 45:

$$\phi = \frac{maior\{Mz_{PSR}, Mz_{PIR}, Mz_{PDR}\}}{Mz_{EST}} \tag{45}$$

onde

Mz_{PSR} é o momento em torno do eixo *z* para pavimento sem rugosidade;

Mz_{PIR} é o momento em torno do eixo *z* para pavimento com perfis iguais de rugosidade;

Mz_{PDR} é o momento em torno do eixo *z* para pavimento com perfis diferentes de rugosidade;

Mz_{EST} é o momento em torno do eixo *z* para a análise quase-estática.

Ocorreu maior amplificação para a condição de perfis iguais de rugosidade. Os máximos coeficientes de amplificação obtidos foram de 1,364 para o 1º vão; 1,227 para o 2º vão; 1,189 para o 3º vão e 1,139 para o 4º vão.

Tabela 13 – Momentos fletores no plano horizontal máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	PDR	φ
40km/h	1º vão	360,174	371,198	383,770	375,320	1,066
	2º vão	132,526	139,574	162,650	155,830	1,227
	3º vão	312,445	313,605	368,790	342,690	1,180
	4º vão	460,290	462,097	524,273	493,510	1,139
60km/h	1º vão	169,853	228,038	231,700	224,790	1,364
	2º vão	190,714	204,687	224,080	205,790	1,175
	3º vão	207,018	217,817	243,830	233,960	1,178
	4º vão	699,734	702,431	723,930	717,210	1,035
80km/h	1º vão	255,666	281,714	288,020	287,610	1,127
	2º vão	629,229	642,206	659,430	656,020	1,048
	3º vão	287,217	293,338	341,620	336,880	1,189
	4º vão	1034,955	1041,360	1046,830	1044,810	1,011

A seguir, da Figura 90 até a Figura 93, apresentam-se os históricos dos momentos fletores no plano horizontal nos quatro vãos da ponte, para as seções analisadas, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica Verifica-se que ocorre uma

grande flutuação dos resultados em torno dos resultados da análise quase-estática para os momentos fletores no plano horizontal, tanto para pavimento perfeito (sem perfil de rugosidade), quanto para perfis iguais e diferentes de rugosidade. Porém, as maiores flutuações ocorreram para perfis iguais de rugosidade.

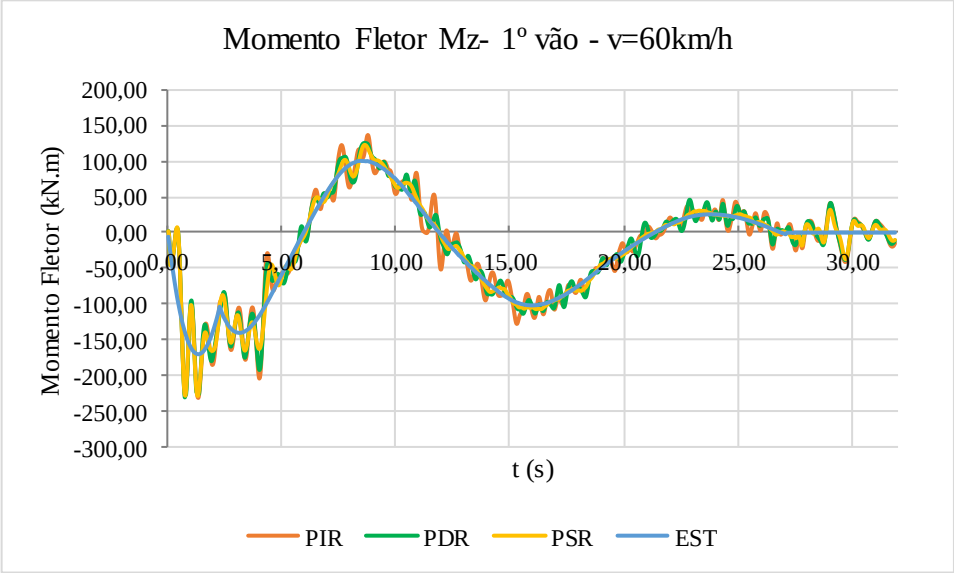


Figura 90 - Momento fletor no plano horizontal *Mz* no 1º vão para veículo único - *V*=60km/h. Fonte: Autor.

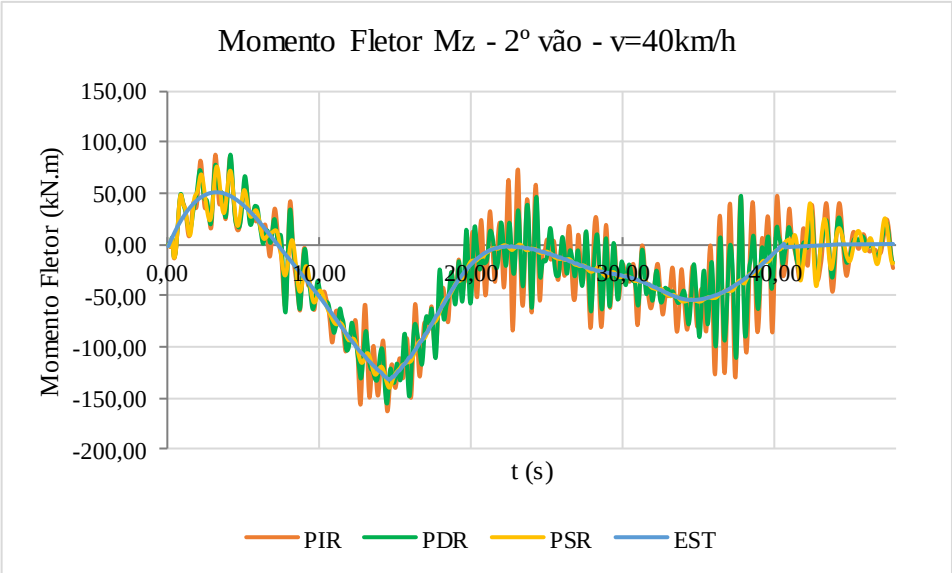


Figura 91 – Momento fletor no plano horizontal *Mz* no 2º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

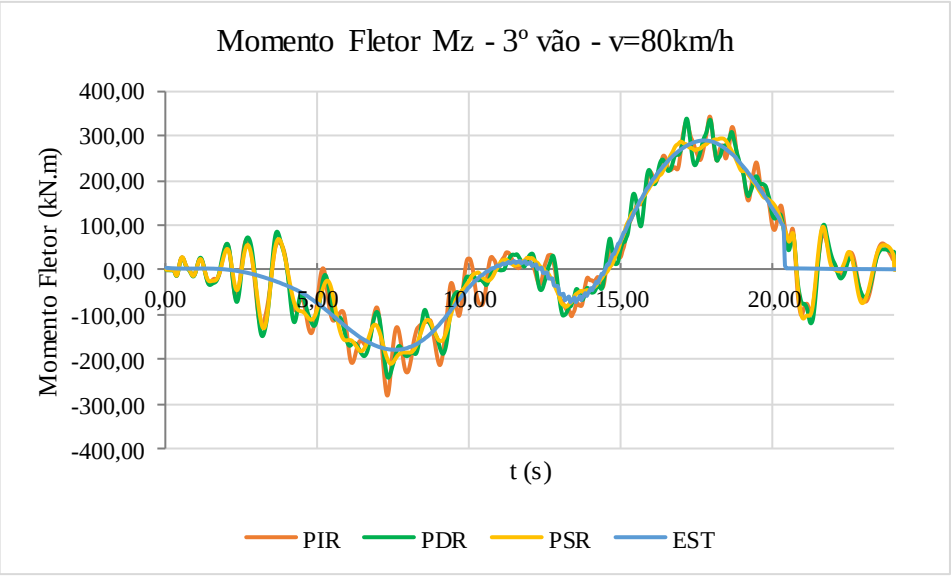


Figura 92 - Momento fletor no plano horizontal *Mz* no 3º vão para veículo único - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

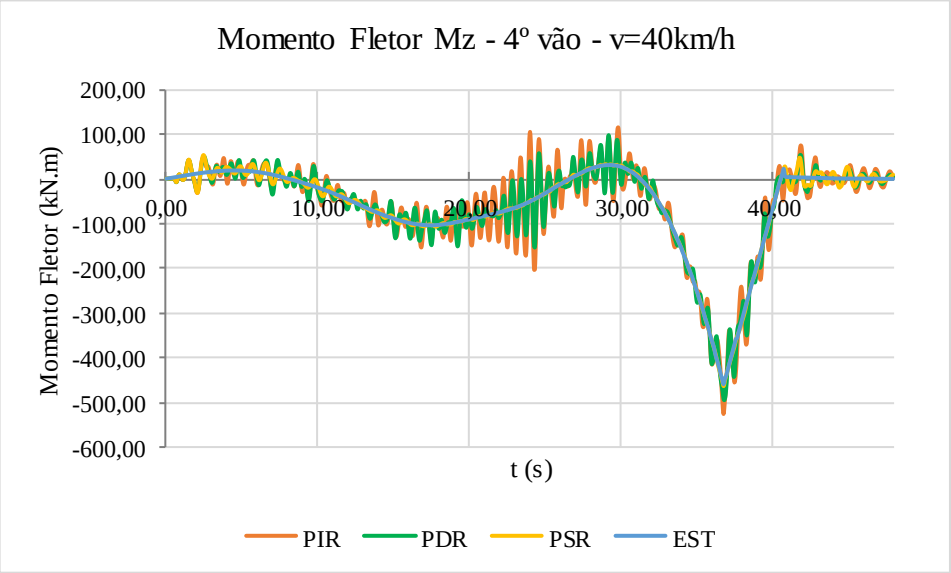


Figura 93 - Momento fletor no plano horizontal *Mz* no 4º vão para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

A Tabela 14 apresenta os momentos fletores negativos no plano vertical máximos encontrados para as seções de apoio nos pilares, para cada situação considerada. Desta forma pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica dos momentos fletores como foi indicado na Equação 44.

Os maiores coeficientes de amplificação foram encontrados para a condição de perfis iguais de rugosidade, resultando em um coeficiente de amplificação de 1,156 para o pilar P1; 1,177 para o pilar P2 e 1,142 para o pilar P3.

Tabela 14 – Momentos fletores negativos máximos no plano vertical nos apoios para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	PDR	φ
40km/h	P1	3227,208	3474,240	3729,740	3599,790	1,156
	P2	2725,509	2738,300	3208,250	2933,870	1,177
	P3	2952,384	2961,130	3370,540	3173,010	1,142
60km/h	P1	3474,964	3580,490	3810,610	3650,270	1,097
	P2	2753,777	2818,740	3091,540	3013,080	1,123
	P3	2977,259	3047,040	3160,890	3144,350	1,062
80km/h	P1	3499,089	3729,590	3839,340	3737,280	1,097
	P2	2793,027	2880,030	3034,550	2999,940	1,086
	P3	3011,750	3098,130	3224,950	3289,110	1,092

A seguir da Figura 94 até a Figura 96, apresentam-se os históricos de momentos fletores negativos no plano vertical nas seções de apoio nos pilares, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica. Assim como observado para momento fletor positivo e deslocamento vertical, constata-se uma flutuação dos momentos negativos ao logo do tempo, sendo maior para perfis iguais de rugosidade.

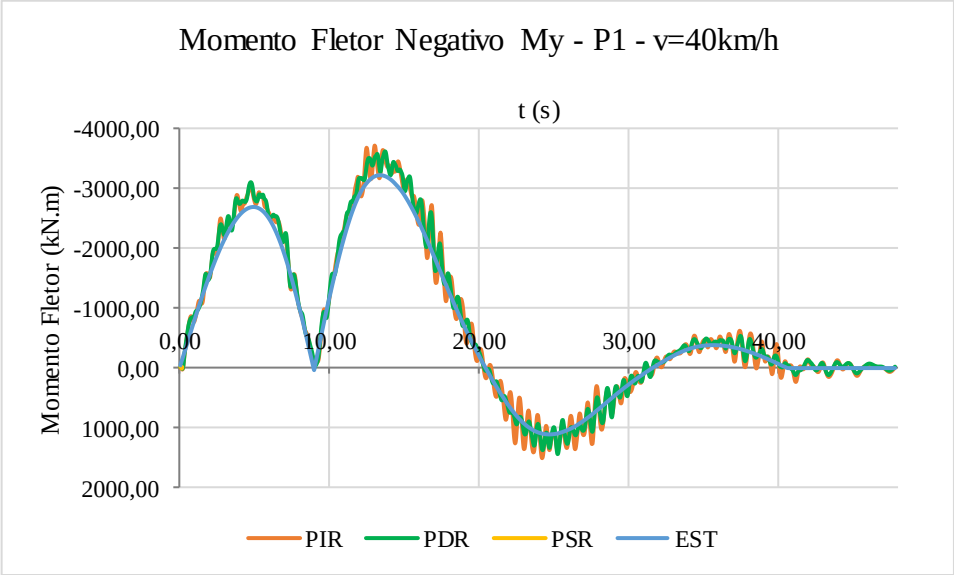


Figura 94 - Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P1 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

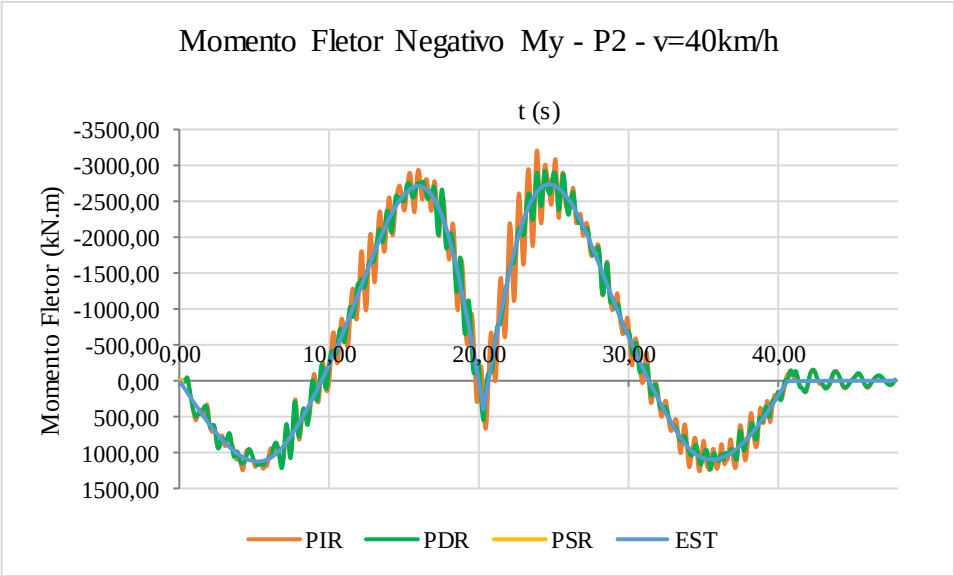


Figura 95- Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P2 para veículo único - *V*=40km/h.
Fonte: Autor.

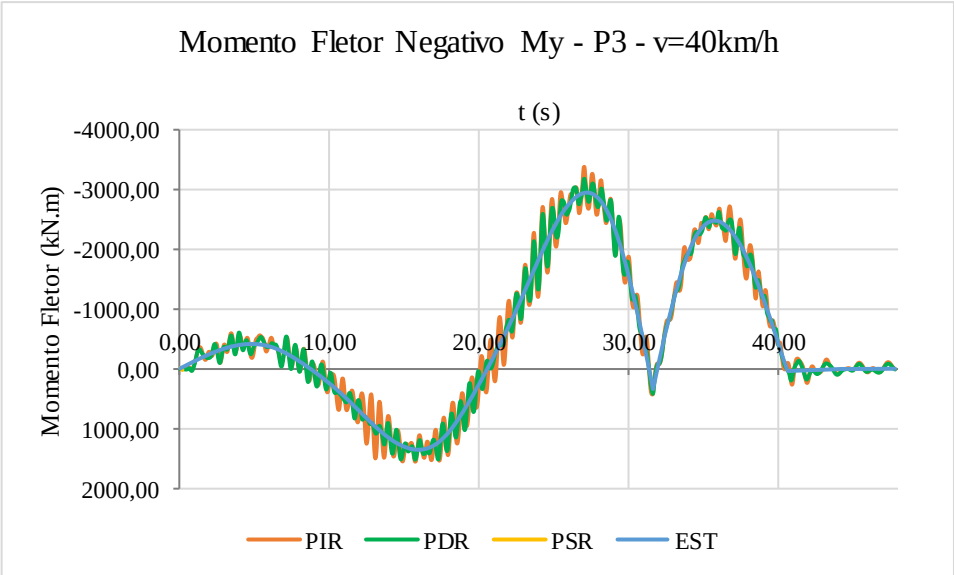


Figura 96 - Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P3 para veículo único - *V*=40km/h.
Fonte: Autor.

A Tabela 15 apresenta os momentos de torção máximos encontrados para as seções de apoio nos pilares, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica dos momentos de torção para cada velocidade como segue na Equação 46:

$$\phi = \frac{maior\{Mx_{PSR}, Mx_{PIR,} Mx_{PDR}\}}{Mx_{EST}} \tag{46}$$

onde

Mx_{PSR} é o momento em torno do eixo *x* para pavimento sem rugosidade;

Mx_{PIR} é o momento em torno do eixo *x* para pavimento com perfis iguais de rugosidade;

Mx_{PDR} é o momento em torno do eixo *x* para pavimento com perfis diferentes de rugosidade;

Mx_{EST} é o momento em torno do eixo *x* para a análise quase-estática.

Os maiores coeficientes de amplificação foram encontrados para a condição de perfis iguais de rugosidade resultando em um coeficiente de amplificação de 1,047 para o encontro E1; 1,281 pilar P1; 1,113 para o pilar P2; 1,202 para o pilar P3 e 1,204 para o pilar P4.

Tabela 15 – Momentos de torção máximos nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	PDR	φ
40km/h	E1	724,413	748,682	754,970	748,890	1,042
	P1	481,054	536,543	616,150	568,090	1,281
	P2	377,888	378,802	390,900	389,440	1,034
	P3	458,729	459,729	509,680	479,250	1,111
	P4	770,327	773,537	927,360	863,540	1,204
60km/h	E1	677,401	706,365	709,050	707,740	1,047
	P1	466,774	496,416	525,270	497,260	1,125
	P2	340,821	342,656	347,630	344,910	1,020
	P3	413,990	428,304	495,890	457,980	1,198
	P4	750,718	763,376	808,830	793,710	1,077
80km/h	E1	611,620	634,330	639,520	635,350	1,046
	P1	413,959	428,586	502,310	489,640	1,213
	P2	289,144	302,817	321,920	311,480	1,113
	P3	396,704	406,036	476,240	416,560	1,200
	P4	723,564	740,625	803,290	798,500	1,110

A seguir, da Figura 97 até a Figura 101, apresentam-se os históricos de momentos de torção (em torno do eixo x) para as seções de apoio nos pilares e no encontro, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica. Verificou-se uma grande

flutuação dos momentos de torção em torno dos valores da análise quase-estática, para pavimento com perfis de rugosidade iguais e diferentes, sendo maior para perfis iguais.

