UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS – REGIONAL CATALÃO
UNIDADE ACADÊMICA ESPECIAL DE MATEMÁTICA E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM MODELAGEM E OTIMIZAÇÃO

Gabriel Gomes Silva

ESTUDO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR LINHAS FÉRREAS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

CATALÃO – GO, 2017

sistema de bibliotecas ufg

UFG

TERMO DE CIÊNCIA E DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAR AS TESES E DISSERTAÇÕES ELETRÔNICAS NA BIBLIOTECA DIGITAL DA UFG

Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás (UFG) a disponibilizar, gratuitamente, por meio da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações (BDTD/UFG), regulamentada pela Resolução CEPEC nº 832/2007, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou *download*, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.

1. Identificação do material bibliográfico: **[x] Dissertação** **[ ] Tese**

2. Identificação da Tese ou Dissertação

Nome completo do autor: Gabriel Gomes Silva

Título do trabalho: Estudo de Vibrações Induzidas por Linhas Férreas

3. Informações de acesso ao documento:

Concorda com a liberação total do documento [x] SIM [ ] NÃO[1]

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF da tese ou dissertação.

Gabriel G. Silva

Assinatura do (a) autor (a) [2]

Data: 10 / 05 / 2017

[1] Neste caso o documento será embargado por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Os dados do documento não serão disponibilizados durante o período de embargo.

[2] A assinatura deve ser escaneada.

GABRIEL GOMES SILVA

ESTUDO DE VIBRAÇÕES INDUZIDAS POR LINHAS FÉRREAS

Dissertação apresentada como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Modelagem e Otimização pela Universidade Federal de Goiás – Regional Catalão.

Orientador:
Prof. Dr. Romes Antônio Borges

CATALÃO – GO
2017

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do
Programa de Geração Automática do Sistema de Bibliotecas da UFG.

Silva, Gabriel Gomes
Estudo de Vibrações Induzidas Por Linhas Férreas [manuscrito] / Gabriel Gomes Silva. - 2017.
xxvii, 89 f.: il.

Orientador: Prof. Dr. Romes Antônio Borges.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Unidade Acadêmica Especial de Matemática e Tecnologia, Catalão, Programa de Pós-Graduação em Modelagem e Otimização, Catalão, 2017.
Bibliografia.
Inclui siglas, mapas, símbolos, tabelas, algoritmos, lista de figuras, lista de tabelas.

1. Atenuação de Vibrações. 2. Linhas Férreas. 3. Sistema com Múltiplas Fundações. 4. Método dos Elementos Finitos. 5. Otimização Bio-Inspirada. I. Borges, Romes Antônio , orient. II. Título.

CDU 621.03

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
REGIONAL CATALÃO
Programa de Pós-Graduação em Modelagem e Otimização - PPGMO

Defesa Nº _____

Ata de Defesa Pública – Dissertação de Mestrado

Aos **treze** dias do mês de **março** do ano de 2017, às **15 h:00 min**, reuniram-se os componentes da banca examinadora, professores(as) : Prof. Dr. **Romes Antonio Borges - UFG** (presidente e orientador), Profª. Drª **Alice Rosa da Silva - UFU** e Prof. Dr. **Wellington Andrade da Silva - UFG** para, em sessão pública realizada no Miniauditório Congadas (Centro Integrado de Pesquisa), da Regional Catalão (RC), da Universidade Federal de Goiás (UFG), procederem com a avaliação do trabalho intitulado: **Estudo de Vibrações Induzidas por Linhas Férreas**, em nível de Mestrado, área de concentração *Modelagem e Otimização*, de autoria de **Gabriel Gomes Silva**, matrícula **20151149**, discente do Programa de Pós-Graduação em Modelagem e Otimização (PPGMO) da UFG/RC. A sessão foi aberta pelo presidente, que fez a apresentação formal dos membros da banca. A seguir, a palavra foi concedida ao discente que, dentro do tempo regulamentar, procedeu a apresentação de seu trabalho. Terminada a apresentação, cada membro da banca arguiu o candidato, tendo-se adotado o sistema de diálogo sequencial. Terminada a fase de arguição, procedeu-se a avaliação do trabalho. Os membros da banca consideraram o trabalho final: (X) **Aprovado** (unanimidade) ou ( ) **Reprovado** (por maioria simples). Cumpridas as formalidades de pauta, às 19 h: 43 min a presidência da mesa encerrou a sessão e para constar, eu Romes Antonio Borges, lavrei a presente Ata que, depois de lida e aprovada, segue assinada pelos membros da banca examinadora, pelo discente e, posteriormente, será homologada pelo Colegiado do PPGMO.