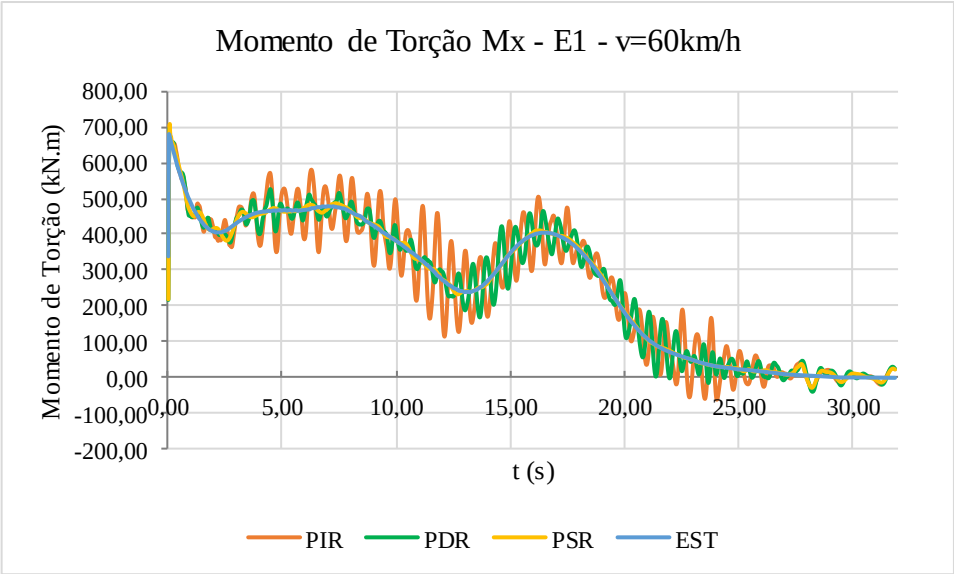


Figura 97 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no encontro E1 para veículo único - *V*=60km/h. Fonte: Autor.

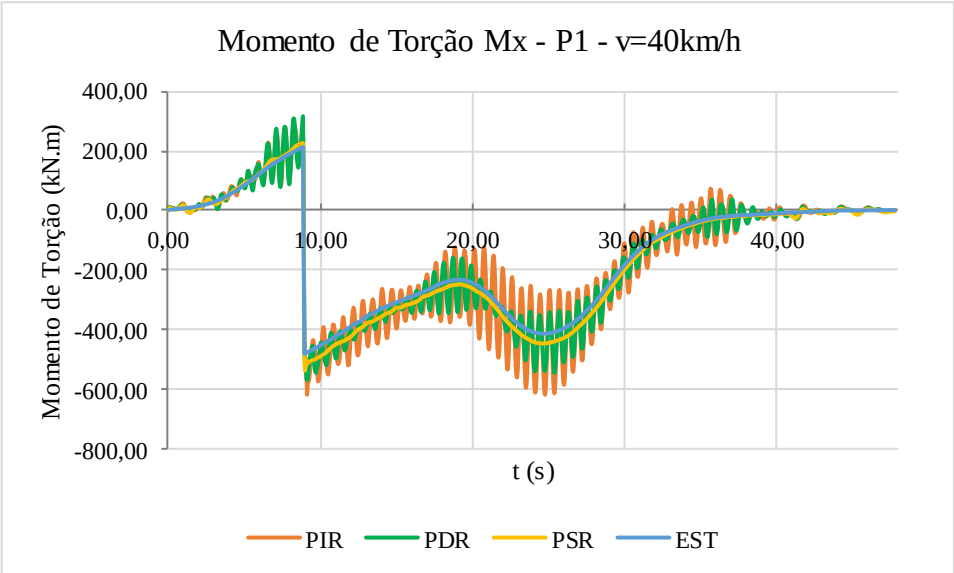


Figura 98 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P1 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

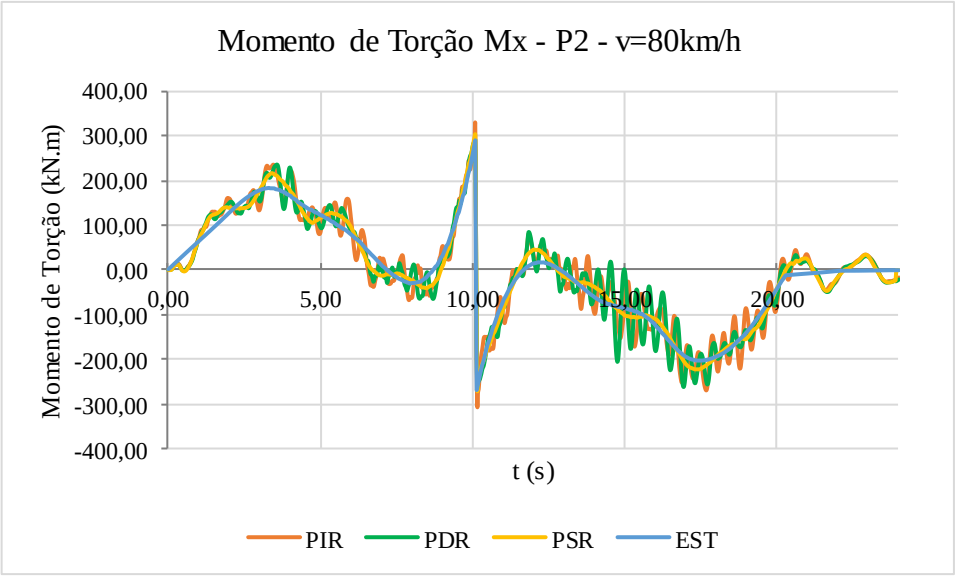


Figura 99 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P2 para veículo único - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

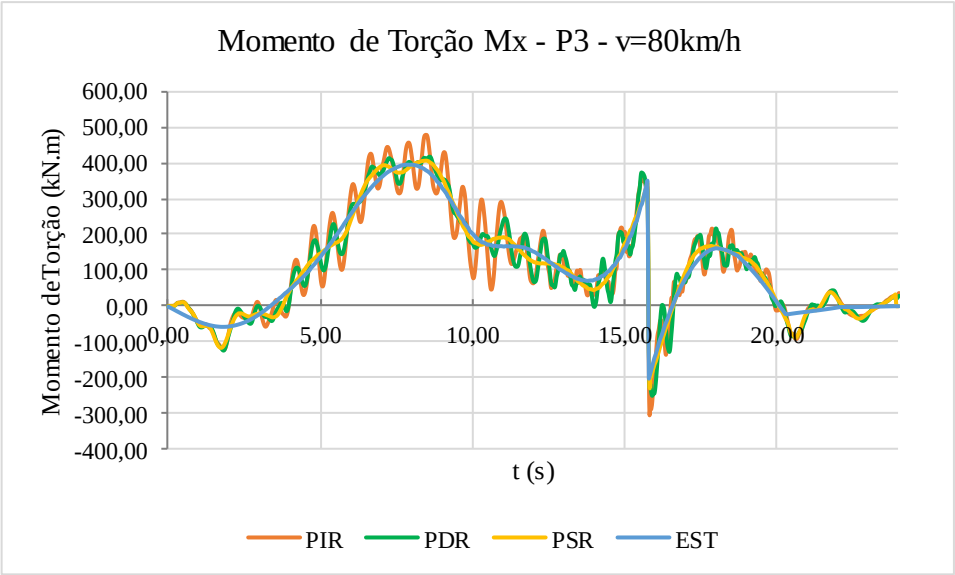


Figura 100 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P3 para veículo único - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

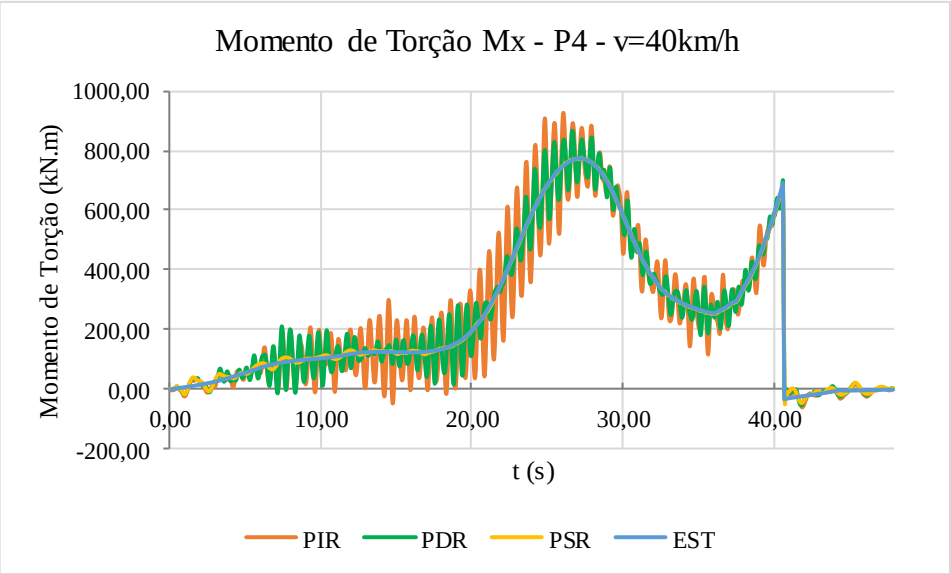


Figura 101 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P4 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

A Tabela 16 apresenta as reações verticais máximas encontradas nos aparelhos de apoio dos pilares e encontro, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica das forças cortantes para cada velocidade como segue na Equação 47:

$$\phi = \frac{maior\{Rz_{PSR}, Rz_{PIR}, Rz_{PDR}\}}{Rz_{EST}} \tag{47}$$

onde

Rz_{PSR} é a reação vertical na direção *z* para pavimento sem rugosidade;

Rz_{PIR} é a reação vertical na direção *z* para pavimento com perfis iguais de rugosidade;

Rz_{PDR} é a reação vertical na direção *z* para pavimento com perfis diferentes de rugosidade;

Rz_{EST} é a reação vertical na direção *z* para a análise quase-estática.

Os maiores valores foram encontrados para perfis iguais de rugosidade, resultando em um coeficiente de amplificação de 1,091 para o encontro E1; 1,175 pilar P1; 1,182 para o pilar P2; 1,109 para o pilar P3 e 1,071 para o pilar P4.

Tabela 16 – Reações verticais máximas nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	PDR	φ
40km/h	E1	231,690	252,876	252,760	252,220	1,091
	P1	218,146	235,272	256,400	255,820	1,175
	P2	225,832	226,297	266,920	248,850	1,182
	P3	225,963	225,908	250,670	248,590	1,109
	P4	229,767	229,052	246,070	244,790	1,071
60km/h	E1	231,706	247,914	248,440	246,570	1,072
	P1	233,746	236,286	264,030	254,050	1,130
	P2	229,069	229,400	239,780	236,480	1,047
	P3	226,645	225,408	241,330	235,550	1,065
	P4	233,891	233,977	238,530	237,230	1,020
80km/h	E1	227,874	240,275	241,250	238,880	1,059
	P1	233,771	242,037	269,610	262,870	1,153
	P2	227,749	230,470	249,300	237,560	1,095
	P3	227,593	227,530	256,870	251,020	1,129
	P4	233,763	230,186	236,100	232,410	1,010

A seguir, da Figura 102 até a Figura 106, apresentam-se os históricos de reações verticais Rz nos aparelhos de apoio dos pilares e encontro, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica. Para os apoios com mais de um aparelho, será mostrada a somatória de reações. Como já visto para os momentos fletores positivos, momento fletores negativos e deslocamentos, os resultados de reações verticais também apresentaram uma flutuação em torno da análise estática, principalmente para perfis iguais de rugosidade.

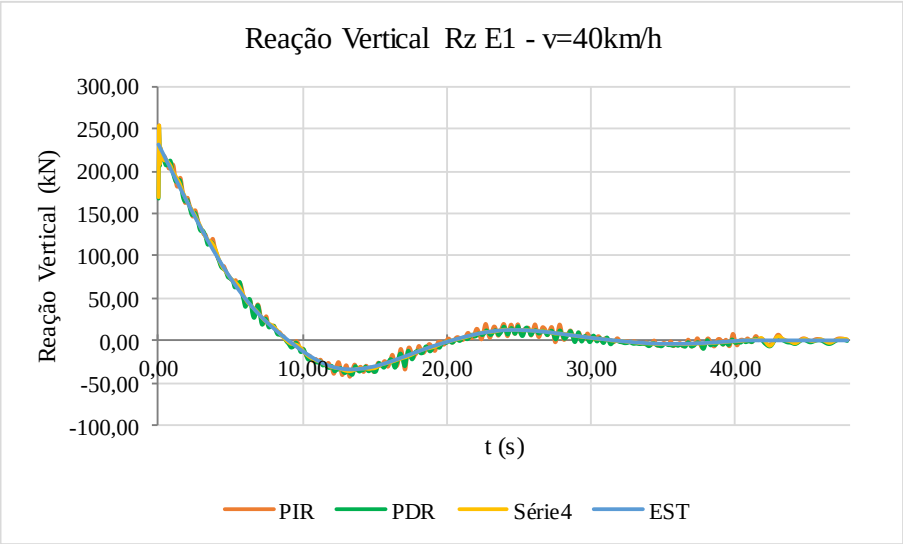


Figura 102 – Reação vertical *Rz* no encontro E1 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

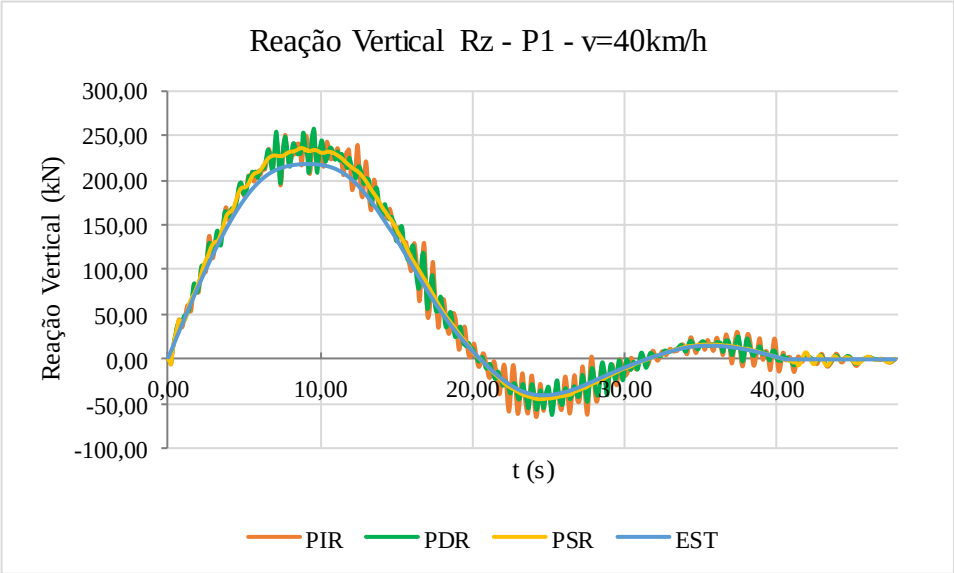


Figura 103 – Reação vertical *Rz* no pilar P1 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

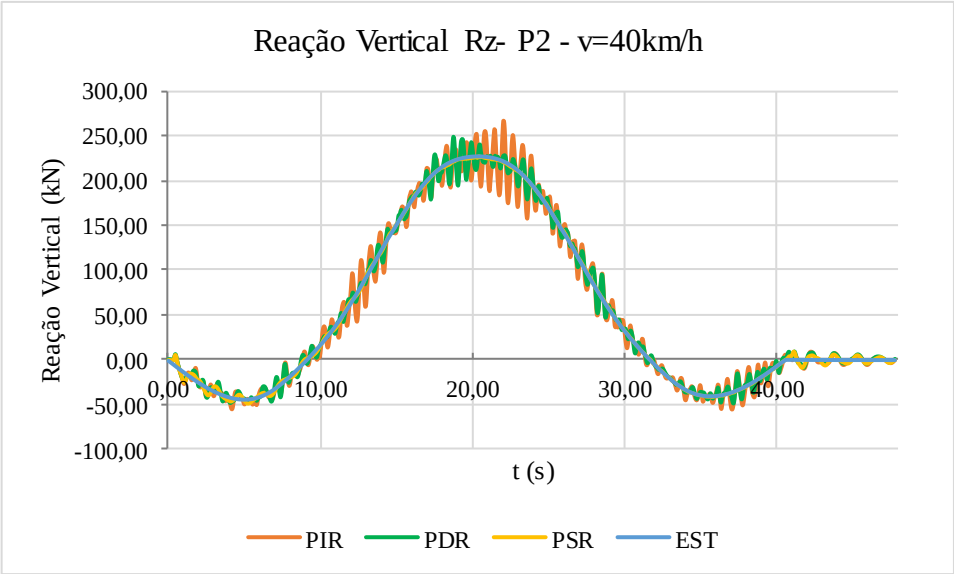


Figura 104 - Reação vertical *Rz* no pilar P2 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

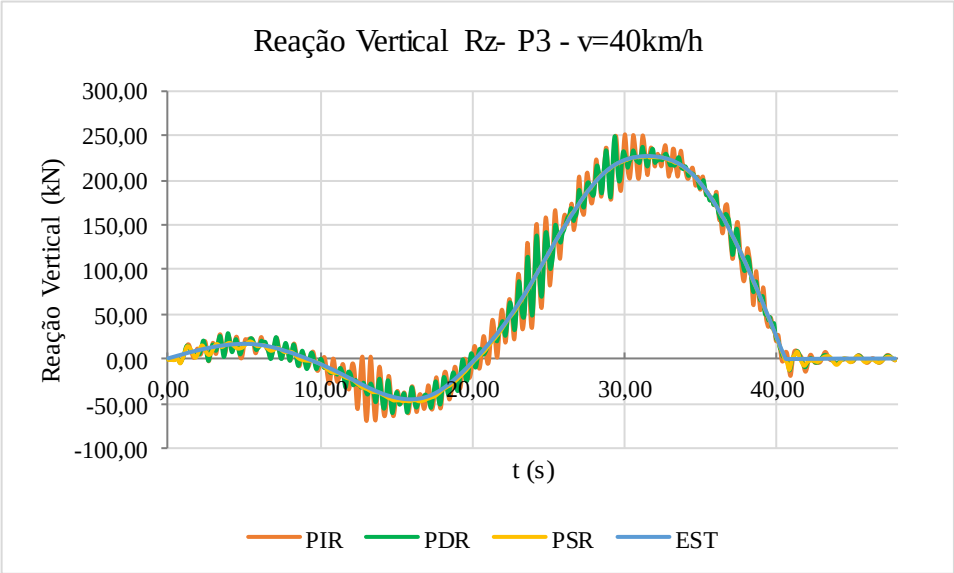


Figura 105 - Reação vertical *Rz* no pilar P3 para veículo único - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

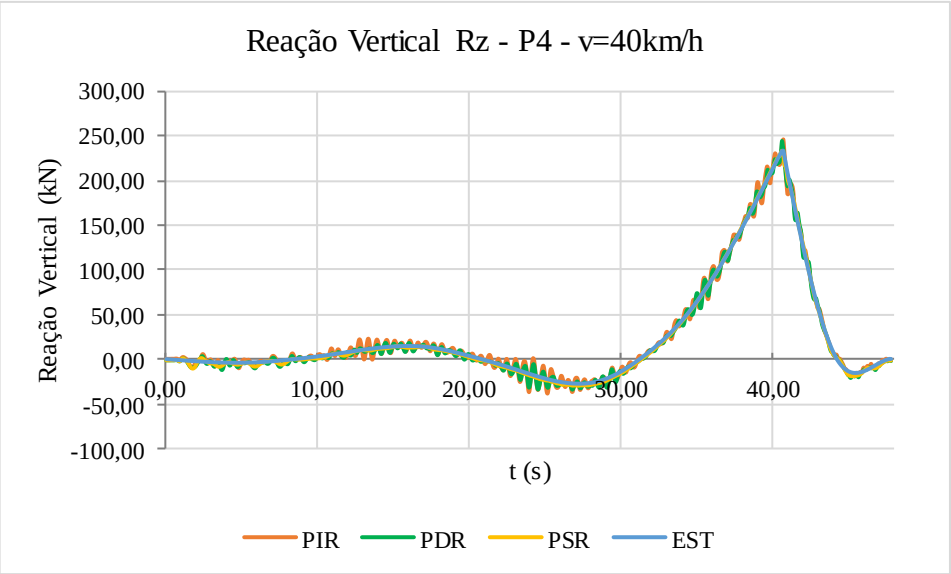


Figura 106 – Reação Vertical Rz no pilar P4 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

A Tabela 17 apresenta as reações horizontais máximas encontradas nos aparelhos de apoio dos pilares e encontro, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica das reações horizontais para cada velocidade como segue na Equação 48:

$$\phi = \frac{maior\{Ry_{PSR}, Ry_{PIR}, Ry_{PDR}\}}{Ry_{EST}} \tag{48}$$

onde,

Ry_{PSR} é a reação na direção *y* para pavimento sem rugosidade;

Ry_{PIR} é a reação na direção *y* para pavimento com perfis iguais de rugosidade;

Ry_{PDR} é a reação na direção *y* para pavimento com perfis diferentes de rugosidade;

Ry_{EST} é a reação na direção *y* para a análise quase-estática.

Os maiores valores foram encontrados para a condição de perfis iguais de rugosidade, resultando em um coeficiente de amplificação de 1,153 para o encontro E1; 1,457 pilar P1; 1,414 para o pilar P2; 1,961 para o pilar P3 e 1,246 para o pilar P4.

Tabela 17 – Reações horizontais máximas nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	PDR	φ
40km/h	E1	15,137	16,628	16,940	16,680	1,119
	P1	13,774	14,920	20,070	16,460	1,457
	P2	7,010	7,069	9,910	9,270	1,414
	P3	4,925	5,037	9,660	8,620	1,961
	P4	7,567	7,279	9,430	8,810	1,246
60km/h	E1	28,300	32,509	32,620	32,540	1,153
	P1	28,601	30,067	31,740	30,305	1,110
	P2	13,538	14,428	16,910	15,550	1,249
	P3	8,495	9,629	11,910	10,990	1,402
	P4	20,256	19,300	20,820	19,627	1,028
80km/h	E1	48,452	53,856	53,960	53,908	1,114
	P1	48,524	51,655	50,730	51,741	1,066
	P2	26,919	29,280	30,570	30,170	1,136
	P3	13,657	14,879	17,980	17,165	1,317
	P4	38,016	36,204	38,990	36,520	1,026

A seguir, da Figura 107 até a Figura 111, apresentam-se os históricos de reações horizontais R*y* nos aparelhos de apoio dos pilares e encontro, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica. Para os apoios com mais de um aparelho, será mostrada a somatória de reações. Como visto para momento fletor horizontal e torção, as reações horizontais também apresentaram uma grande flutuação dos esforços em torno do valor quase-estático.

Analisando os históricos dos esforços de interação, observou-se que sua frequência dominante é igual a 1,667Hz, muito próxima do modo de *bounce* do veículo (f=1,68 Hz), o que amplificou os esforços de interação, mas também é muito próxima dos modos mais altos da ponte, referente aos movimentos de torção (f=1,59Hz) e flexão lateral do tabuleiro (f=1,88Hz). Esta ressonância com os modos de flexão lateral e torção explica as maiores amplificações obtidas para momento de torção *Mx*, momento fletor *Mz* e reação horizontal *Ry*.

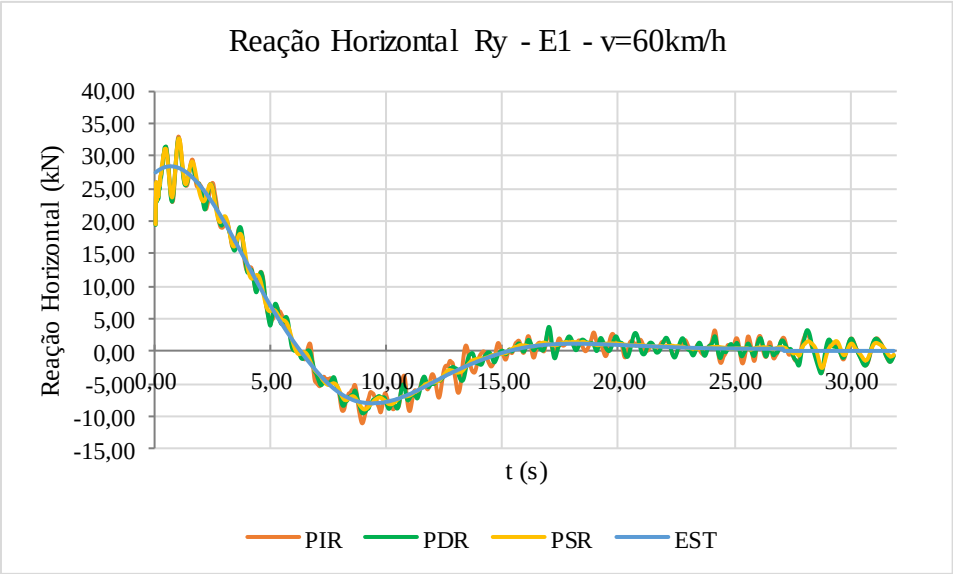


Figura 107 - Reação Horizontal R*y* no encontro E1 para veículo único - *V*=60km/h. Fonte: Autor.

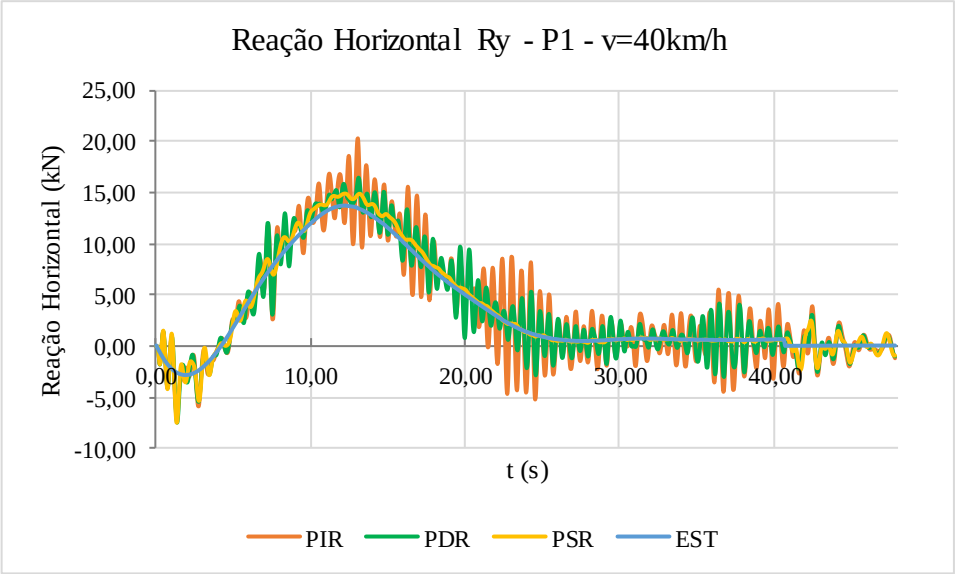


Figura 108 – Reação Horizontal R*y* no pilar P1 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

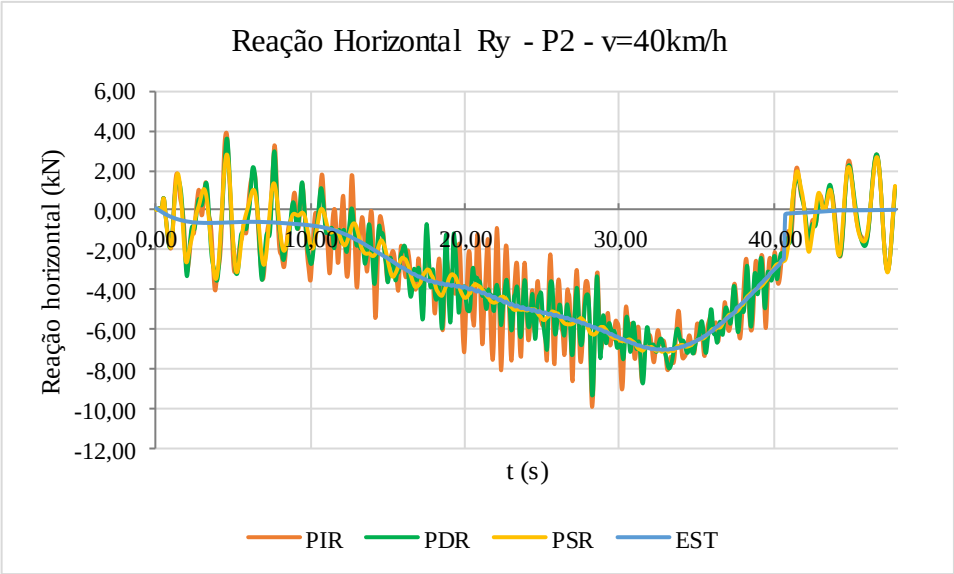


Figura 109 – Reação Horizontal *Ry* no pilar P2 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

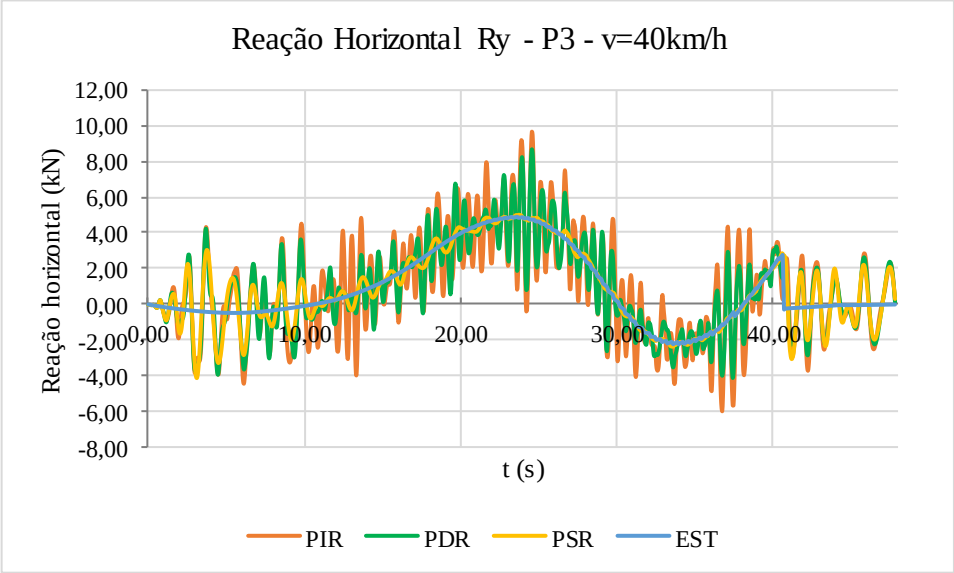


Figura 110 - Reação Horizontal *Ry* no pilar P3 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

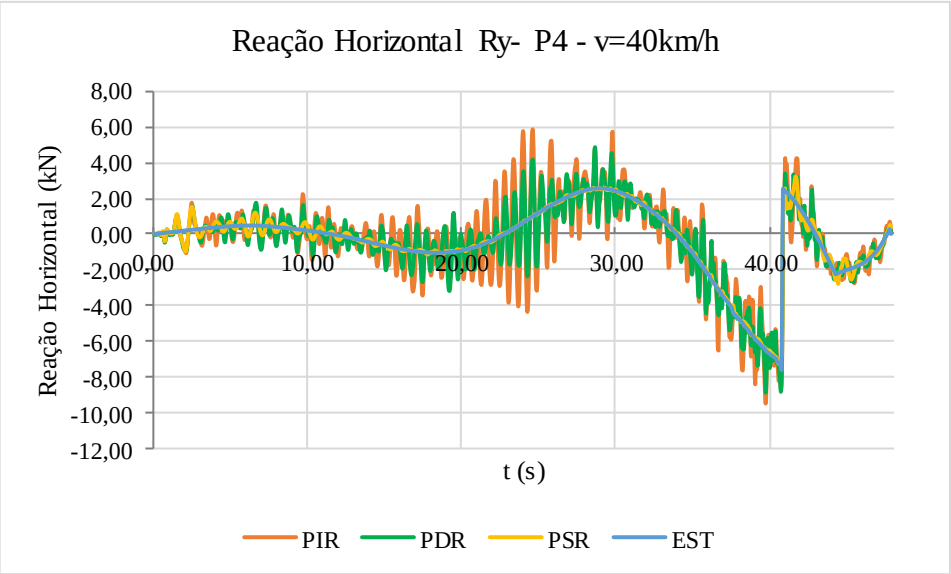


Figura 111 - Reação Horizontal *Ry* no pilar P4 para veículo único - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

5.4 2º CASO: COMBOIO DE VEÍCULOS

Neste segundo caso, é considerado um comboio de veículos trafegando sobre a ponte. Após a obtenção dos esforços em tabuleiro indeslocável, é dado início ao procedimento de iteração para determinação das forças de contato veículo-estrutura, descrito no item 3.6. Serão mostrados, a seguir, os esforços provenientes do contato veículo-estrutura, assim como as respostas dinâmicas para a última iteração.

5.4.1 INTERAÇÃO VEÍCULO-ESTRUTURA

Assim como para veículo único, foram necessárias três iterações para se observar a convergência das respostas dinâmicas, da segunda para a terceira iterações, para as forças F_z, tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência. Foram obtidas as transformadas de Fourier da força de interação F_z, referente ao movimento de *bounce*, para cada iteração.

A seguir, da Figura 112 até a Figura 117, são mostradas as análises no domínio do tempo e as análises de Fourier para cada iteração e para cada velocidade, com perfis iguais de rugosidade.

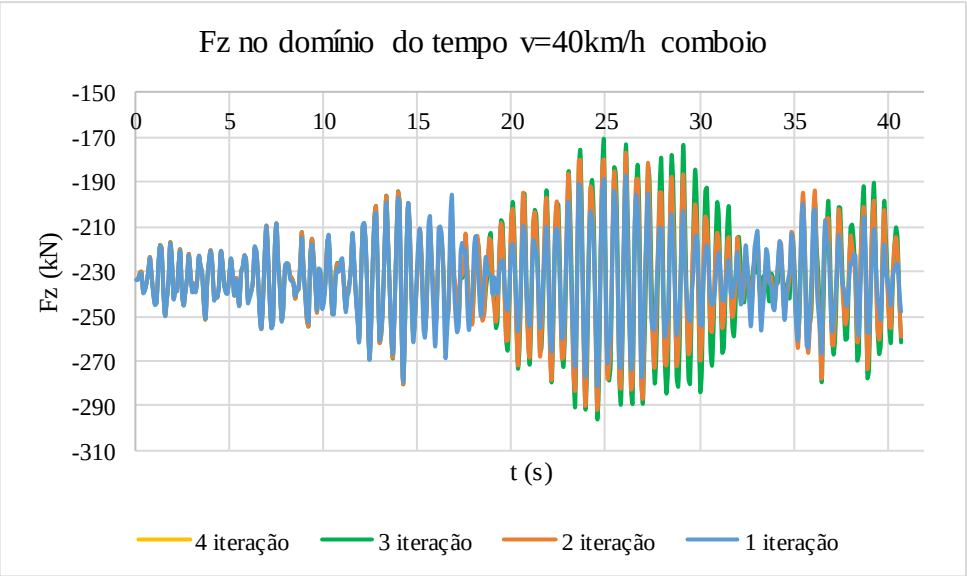


Figura 112 - Respostas dinâmicas de *Fz* no domínio de tempo para comboio - *V*=40 km/h. Fonte: Autor.