Catalão-GO, 13 de Março de 2017.

Prof. Dr. **Romes Antonio Borges**
Programa de Pós-Graduação em Modelagem e Otimização, IMTEC/UFG/RC.
(Presidente da Banca)

Profª. Drª **Alice Rosa da Silva**
Faculdade de Engenharia Civil
UFU

Prof. Dr. **Wellington Andrade da Silva**
Programa de Pós-Graduação em Modelagem e Otimização, UFG/RC.

Discente: **Gabriel Gomes Silva**
matrícula **20151149**

Agradecimentos

Agradeço primeiramente a Deus, que me guiou neste caminho cheio de graças e sabedoria, permitindo superar todas as dificuldades e alcançar meus objetivos.

Agradeço ainda meus familiares e amigos que sempre me deram apoio, incentivos e me acompanharam nesta jornada, dando carinho e ensinamentos que me fizeram perceber que a vida não precisa ser tão complicada quanto aparenta, pois com pessoas tão importantes ao seu lado tudo parece ser mais fácil de ser superado.

Meus sinceros agradecimentos ao Professor Romes Antônio Borges, que com paciência e dedicação, transmitiu inúmeros conselhos e orientações que permitiram meu desenvolvimento pessoal, profissional e contribuíram para realização deste trabalho.

Ao Luiz Fernando Rodovalho, que contribuiu com os resultados e auxiliou na conclusão da dissertação.

Agradeço a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Goiás (FAPEG) pelo incentivo e apoio financeiro.

Por fim, agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Modelagem e Otimização (PPGMO) da Universidade Federal de Goiás – Regional Catalão, pela oportunidade de estudo e pelo conhecimento transmitido.

RESUMO

SILVA, G. G.. *Estudo de Vibrações Induzidas por Linhas Férreas*. 2017. 89 f. Dissertação (Mestrado em Modelagem e Otimização) – Unidade Acadêmica Especial de Matemática e Tecnologia, Universidade Federal de Goiás – Regional Catalão, Catalão – GO.

Vibrações transmitidas no solo, induzidas pela passagem de trens sobre vias férreas podem causar inúmeros efeitos nas áreas próximas às ferrovias. Na maioria dos problemas, recorre-se a modelos simplificados do sistema de interação entre trens, trilhos e fundação para a previsão de respostas que atendam a certas expectativas, principalmente, de modo a não danificar estruturas próximas e também evitar desconforto das pessoas que residem em áreas circunvizinhas a linhas férreas. Vários modelos de interação solo-fundação já foram desenvolvidos buscando-se obter a resposta de uma fundação quando sujeita a ações estáticas e dinâmicas, porém, essa resposta depende de múltiplos fatores, como a natureza e as características mecânicas do terreno, a geometria dos elementos envolvidos, a rigidez da fundação e, ainda, a natureza da própria excitação. Também é de grande importância neste tipo de análise, a utilização de técnicas de otimização visando obter projetos mais realistas e seguros do ponto de vista de engenharia. Neste trabalho, propõe-se um estudo acerca do efeito de vibrações em linhas férreas, onde se tem por objetivo modelar um sistema acoplado entre fundações e trilhos, sujeitos a ações dinâmicas, de maneira a simular o deslocamento no domínio do tempo e no domínio da frequência, utilizando-se de otimização para a construção de um projeto ótimo que possa atenuar as amplitudes de vibração do sistema.