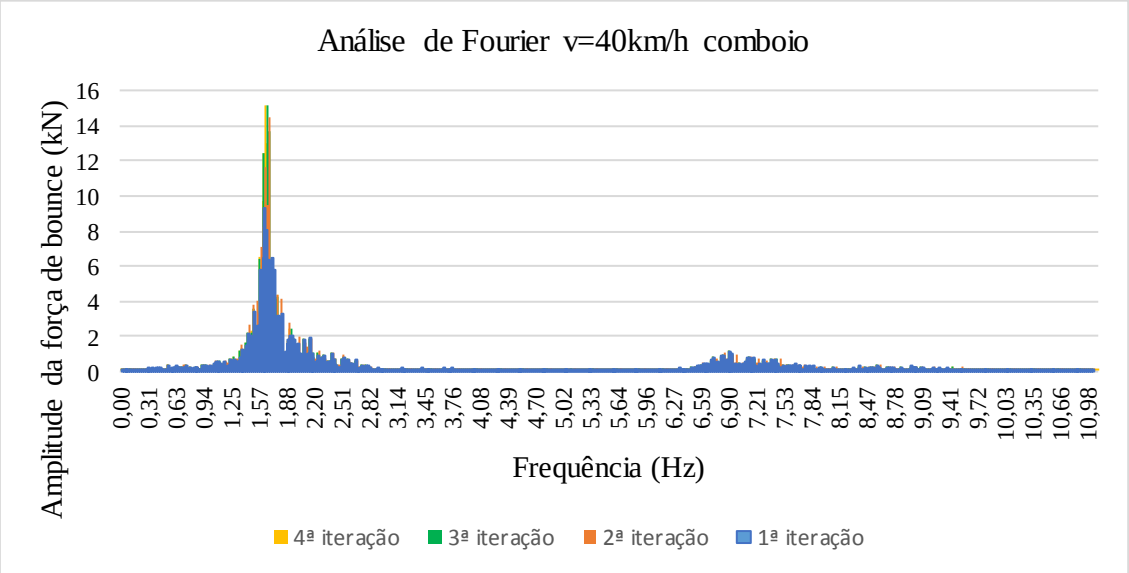


Figura 113 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para comboio –*V*=40km/h. Fonte: Autor.

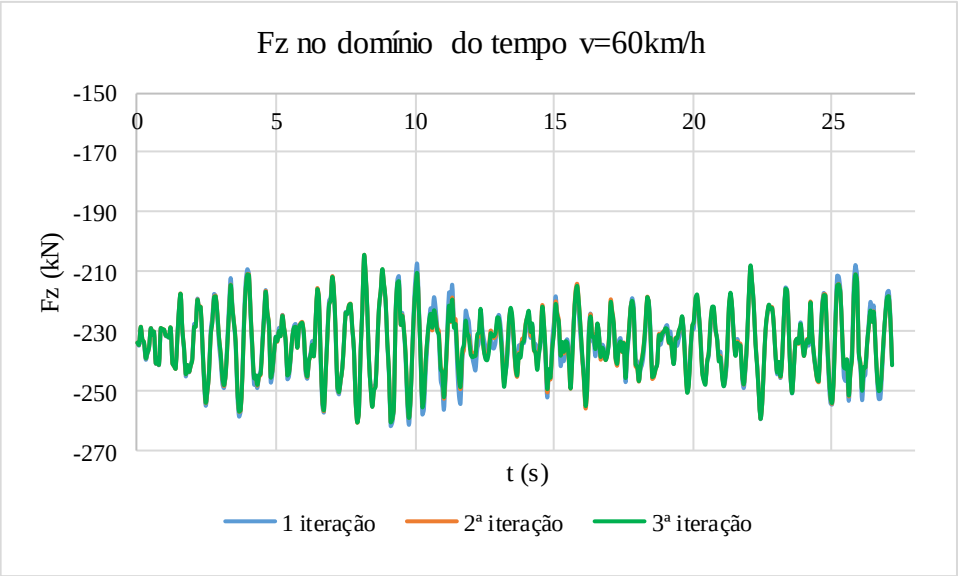


Figura 114 - Respostas dinâmicas de *Fz* no domínio do tempo para comboio - *V*=60 km/h. Fonte: Autor.

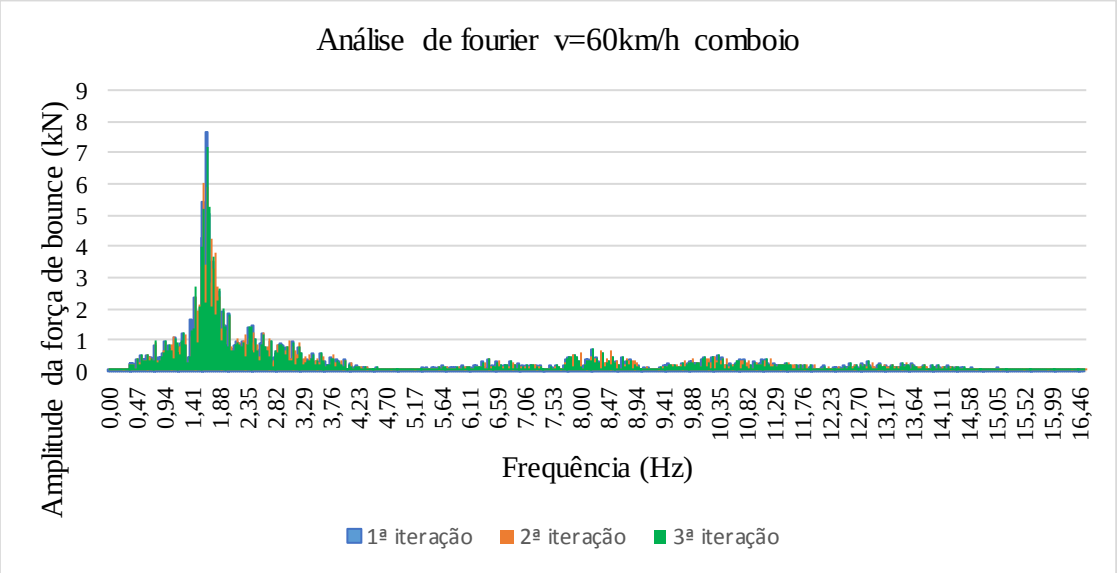


Figura 115 - Resposta dinâmica no domínio da frequência para comboio - *V*=60km/h. Fonte: Autor.

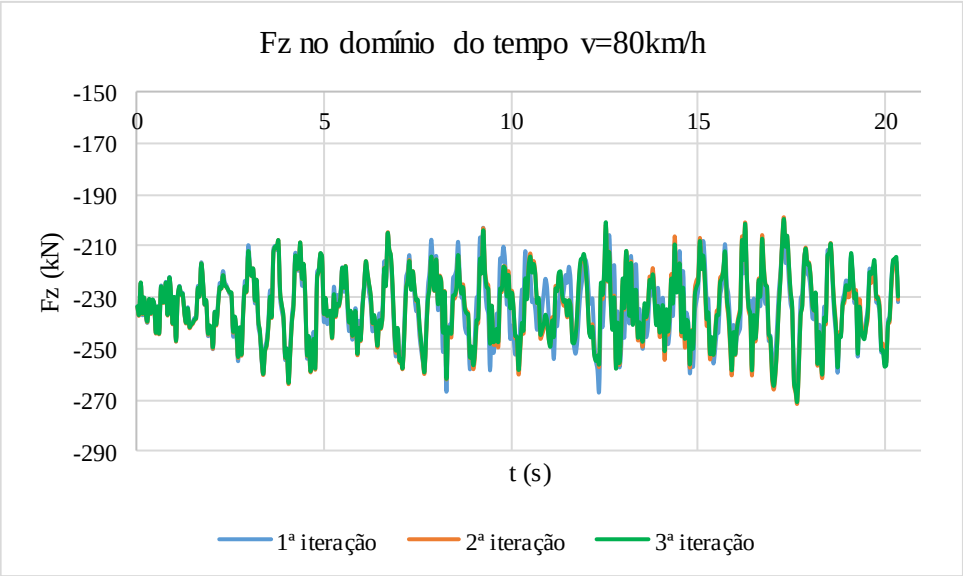


Figura 116 - Respostas dinâmicas de *Fz* no domínio do tempo para comboio - *V*=80 km/h. Fonte: Autor.

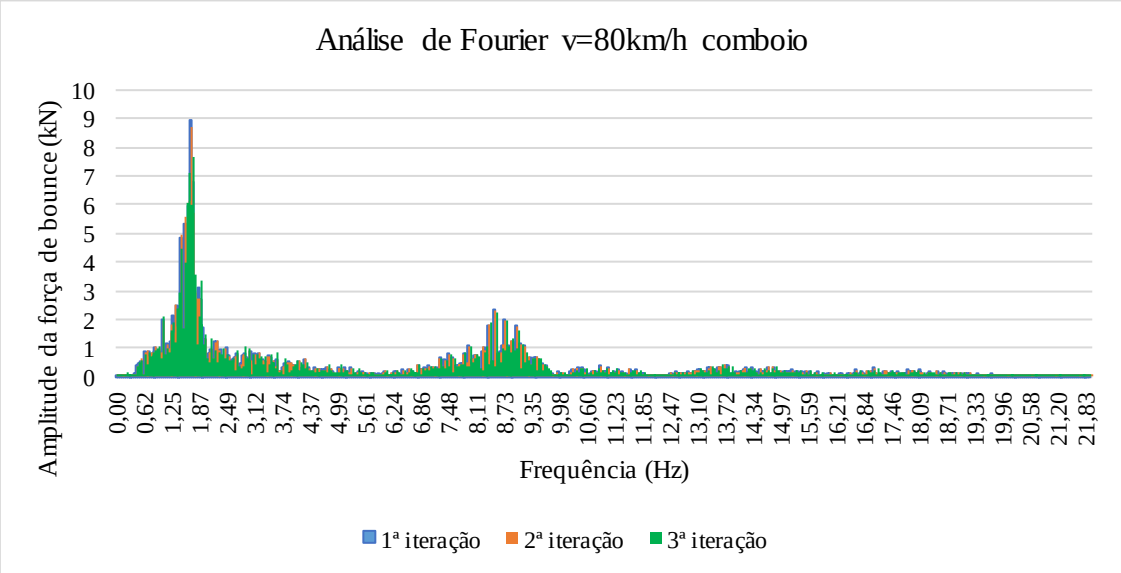


Figura 117 - Resposta dinâmica no domínio da frequência - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

A partir das transformadas de Fourier de cada iteração, foram calculados os desvios entre o resultado da primeira e da última iteração, utilizando o critério SRSS – *Square Root of the Sum of Squares*, ou raiz quadrada da soma dos quadrados das máximas amplitudes, como indicado na Equação 42.

Reforçando o encontrado para veículo único, constatou-se ora um aumento, ora uma redução das forças de contato da primeira para a última iteração. Para a velocidade de 40 km/h, houve um aumento de 36,37%, para a velocidade de 60 km/h houve redução de 3,55% e para a velocidade de 80km/h ocorreu um aumento de 1,55 %.

O número de iterações necessárias para as velocidades de 60km/h e 80km/h continuou sendo igual a três, como para veículo único. Porém, para a velocidade de 40km/h, devido ao grande aumento dos esforços de interação, foram necessárias quatro iterações. Acredita-se que este aumento seja devido ao fato de que, para velocidade de 40km/h, o espaçamento entre veículos é menor que para as demais velocidades, o que implica um maior número de veículos sobre a ponte, e, portanto, os deslocamentos estruturais resultam maiores que para as demais velocidades. Desta forma, os deslocamentos estruturais preponderaram sobre a irregularidade do pavimento, propriamente dita, resultando em um grande aumento das forças de interação.

5.4.2 RESPOSTA DINÂMICA ESTRUTURAL

A seguir serão apresentadas as respostas dinâmicas obtidas na última iteração. Foram obtidos os resultados de deslocamento, momento fletor positivo no plano vertical e momento fletor no plano horizontal para a seção no meio do segundo e terceiro vãos, que são contínuos dois lados, e para o primeiro e quarto vãos, que são contínuos de um lado e apoiados do outro, será analisada a seção localizada a 5/8 do vão, contados a partir da continuidade. Já para momento fletor negativo no plano vertical, torção, reações verticais e horizontais foram obtidos os resultados junto às seções dos apoios da ponte, considerando as três velocidades e condições de pavimento sem rugosidade e com perfil igual de rugosidade. Será utilizada a simbologia “**EST**”, para os resultados da análise quase-estática, “**PSR**” para os resultados da análise com pavimento sem rugosidade e“**PIR**” para os resultados da análise com perfis iguais de rugosidade

Por brevidade, serão apresentados a seguir apenas os gráficos de resultados para as velocidades que resultaram em máxima amplificação.

Do mesmo modo que ocorreu no caso de veículo isolado, verifica-se uma grande flutuação dos resultados em torno dos valores da análise quase-estática para os momentos fletores no plano horizontal, momentos de torção e reação horizontal na direção transversal.

Nota-se também que a condição de perfis iguais de rugosidade sempre resultou mais crítica do que a com pavimento sem rugosidade.

A Tabela 18 apresenta os deslocamentos máximos encontrados para os quatro vãos, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica dos deslocamentos para cada velocidade como apresentado na Equação 43.

Ocorreu maior amplificação para a condição de perfis iguais de rugosidade, resultando em um coeficiente de amplificação de 1,17 para o 1º vão; 1,10 para o 2º; 1,08 para o 3º vão e 1,13 para o 4º vão.

Tabela 18 - Deslocamentos máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em cm. Fonte: Autor.

Velocidade	**Local**	**EST**	**PSR**	**PIR**	**φ**
40km/h	1º vão	1,79	1,83	1,87	1,04
	2º vão	1,94	1,97	2,07	1,07
	3º vão	2,19	2,25	2,32	1,06
	4º vão	1,77	1,82	1,83	1,03
60km/h	1º vão	1,38	1,48	1,50	1,09
	2º vão	1,48	1,51	1,59	1,07
	3º vão	1,66	1,72	1,74	1,05
	4º vão	1,35	1,43	1,44	1,07
80km/h	1º vão	1,14	1,31	1,34	1,17
	2º vão	1,19	1,28	1,31	1,10
	3º vão	1,31	1,36	1,42	1,08
	4º vão	1,11	1,24	1,25	1,13

A seguir, da Figura 118 até a Figura 121, apresentam-se os históricos de deslocamentos verticais nos quatro vãos da ponte, para as seções analisadas, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica.

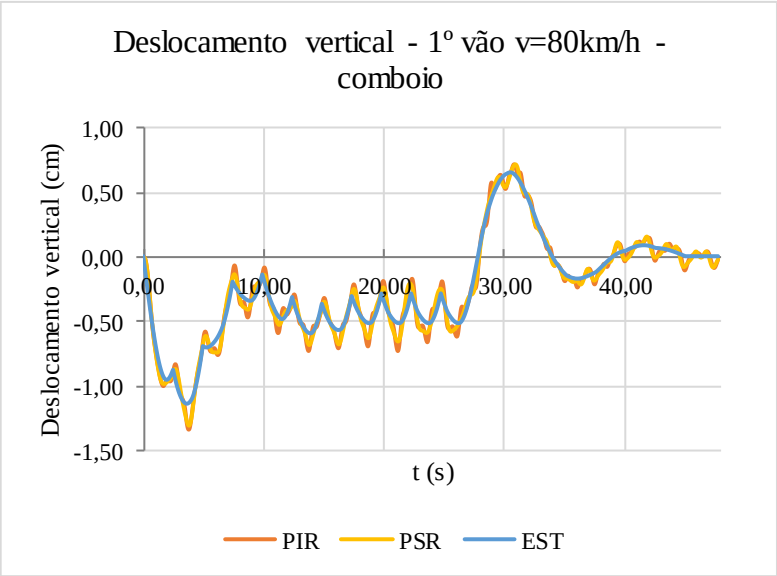


Figura 118 – Deslocamento vertical no 1º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

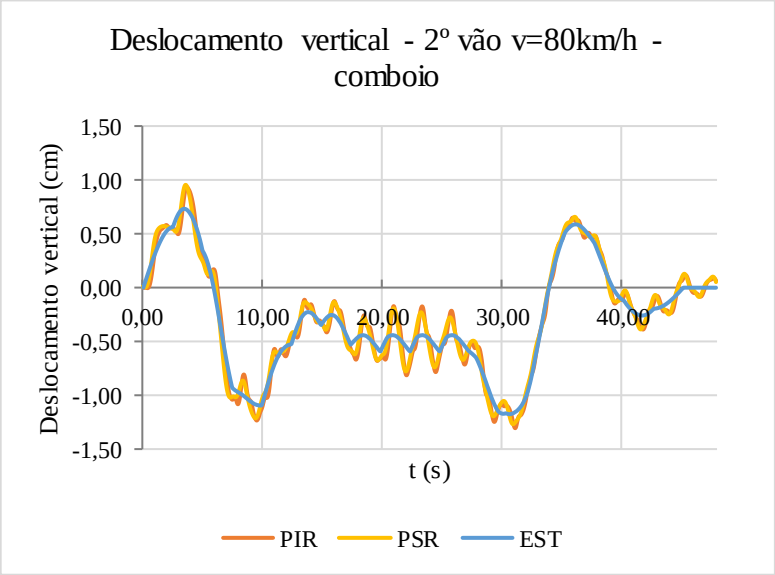


Figura 119 – Deslocamento vertical no 2º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

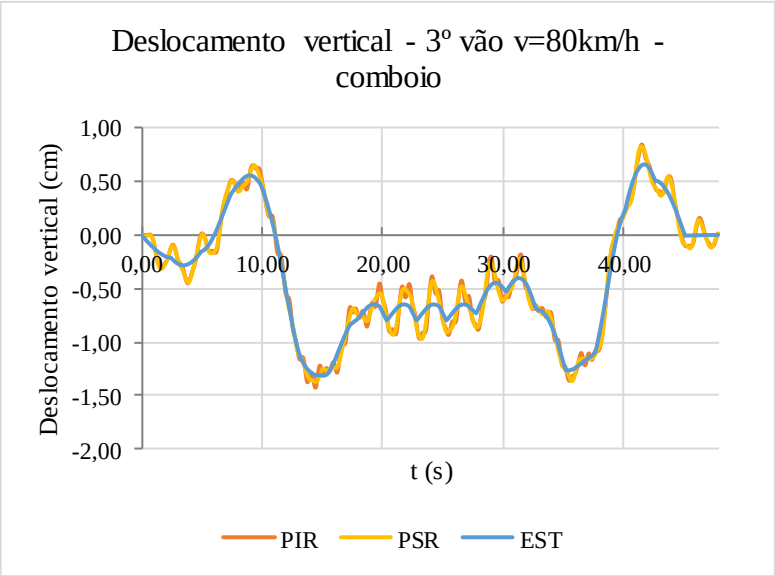


Figura 120 – Deslocamento vertical no 3º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

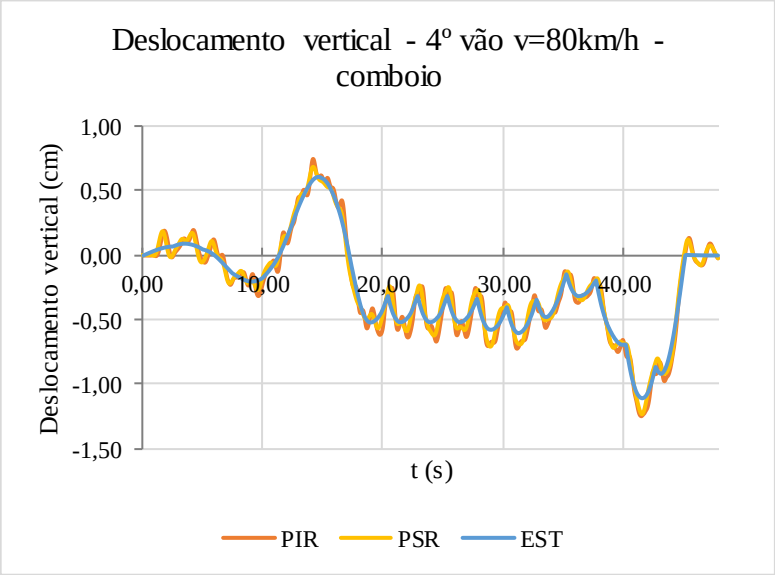


Figura 121 – Deslocamento vertical no 4º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

A Tabela 19 apresenta os momentos fletores positivos no plano vertical máximos encontrados para os quatro vãos, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica dos momentos fletores para cada velocidade como mostrado na Equação 44.

Ocorreu maior amplificação para a condição de perfis iguais de rugosidade, obtendo-se coeficientes de amplificação de 1,038 para o 1º vão; 1,045 para o 2º vão; 1,004 para o 3º vão e 1,029 para o 4º vão.

Tabela 19 - Momentos fletores positivos no plano vertical máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	φ
40km/h	1º vão	6640,34	6641,68	6720,48	1,012
	2º vão	6767,60	6717,92	6793,91	1,004
	3º vão	7766,77	7776,24	7794,96	1,004
	4º vão	7324,17	7388,56	7518,65	1,027
60km/h	1º vão	5310,86	5349,05	5501,40	1,036
	2º vão	5561,44	5574,82	5809,67	1,045
	3º vão	6236,03	6356,13	6442,10	1,033
	4º vão	5486,96	5530,77	5541,49	1,010
80km/h	1º vão	4856,34	4739,50	5040,88	1,038
	2º vão	4752,03	4740,82	4768,94	1,004
	3º vão	5232,99	5226,99	5244,48	1,002
	4º vão	4801,45	4853,22	4938,89	1,029

A seguir, da Figura 122 até a Figura 125, apresentam-se os históricos de momentos fletores positivos no plano vertical nos quatro vãos da ponte, para as seções analisadas, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica.

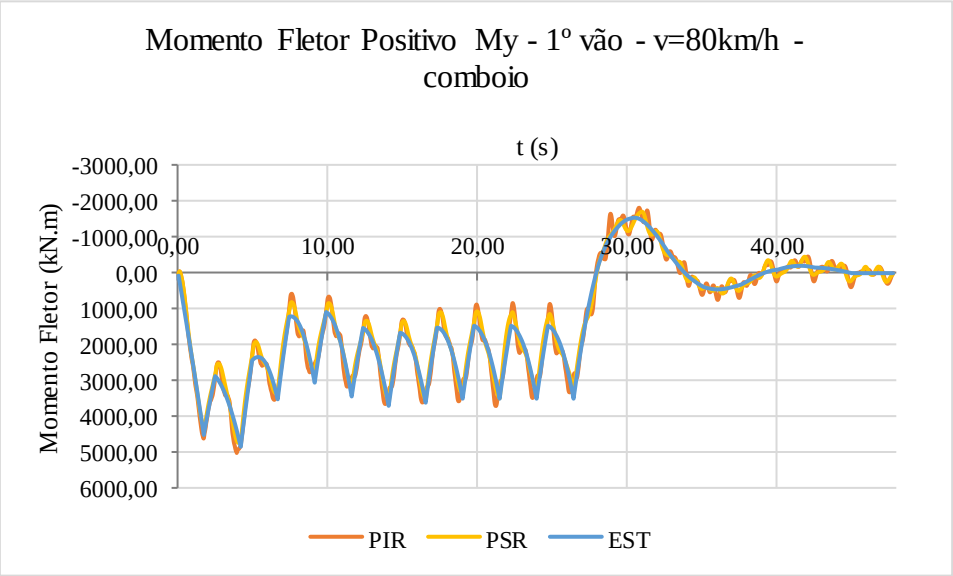


Figura 122 - Momento fletor positivo *My* no 1º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

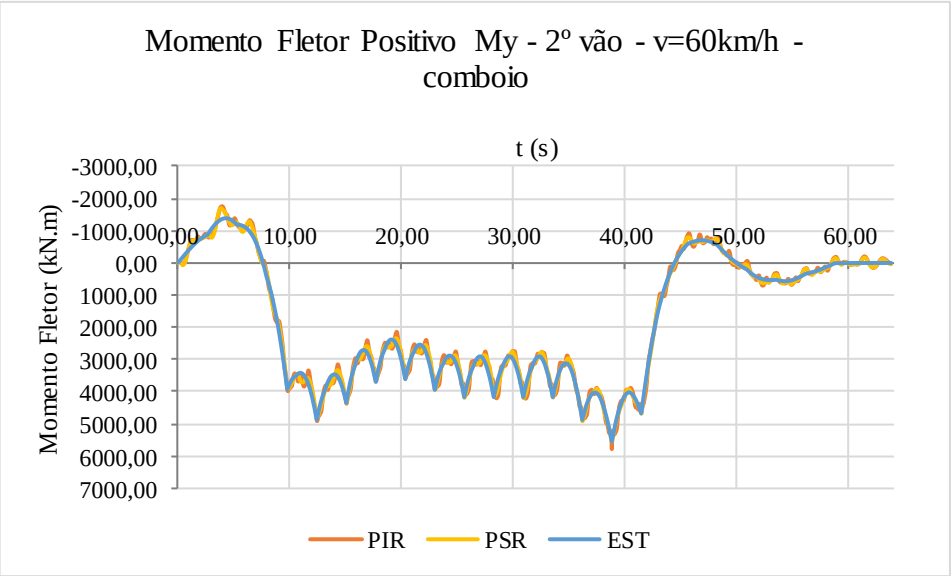


Figura 123 - Momento fletor positivo *My* no 2º vão para comboio- *V*=60km/h. Fonte: Autor.

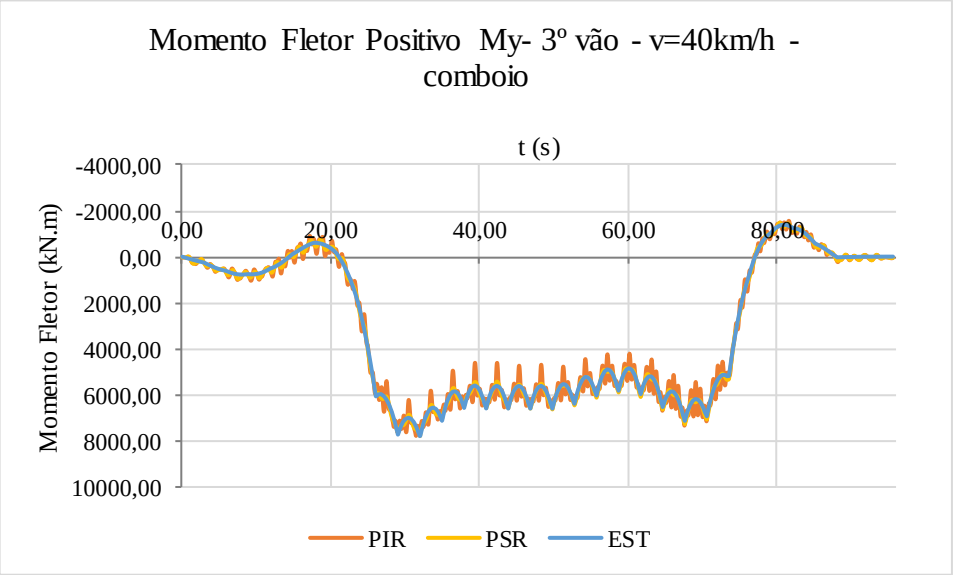


Figura 124 - Momento fletor positivo *My* no 3º vão para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

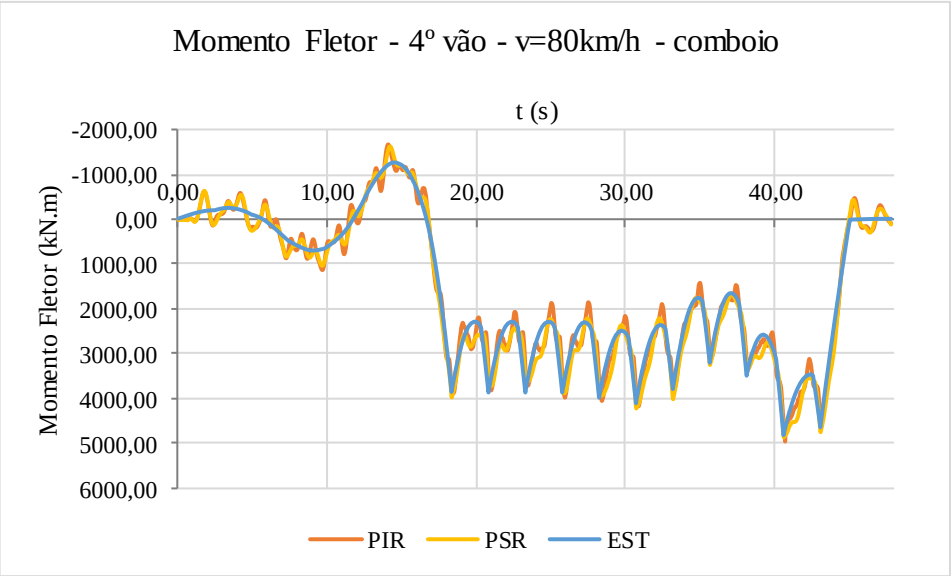


Figura 125 - Momento fletor positivo *My* no 4º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

A Tabela 20 apresenta os momentos fletores no plano horizontal máximos encontrados para os quatro vãos, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica dos momentos laterais para cada velocidade, como mostrado na Equação 45.

Ocorreu maior amplificação para a condição de perfis iguais de rugosidade. Os máximos coeficientes de amplificação obtidos foram de 1,699 para o 1º vão; 1,691 para o 2º vão; 1,307 para o 3º vão e 1,397 para o 4º vão.

Tabela 20 – Momentos fletores no plano horizontal máximos nos vãos para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	φ
40km/h	1º vão	689,531	729,913	764,430	1,109
	2º vão	511,921	545,735	865,740	1,691
	3º vão	908,938	948,930	1074,440	1,182
	4º vão	1050,625	1066,820	1467,660	1,397
60km/h	1º vão	369,919	468,837	527,610	1,426
	2º vão	227,951	228,525	289,190	1,269
	3º vão	562,158	610,961	651,350	1,159
	4º vão	1186,125	1207,580	1289,000	1,087
80km/h	1º vão	287,188	395,077	488,000	1,699
	2º vão	811,314	924,910	927,670	1,143
	3º vão	505,935	593,254	661,300	1,307
	4º vão	1567,286	1716,250	1816,410	1,159

A seguir, da Figura 126 até a Figura 129, apresentam-se os históricos de momentos fletores no plano horizontal nos quatro vãos da ponte, para as seções analisadas, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica.

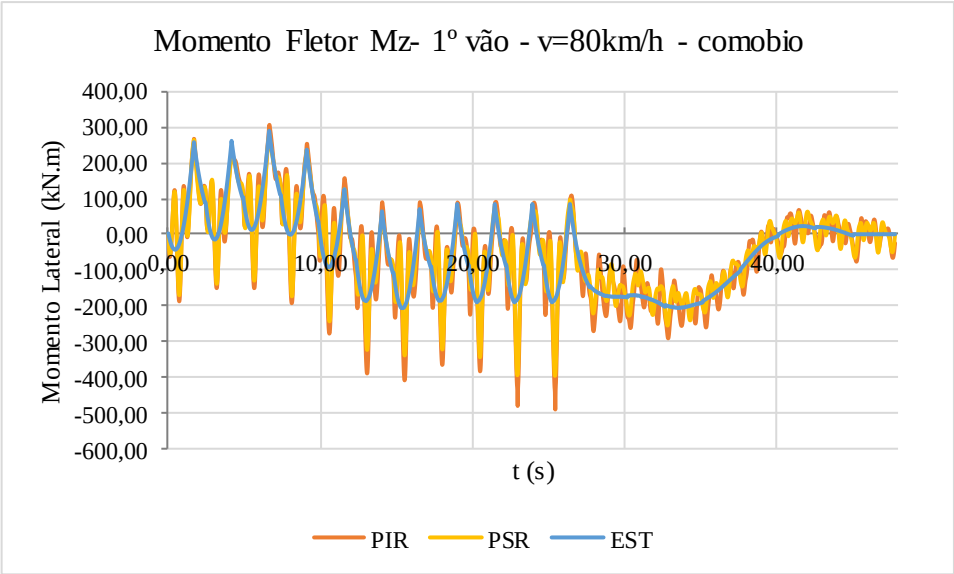


Figura 126 - Momento fletor *Mz* no 1º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

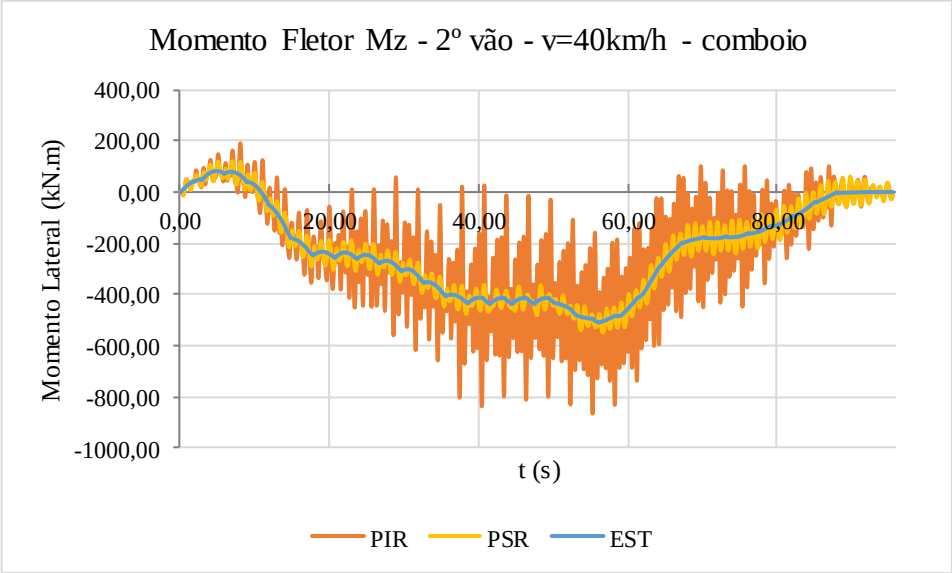


Figura 127 - Momento fletor *Mz* no 2º vão para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

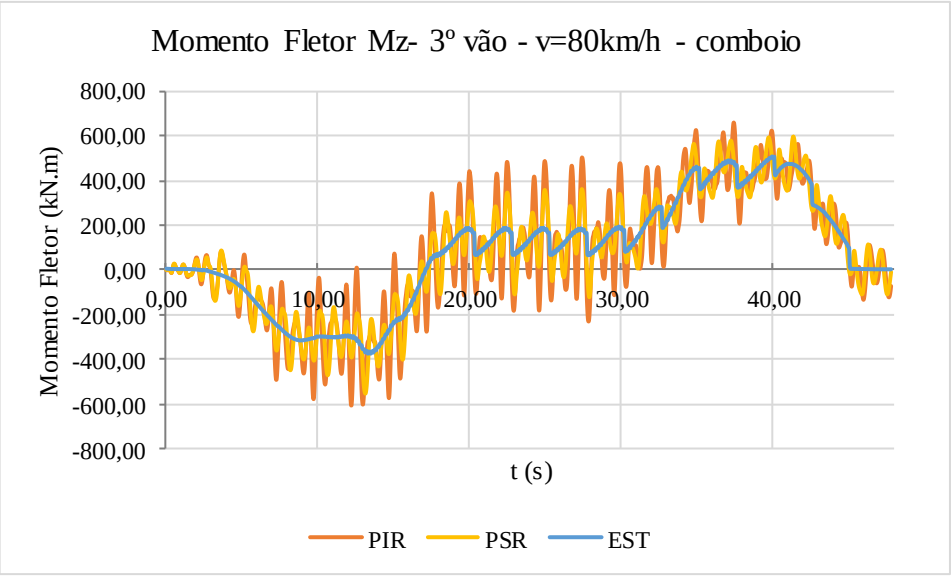


Figura 128 – Momento fletor *Mz* no 3º vão para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

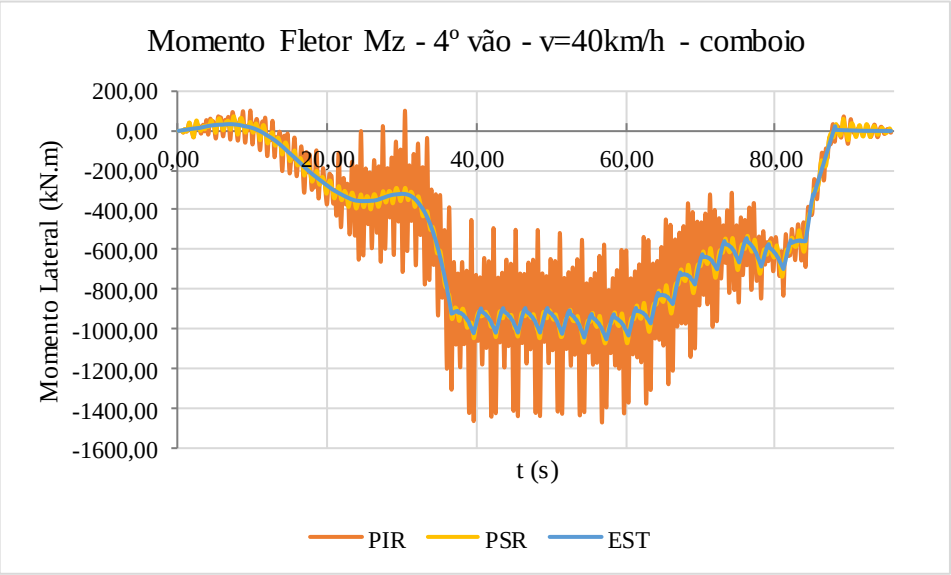


Figura 129 - Momento fletor *Mz* no meio do 4º vão para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

A Tabela 21 apresenta os momentos fletores negativos no plano vertical máximos encontrados para a seção de apoio nos pilares, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica dos momentos fletores negativos no plano vertical para cada velocidade como foi indicado na Equação 44.

Os maiores coeficientes de amplificação foram encontrados para a condição de perfis iguais de rugosidade, resultando em um coeficiente de amplificação de 1,058 para o pilar P1, 1,199 para o pilar P2 e 1,136 para o pilar P3.

Tabela 21 – Momentos fletores negativos no plano vertical máximos nas seções de apoio nos pilares para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	φ
40km/h	P1	13974,464	13976,500	14600,300	1,045
	P2	9748,304	9857,030	11691,600	1,199
	P3	11488,571	11528,400	12395,400	1,079
60km/h	P1	10744,107	10764,400	11364,500	1,058
	P2	7663,098	7815,610	8234,200	1,075
	P3	8940,179	9027,000	9272,700	1,037
80km/h	P1	9000,446	9120,660	9300,950	1,033
	P2	6614,018	6976,490	7628,930	1,153
	P3	7613,054	7667,560	8650,240	1,136

A seguir, da Figura 130 até a Figura 132, apresentam-se os históricos de momentos fletores negativos no plano vertical nas seções de apoio nos pilares, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica.

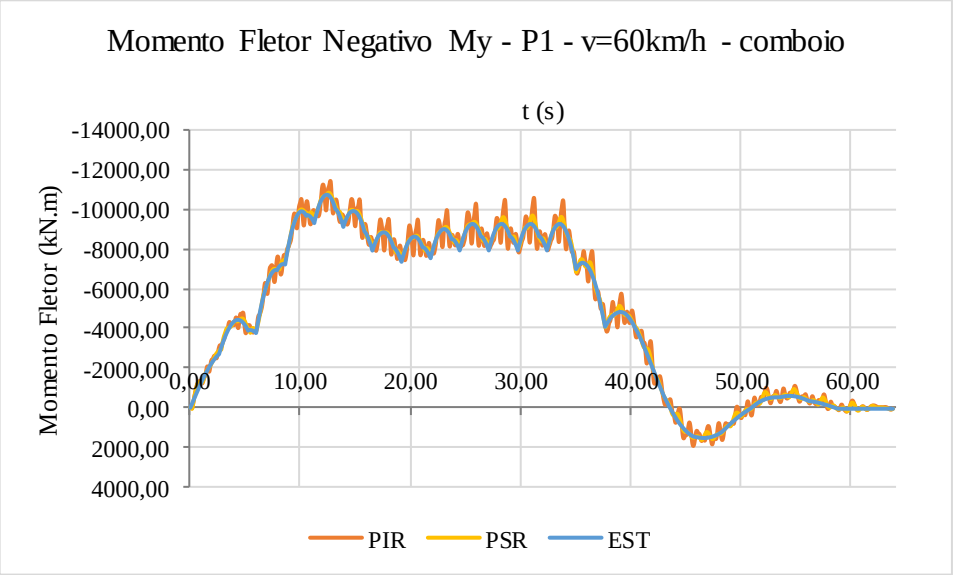


Figura 130 - Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P1 para comboio- *V*=60km/h. Fonte: Autor.

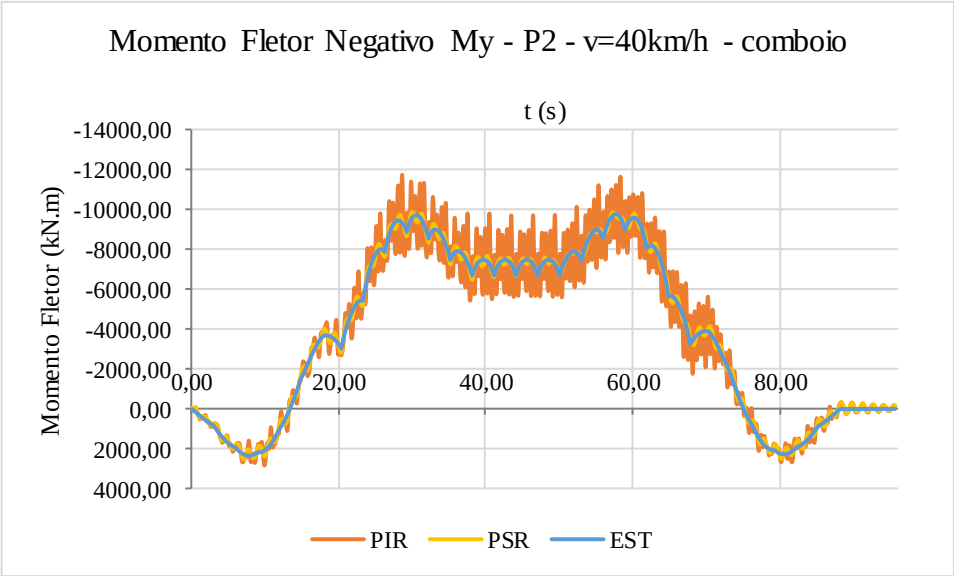


Figura 131- Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P2 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

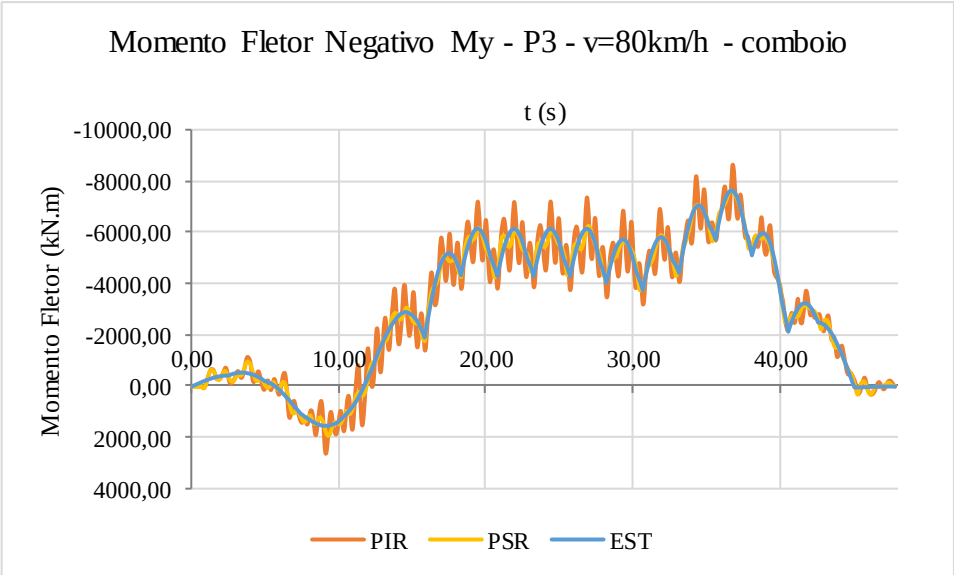


Figura 132 - Momento fletor negativo *My* na seção de apoio no pilar P3 para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

A Tabela 22 apresenta os momentos torçores máximos encontrados para a seção de apoio nos pilares e no encontro, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica dos momentos torçores para cada velocidade como mostrado na Equação 46.

Os maiores coeficientes de amplificação foram encontrados para a condição de perfis iguais de rugosidade, resultando em um coeficiente de amplificação de 1,120 para o encontro E1; 1,146 para o pilar P1; 1,280 para o pilar P2; 1,188 para o pilar P3 e 1,207 para o pilar P4.

Tabela 22 – Momentos de torção máximos nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN.m. Fonte: Autor.

Velocidade	Local	EST	PSR	PIR	φ
40km/h	E1	4813,402	4839,680	5120,170	1,064
	P1	3008,321	3008,210	3179,910	1,057
	P2	1074,545	1082,540	1375,380	1,280
	P3	2460,575	2475,010	2529,140	1,028
	P4	4227,159	4266,820	4598,740	1,088
60km/h	E1	3479,696	3508,580	3570,440	1,026
	P1	2173,518	2184,870	2199,700	1,012
	P2	786,922	797,255	818,460	1,040
	P3	1847,259	1840,540	1865,120	1,010
	P4	3082,177	3133,630	3196,660	1,037
80km/h	E1	2595,536	2614,170	2907,310	1,120
	P1	1616,304	1633,160	1852,300	1,146
	P2	605,569	610,433	643,450	1,063
	P3	1364,257	1342,200	1621,110	1,188
	P4	2300,637	2353,630	2777,050	1,207

A seguir, da Figura 133 até a Figura 137, apresentam-se os históricos de momentos de torção) nas seções de apoio nos pilares e no encontro, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica.

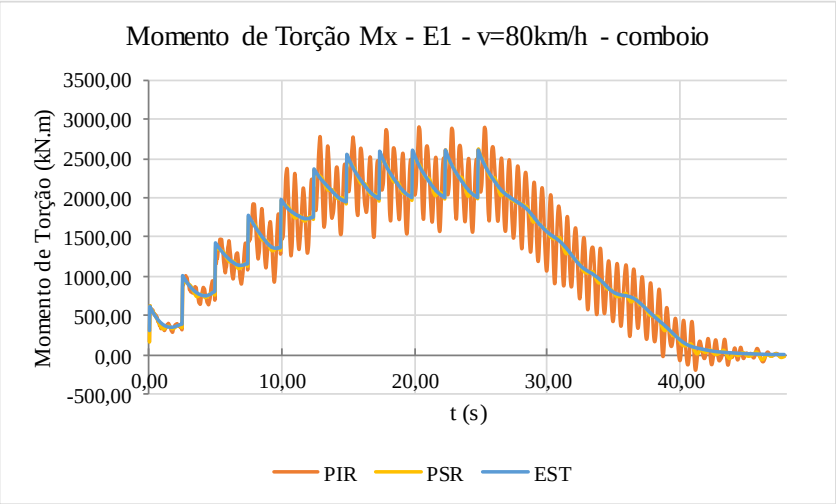


Figura 133 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no encontro E1 para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

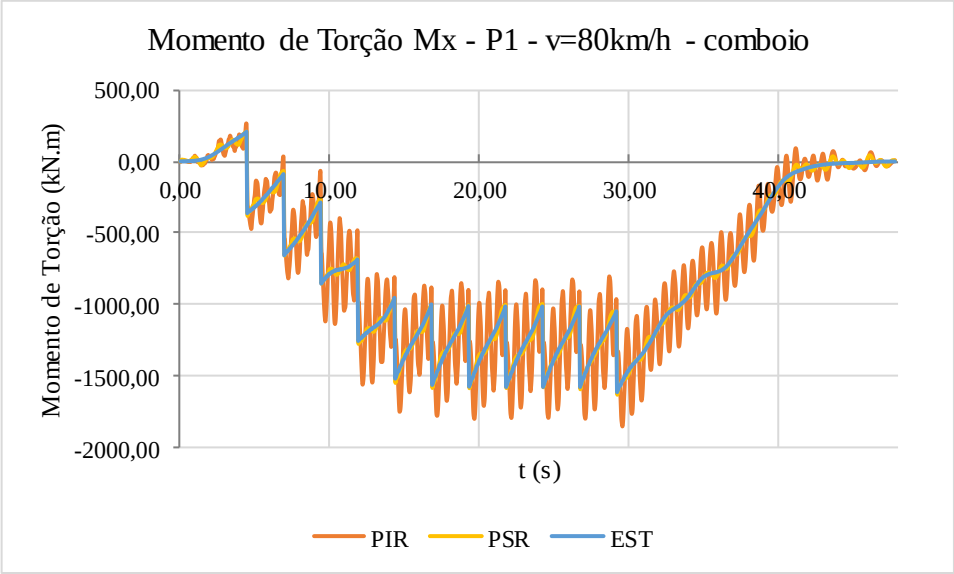


Figura 134 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P1 para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

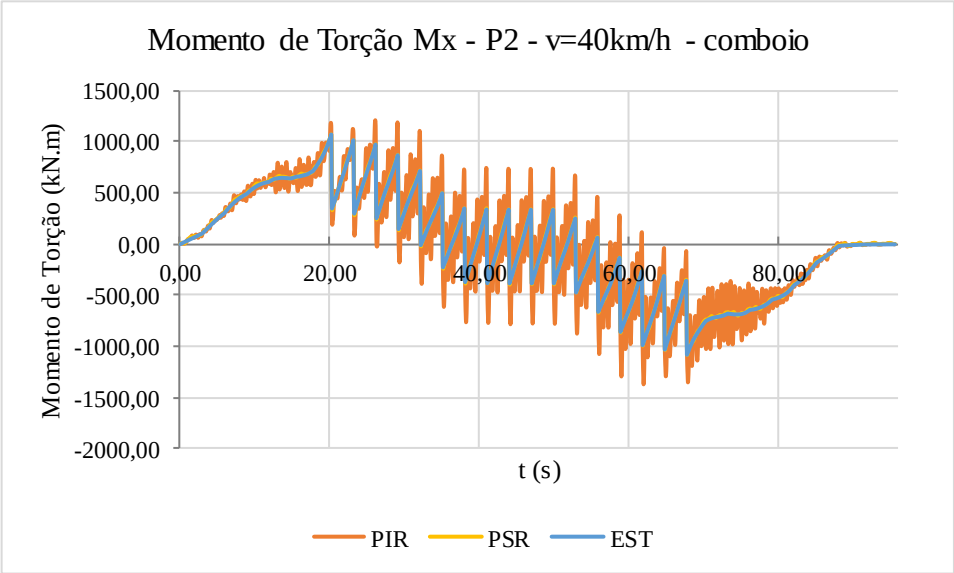


Figura 135 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P2 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

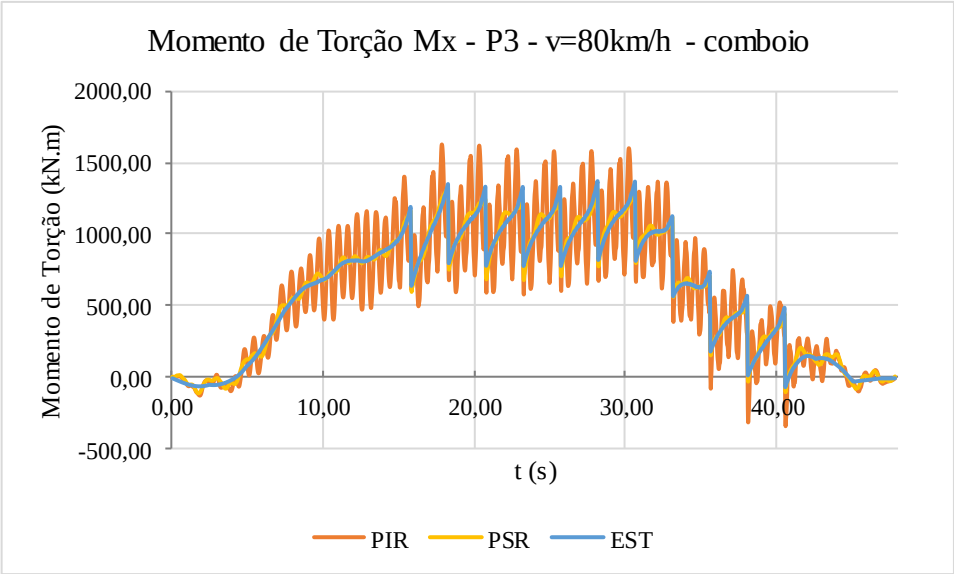


Figura 136 - Momento de torção *Mx* na seção de apoio no pilar P3 para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

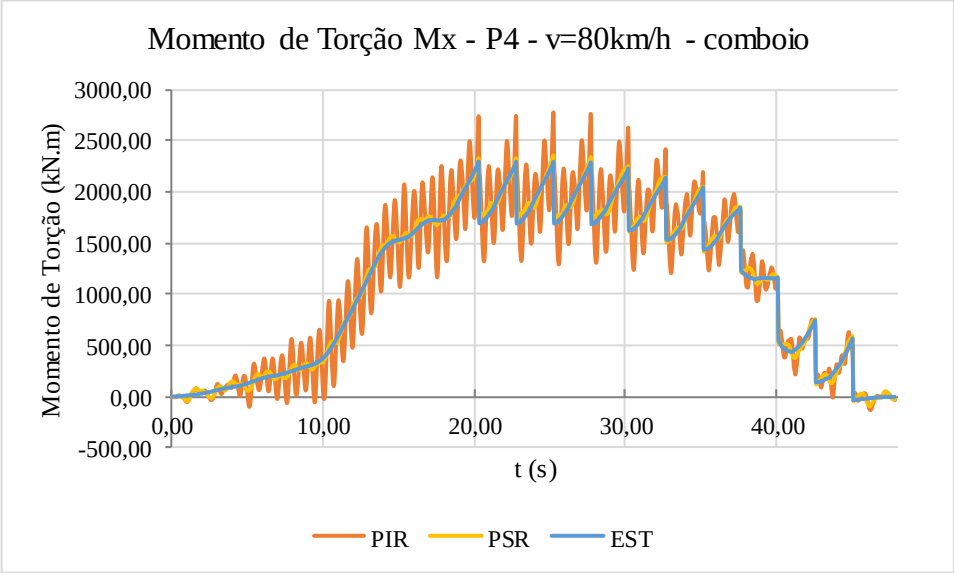


Figura 137 - Momento de torção *M*x na seção de apoio no pilar P4 para comboio - *V*=80km/h. Fonte: Autor.

A Tabela 23 apresenta as reações verticais máximas encontradas nos aparelhos de apoio dos pilares e encontro, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica das reações verticais para cada velocidade como mostrado na Equação 47.

Os maiores valores foram encontrados para perfis iguais de rugosidade, resultando em um coeficiente de amplificação de 1,026 para o encontro E1; 1,089 para o pilar P1; 1,193 para o pilar P2; 1,111 para o pilar P3 e 1,062 para o pilar P4.

Tabela 23 – Reações verticais máximas para seções junto aos apoios nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN. Fonte: Autor.

Velocidade	**Local**	**EST**	**PSR**	**PIR**	**φ**
40km/h	E1	413,562	417,890	422,330	1,021
	P1	1002,974	1033,000	1092,600	1,089
	P2	913,000	941,079	1089,390	1,193
	P3	967,393	978,785	1074,370	1,111
	P4	449,149	447,632	476,800	1,062
60km/h	E1	345,652	347,335	354,740	1,026
	P1	762,199	771,751	815,500	1,070
	P2	696,55	713,97	748,62	1,075
	P3	730,85625	734,661	768,31	1,051
	P4	352,745	354,789	362,890	1,029
80km/h	E1	309,21	312,08	313,83	1,015
	P1	620,595	633,026	663,920	1,070
	P2	565,112	591,845	630,590	1,116
	P3	591,323	604,706	653,560	1,105
	P4	301,256	295,830	305,930	1,016

A seguir, da Figura 139 até a Figura 142, apresentam-se os históricos de reações verticais *Rz* nos aparelhos de apoio dos pilares e encontro, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica. Para os apoios com mais de um aparelho, será mostrada a somatória de reações.

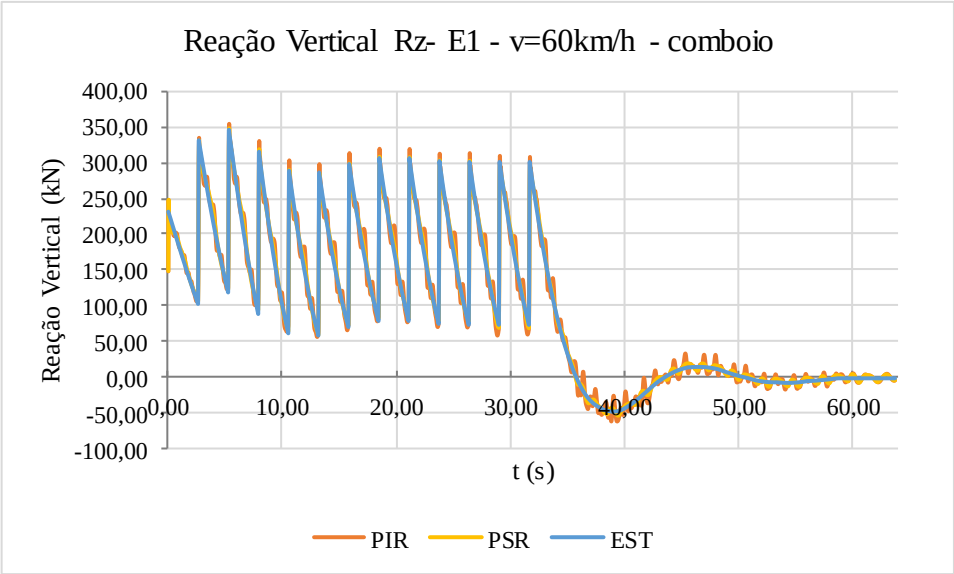


Figura 138 – Reação vertical *Rz* no encontro E1 para comboio - *V*=60km/h. Fonte: Autor.

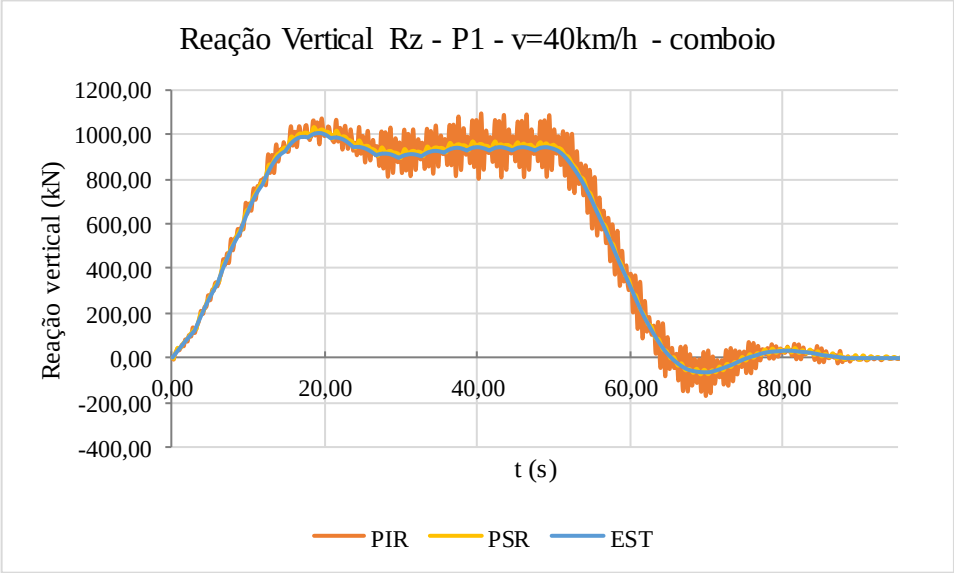


Figura 139 - Reação vertical *Rz* na seção à esquerda do pilar P1 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

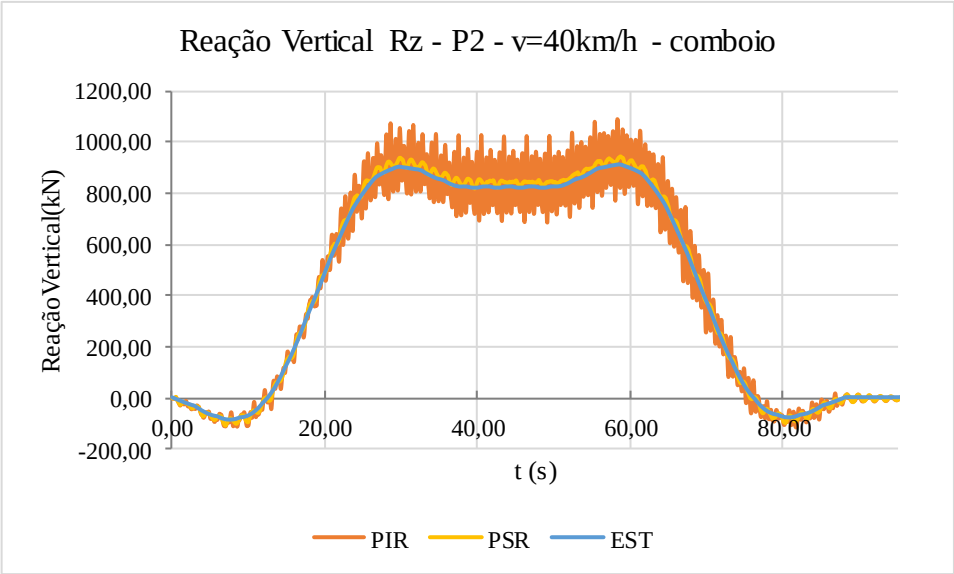


Figura 140 - Reação vertical *Rz* no pilar P2 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

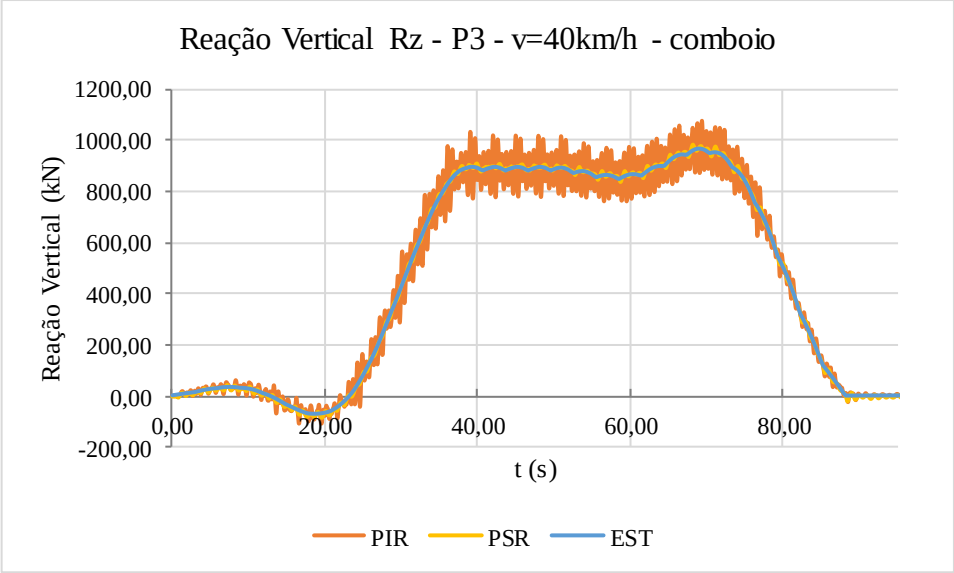


Figura 141 – Reação vertical *R*z no pilar P3 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

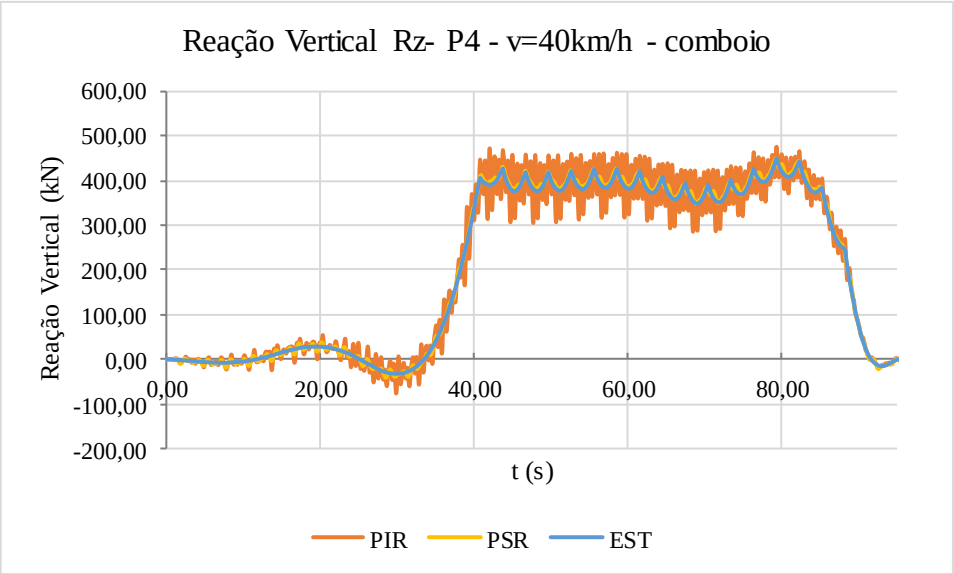


Figura 142 - Reação vertical *Rz* no pilar P4 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

A Tabela 24 apresenta as reações horizontais transversais máximas encontradas nos aparelhos de apoio dos pilares e encontro, para cada situação considerada. Desta forma, pode-se obter os coeficientes de amplificação dinâmica das reações horizontais para cada velocidade como segue na Equação 48.

Tabela 24 – Reações horizontais transversais máximas nas seções junto aos apoios nos pilares e encontro para cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica. Valores em KN. Fonte: Autor.

Velocidade	**Local**	**EST**	**PSR**	**PIR**	**φ**
40km/h	E1	35,643	34,967	36,710	1,030
	P1	60,267	63,028	83,150	1,380
	P2	48,826	55,947	65,630	1,344
	P3	16,848	23,547	39,390	2,338
	P4	15,347	15,462	25,046	1,632
60km/h	E1	53,902	55,272	54,830	1,025
	P1	101,554	113,253	118,950	1,171
	P2	84,141	87,869	90,440	1,075
	P3	24,757	26,779	30,490	1,232
	P4	32,681	32,056	34,330	1,050
80km/h	E1	76,236	75,773	75,830	0,995
	P1	145,844	157,577	161,230	1,105
	P2	122,222	128,947	130,770	1,070
	P3	35,868	43,286	53,320	1,487
	P4	56,307	54,212	59,670	1,060

Os maiores coeficientes de amplificação foram encontrados para a condição de perfis iguais de rugosidade, resultando em um coeficiente de amplificação de 1,030 para o encontro E1; 1,380 para o pilar P1; 1,344 para o pilar P2; 2,338 para o pilar P3 e 1,632 para o pilar P4.

A seguir, da Figura 143 até a Figura 147, apresentam-se os históricos de reações horizontais transversais *Ry* nos aparelhos de apoio dos pilares e encontro, correspondentes à particular velocidade que produziu a maior amplificação dinâmica. Para os apoios com mais de um aparelho, será mostrada a somatória de reações.

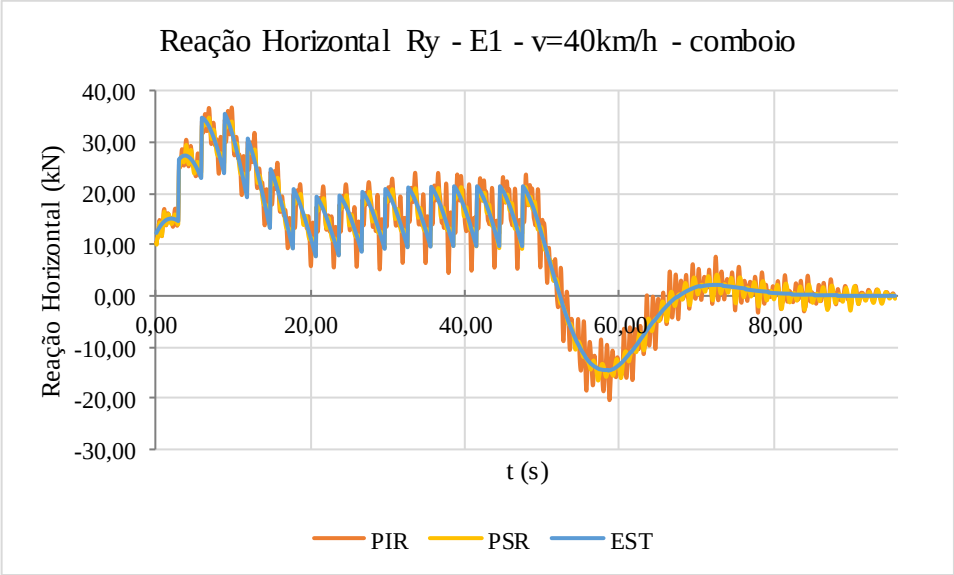


Figura 143 – Reação Horizontal R*y* no encontro E1 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

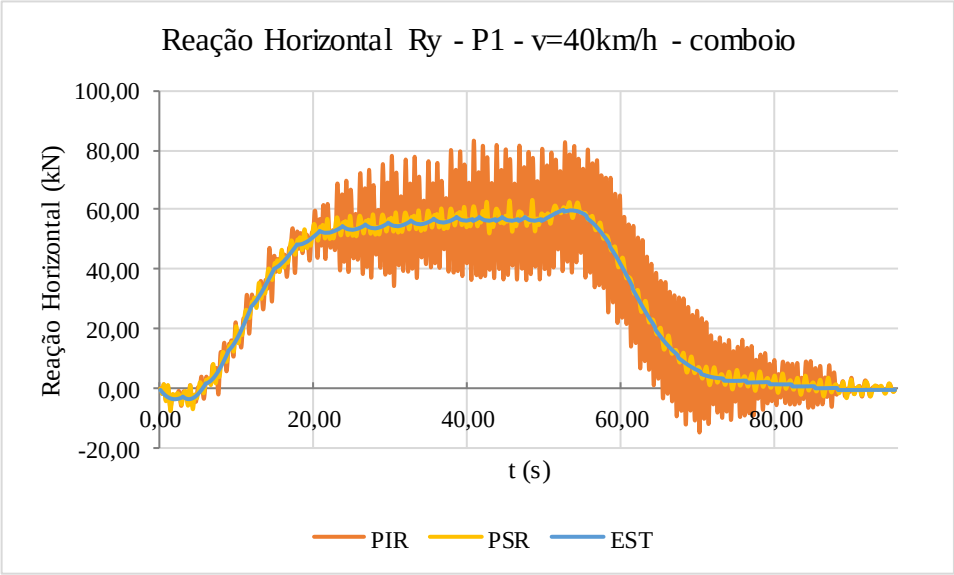


Figura 144 - Reação Horizontal R*y* no pilar P1 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

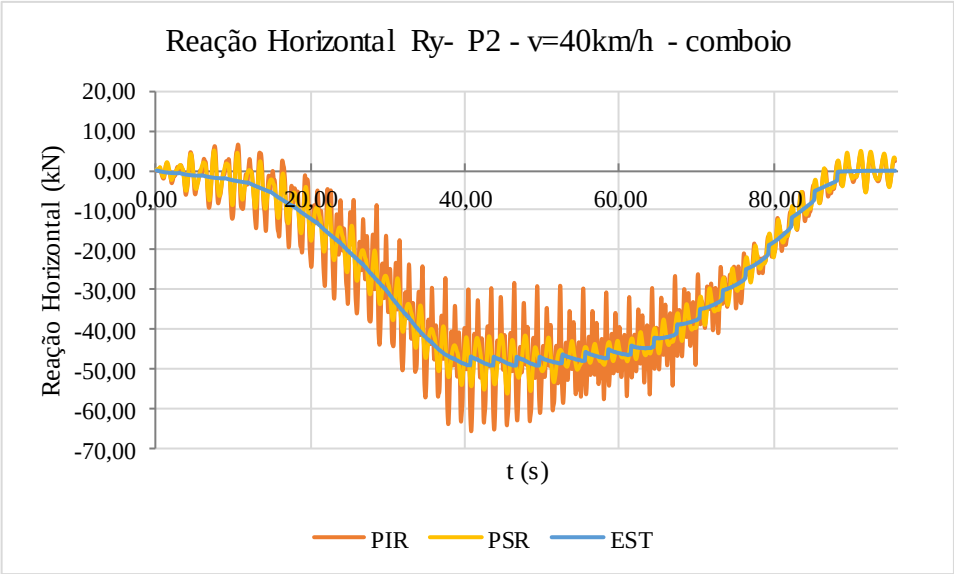


Figura 145 - Reação Horizontal R*y* no pilar P2 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

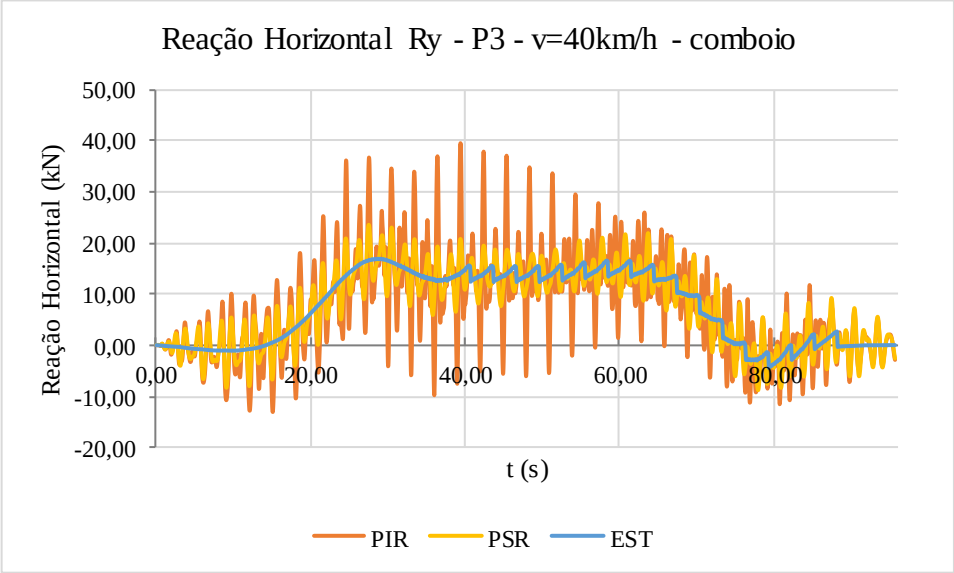


Figura 146 – Reação Horizontal R*y* no pilar P3 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

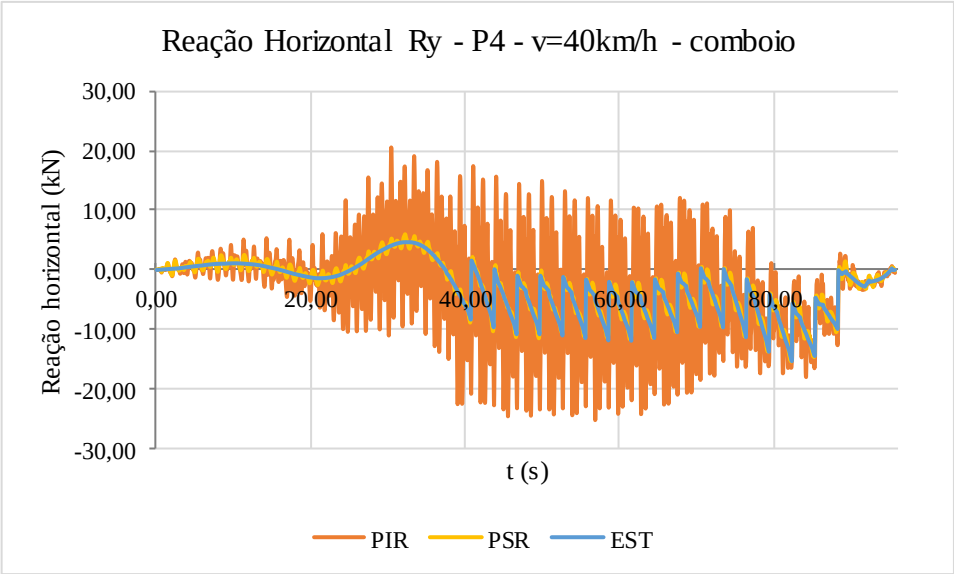


Figura 147 - Reação Horizontal R*y* no pilar P4 para comboio - *V*=40km/h. Fonte: Autor.

6. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi apresentada uma metodologia simplificada para a análise dinâmica de pontes curvas, onde se postula a análise separada dos modelos da ponte e do veículo, sendo estes acoplados apenas pelas forças de interação. Para a determinação destas forças considerou-se que o veículo estava inicialmente sobre tabuleiro rígido e, posteriormente, esta hipótese foi corrigida, mediante um processo iterativo.

Primeiramente foram calculadas as forças de interação sobre tabuleiro indeslocável com rugosidades iguais ou diferentes sob cada linha de pneus. Observou-se que a utilização de perfis diferentes de rugosidade teve um efeito destrutivo, diminuindo a oscilação dos esforços de interação. Isso também foi observado nas respostas dinâmicas da estrutura para deslocamentos verticais e momentos fletores no plano vertical, que apresentaram maior oscilação para o caso com perfis iguais de rugosidade, diminuindo para perfis diferentes.

Partindo-se para a interação veículo-estrutura, realizada mediante um processo iterativo, na maioria dos casos foram necessárias apenas três iterações para a convergência das forças de interação. Apenas para comboio e velocidade de 40km/h fizeram-se necessárias quatro iterações. Analisando-se a influência da flexibilidade do tabuleiro da estrutura, observou-se que dependendo da frequência que é excitada, as forças de interação podem aumentar ou reduzir com a correção da flexibilidade, diferente do que se é esperado em um raciocínio puramente estático, em que quanto mais rígido o tabuleiro mais carga ele absorveria. Vale ressaltar que a influência da flexibilidade do tabuleiro da estrutura depende completamente da tipologia estrutural e das características dinâmicas da ponte e do veículo, podendo apresentar diferenças se alterados alguns destes fatores.

As análises dinâmicas foram realizadas para veículo único com pavimento sem rugosidade e com perfis iguais e diferentes sob cada linha de pneus. As respostas estruturais destes casos foram comparadas com uma análise quase-estática, obtendo-se os coeficientes de amplificação dinâmica de momento fletor positivo no plano vertical, deslocamento vertical e momento fletor no plano horizontal no meio dos vãos, e de momento fletor negativo no plano vertical, momento de torção, reação vertical e reação transversal nos apoios.

A situação de perfis iguais de rugosidade produziu maiores coeficientes de amplificação na maioria dos casos, para veículo único. Neste sentido, a análise para comboio foi realizada apenas para perfis iguais de rugosidade.

Observou-se que as respostas para a análise de comboio resultaram maiores do que as de veículo único para momento fletor *Mz*, momento fletor *My* nos vãos e deslocamento vertical. No caso do momento fletor *My* nos apoios, momento torçor *Mx*, os maiores resultados se alternaram entre veículo único e comboio. Já para reação horizontal *Ry* e reação vertical *Rz*, a condição de veículo único prevaleceu na maioria dos casos.

A Tabela 25 e a Tabela 26 apresentam os coeficientes de amplificação máximos encontrados. Analisando os resultados nos vãos, o maior coeficiente encontrado para deslocamento foi de 1,172; para momento fletor positivo *My* foi de 1,045 e para momento fletor *Mz* foi de 1,699. Note-se que, apesar da grande amplificação dinâmica para o momento fletor que atua no plano horizontal, as tensões associadas são muito pequenas, devido à grande rigidez do tabuleiro neste plano. No caso dos apoios, o máximo coeficiente de amplificação dinâmica foi de 1,21 para momento fletor negativo *My*; 1,281 para momento torçor *Mx*, 1,193 para reação vertical *Rz* e 2,338 para reação horizontal *Ry*.

Tabela 25 - Resumo dos coeficientes de amplificação encontrados nos vãos. Fonte: Autor.

Vão	**Deslocamento**		**Momento fletor positivo *My***		**Momento fletor *Mz***	
	Comboio	**Veículo único**	**Comboio**	**Veículo único**	**Comboio**	**Veículo único**
1º vão	1,172	1,069	1,038	1,036	1,699	1,364
2º vão	1,101	1,041	1,045	1,031	1,691	1,227
3º vão	1,084	1,027	1,004	1,031	1,307	1,189
4º vão	1,126	1,054	1,029	1,027	1,397	1,139

Tabela 26 - Resumo dos coeficientes de amplificação encontrados para os apoios. Fonte: Autor.

Apoio	**Momento fletor negativo *My***		**Momento de torção *Mx***		**Reação Vertical *Rz***		**Reação Horizontal *Ry***	
	Comboio	**Veículo único**	**Comboio**	**Veículo único**	**Comboio**	**Veículo único**	**Comboio**	**Veículo único**
E1	----------	----------	1,120	1,047	1,026	1,091	1,030	1,153
P1	1,058	1,150	1,146	1,281	1,089	1,175	1,380	1,457
P2	1,199	1,180	1,280	1,113	1,193	1,182	1,344	1,414
P3	1,136	1,210	1,188	1,200	1,111	1,109	2,338	1,961
P4	----------	----------	1,207	1,204	1,062	1,071	1,632	1,246

Verificou-se que a frequência dominante dos esforços de interação é igual a 1,667Hz, muito próximo do modo de *bounce* do veículo (f=1,68 Hz), o que amplificou os esforços de interação, mas também muito próxima dos modos mais altos da ponte, referente aos movimentos de torção (f=1,59Hz) e flexão lateral do tabuleiro (f=1,88Hz). Esta ressonância com os modos de flexão lateral e torção explica as maiores amplificações obtidas para momento de torção *Mx*, momento fletor *Mz* e reação horizontal *Ry*. Nos demais modos, apesar de as forças de interação não configurarem ressonância para o tabuleiro, houve amplificações em função do aumento da intensidade dos esforços de interação, embora bem mais modestas. Vale ressaltar que se considerou um pavimento de má qualidade de conservação, IRI equivalente a 4,1m/km, fato que potencializou os efeitos dinâmicos do estudo presente. Além disso, a adoção da superelevação de 6% em toda a ponte aumentou os esforços horizontais laterais.

Conforme já dito, apesar de os coeficientes de amplificação para o momento de torção e momento fletor no plano horizontal terem sido elevados, como a seção celular possui grande rigidez à torção e à flexão lateral, as tensões causadas por estes esforços serão baixas. No caso da reação horizontal *Ry* e reação vertical *Rz*, deve-se ter mais cuidado, pois a sua amplificação implica um maior momento na base do pilar, com reflexos nos projetos da mesoestrutura e infraestrutura, e também para o aparelho de apoio.

Evidentemente, aqui não se está questionando a segurança estrutural da ponte pois, no estudo de caso ora considerado, tratou-se da análise do efeito isolado da passagem de um particular veículo, no caso o veículo de classe 3C, que possui um peso de 23tf, inferior ao do veículo do trem-tipo da norma NBR7188:2013, que é 45tf. Além disso, não se consideraram as grandes cargas de multidão previstas no mesmo trem-tipo, sem falar em outros carregamentos, como o de vento, que elevam sobremaneira os esforços utilizados no dimensionamento das pontes.

Faz-se apenas um julgamento de mérito, no sentido de que o emprego de modelos mais realistas, que levem em consideração as características dinâmicas, tanto da ponte, quanto do veículo que nela trafegam, bem como as irregularidades do pavimento, permitem uma análise mais consistente das respostas dinâmicas da ponte, seja do ponto de vista qualitativo, interpretando mais realisticamente os fenômenos, seja do ponto de vista quantitativo, ao determinar de forma mais precisa os esforços e deslocamentos na ponte, propiciando projetos mais econômicos e assegurando a segurança estrutural.

A metodologia aqui apresentada foi realizada de tal forma que a sua aplicação possa ser feita com os programas computacionais disponíveis comercialmente, que estão cada vez mais preparados para realizar as análises dinâmicas. Requer-se, portanto, uma formação mais completa dos projetistas, em dinâmica das estruturas, para utilizar estas ferramentas e realizar as análises de forma a caracterizar mais adequadamente os comportamentos estruturais.

Evidencia-se que um programa de análises dinâmicas para pontes representativas e de tipologias diferentes, considerando os trens-tipo de interesse, poderia ser conduzido sob os auspícios das instituições normalizadoras e pelo meio técnico, com grandes benefícios para os futuros projetos de obras de arte, porque seriam mais econômicos e com melhor caracterização da segurança envolvida.

Vale ressaltar que os resultados aqui apresentados dependem de vários fatores, como a tipologia estrutural, as características dinâmicas, as propriedades dos materiais envolvidos, as características do veículo, as condições de apoio, a velocidade, podendo apresentar diferenças consideráveis se alterados algum destes fatores.

7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Seria interessante aplicar esta metodologia simplificada de análise dinâmica em pontes curvas com vãos menores, com tipologias diferentes e para diferentes veículos de interesse. Como visto, os resultados dependem de diversos fatores e não se pretende, com um único estudo de caso, fazer uma avaliação crítica das normas de projeto de pontes. Desta forma, com a realização de um conjunto de análises paramétricas, para vários tipos de sistema estrutural de ponte rodoviária curva, poder-se-á chegar a critérios que correspondam a uma melhor avaliação quantitativa e qualitativa da segurança da estrutura com relação aos estados limites últimos de serviço, inclusive análise de fadiga.

Neste trabalho adotou-se a hipótese de contato contínuo entre o pneu e o pavimento e, apesar de as simulações numéricas não terem revelado destacamento entre o veículo e o pavimento (situação em que as forças de interação seriam menores que zero), é aconselhável a utilização de elementos de contato unilateral no modelo do veículo, para garantir uma análise consistente, no caso geral.

Devido às consideráveis variações de tensão que ocorrem nas regiões das juntas pela passagem de veículos de configurações diferentes e pesos variáveis, as regiões das juntas possuem fissuras por fadiga que causam irregularidades, podendo amplificar a resposta dinâmica nestas regiões próximas as juntas. Desta forma, também seria interessante avaliar o efeito dinâmico das juntas sobre a resposta estrutural.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADINA - **Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis Software**: versão 9.0.1. Desenvolvido pela ADINA R&D, Inc. Massachusetts, 2013. Disponível em: http://www.adina.com. Acesso em 06/02/2015.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS, AASHTO. **Standard practice for accepting pavement ride quality when measured using inertial profiling systems** – R54. 2010

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. **Carga móvel em Pontes Rodoviárias e Passarela de Pedestre** – NBR 7188. Rio de Janeiro. 2013

ALMEIDA, R. S. **Análise de vibrações em pontes rodoviárias induzidas pelo tráfego de veículos sobre pavimentos irregulares.** Dissertação de M.Sc.,UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.

BRUCH, Y.A. **Análise Dinâmica de Placas Retangulares pelo Método dos Elementos Finitos.** Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ. RJ, Brasil, 1973

CALÇADA, R. DELGADO, R. RIBEIRO, D. **Interação Ponte-Comboio em vias de alta velocidade: Aspectos computacionais da análise dinâmica.** Congresso de Metodos Numericos en Ingeniería, Espanha, 2005.

CAMPOS, A.C.R., **Métodos de Previsão de Desempenho de Irregularidades Longitudinal para Pavimentos asfálticos: Aplicação e Proposição de Critérios de Ajuste.** Dissertação de M.Sc., Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, Brasil, 2004.

CARNEIRO, R.J.F.M. **Análise de Pontes Rodoviárias sob Ação de Cargas Móveis.** Dissertação de M. Sc., PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1986.

CHANG, D., LEE, H., **Impact Factors for Simple-Span Highway Girder Bridges**. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.120, n.3, pp704-715.

CLOUGH, R. W; PENZIEN, J. **Dynamics of structures.** 3ª edição. California, Estados Unidos da América, 2003.

DEPARTAMENTO ESTADUAL DE TRÂNSITO DE SÃO PAULO. **Apostila de Direção Defensiva** – DETRAN. Brasil, 2005. Disponível em: http://www.detran.sp.gov.br. Acesso em 07/03/2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Medição da irregularidade de superfície de pavimento com sistemas integradores IPR/USP e maysmeter** – DNER-PRO 182. Brasil, 1994.

EJZENBERG, S. **Os veículos pesados e a segurança no projeto das curvas horizontais de rodovias e vias de transito rápido.** Dissertação de M.Sc.,EPUSP, São Paulo, SP, Brasil. 2009.

ERRI D214/RP6. **Railway bridges for speeds >200km/h; Calculations for bridges with simply suported beams during the passage of a train.** European Rail Research Institute (ERRI), Utrecht, 2000.

FERREIRA, K.I.I. **Avaliação do Critério para Cálculo dos Efeitos de Cargas Móveis em Pontes Rodoviárias.** Dissertação de M. Sc., PUC-Rio, RJ, Brasil. 1991.

GILLESPIE, T. D, **Fundamentals of vehicle dynamics.** Warrendale: Society of automotive Engineers, ISBN 1-56091-199-9, 1992

HONDA, H., KAJIKAWA, Y., KOBORI, T., **Spectra of Road Surface Roughness on Bridges.** Journal of the Structural Division, ASCE, v108, ST9, pp 1956-1996, 1982

HUANG, T., VELETSOS, A.S. **Analyses of Dynamic Respomse of Highway Bridges.** ASCE, J. Mech, Div., 1970. Vol. 96.

INGLIS, C.E. **A Mathematical Treatise on Vibrations in Railway Bridges.** Cambridge Univ. Press, London, 1934

MELO, E.S **Interação dinâmica veículo-estrutura em pequenas pontes rodoviárias.** Dissertação de M. Sc., UERJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2007.

MOROZ, F. V. **Uma metodologia para análise da influência do tráfego de veículos pesados na resposta dinâmica de pontes rodoviárias.** Dissertação de M.Sc.,EPUSP, São Paulo, SP, Brasil. 2009.

NOWAK, A.S. Load Model for Bridge Design Code**. Canadian Journal of Civil Engineering.**, v21, pp.36-49. 1994.

PERLINGEIRO, M.S.P.L., *et.al.*, Influência da interação pavimento-veículo-estrutura na resposta dinâmica de pontes. **In: Anais das XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural**, Brasília, DF. 2002

PINTO, S., PREUSSLER, E.S., **Pavimentação Rodoviária: Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis.** ISBN 85-902537-1-6, Rio de JANEIRO,RJ, Brasil. 2002

RIBEIRO D., CALÇADA, R., DELGADO, R. Interação Ponte-Comboio em vias de alta velocidade: Aspectos computacionais da análise dinâmica. **Congresso de Metodos Numericos en Ingeniería**. Espanha, 2005.

ROSSIGALI, C. E. **Estudos probabilísticos para modelos de cargas móveis em pontes rodoviárias no Brasil.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.

_____. **Atualização do modelo de cargas móveis para pontes rodoviárias de pequenos vão no Brasil.** Dissertação de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2013.

SANTOS, E. F. **Análise e redução de vibração em pontes rodoviárias.** Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2007.

SMITH, N.D. **Understanding Parameters Influencing Tire Modeling**, Colorado State University, Colorado, Estados Unidos da América. 2004

STUCCHI, F. R. Notas de aula **PEF 5730**. Cap 3.7: Pontes unicelulares curvas em planta. São Paulo, SP, Brasil. 1998.

STOKES, G. **Discussion of a differential equation relating to the breaking of railway bridges**, Trans. Cambridge Philosophic Soc, v8. 1849.

TIMOSHENKO, S., **Vibration Problems in Engineering**. 3° Edition, D. Van. Nostrand. 1964.

WILLIS, R. **Appendix to the Report of the Commissioners Appointed to Inquire into the Application of Iron to Railway Structures.** Stationary Office, London. 1849.

YANG, Y, LIN, B. **Vehicle-Bridge Interacton Analysis by Dynamic Condensation Method**. Journal of Structural Engineering, ASCE, v121, pp 1636-1643, 1995.