Palavras-chaves: Atenuação de Vibrações, Linhas Férreas, Sistema com Múltiplas Fundações, Método dos Elementos Finitos, Otimização Bio-Inspirada.

ABSTRACT

SILVA, G. G.. *Study of Railway-Induced Vibrations*. 2017. 89 f. master's degree in Modelling and Optimization – Mathematics and Technology Institute, Federal University of Goias – Catalão – GO - Brazil.

Vibrations in the soil, induced by the passage of trains on railways, can cause countless effects in the areas bordering the railroads. In most problems, resort to simplified models of the system of interaction between rails foundation and trains for predicting responses that meet certain expectations, especially in order to avoid damaging nearby structures and also avoid discomfort of the people residing in areas surrounding the railway lines. Several soil-foundation interaction models have been developed seeking to get the answer to a foundation when subjected to static and dynamic actions, however, this response depends on multiple factors such as the nature and the mechanical characteristics of the terrain, the geometry of the elements involved, the rigidity of the foundation and the nature of his own excitement. Also of great importance in this type of analysis is the use of optimization techniques in order to obtain projects that are more realistic and safe from an engineering point of view. In this paper, was proposed a study of the effect of vibrations on railway lines, where it aims to model a system coupled between foundations and rails, subject to dynamic actions, in order to simulate the displacement in the time domain and in the domain of the frequency, using optimization for the construction of an optimum design that can attenuate the amplitudes of vibration of the system.

Keywords: Attenuation of Vibrations, Railways, Multiple Foundations System, Finite Element Method, Bio-Inspired Optimization.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Malha do sistema ferroviário nacional 10
Figura 3.1 – Estrutura de uma via balastrada 16
Figura 3.2 - Via balastrada 18
Figura 3.3 - Tipologias de dormentes 19
Figura 3.4 - Dormentes de Material Compósito 19
Figura 3.5 - Estrutura dos trilhos 20
Figura 3.6 – Perfil típico do trilho 20
Figura 3.7 – Flambagem em trilhos 21
Figura 3.8 – Desenho esquemático de bitola 22
Figura 3.9 – Distribuição de forças transmitidas ao lastro: a) sem utilização de palmilhas; b) com utilização de palmilhas. 26
Figura 3.10 - Barreiras entre a fonte e a via férrea. 26
Figura 3.11 - Propagação das ondas em trincheiras. 27
Figura 3.12 - Blocos de controle de vibração. 28
Figura 3.13 - Comportamento em uma colônia de abelhas na busca por alimentos. 29
Figura 3.14 - Fluxograma das operações fundamentais do Algoritmo NSGA 31
Figura 4.1 - Modelo veículo/trilhos 33
Figura 4.2 - Carregamento sobre meio elástico e molas 35
Figura 4.3 - Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo através de molas discretas. 36
Figura 4.4 - Elemento genérico "e" 37
Figura 4.5 - Valores limite da amplitude de vibração. 38
Figura 4.6 - Interação dinâmica solo-fundação 40
Figura 4.7 - Modelo de múltiplas fundações de solo (acopladas) - interação fundação-fundação através de amortecedores e molas 43
Figura 4.8 - Modelo de múltiplas fundações 44
Figura 4.9 - Modelo generalizado de múltiplas fundações de solo acopladas ao sistema de trilhos e travessas. Interação dinâmica entre trilhos e fundação 45
Figura 4.11 – Perfil de trilhos tipo UIC 60 46
Figura 5.1 – Impedância vertical – a) parte real da equação 3.4 e b) parte imaginária da equação 3.4 50
Figura 5.2 - Resposta das múltiplas fundações variando a massa da mesma de 500 kg à 5000 Kg e mantendo os valores padrões dos outros parâmetros: kf = 50000kN/m; df = 1000kNs/m; kc= 200000kN/m; dc= -200kNs/m. 54
Figura 5.3- Resposta das múltiplas fundações variando a massa da fundação de 500 à 5000 Kg 54
Figura 5.4 - Resposta das múltiplas fundações variando a constante elástica da fundação de: (a) 10000 kN/m, (b) 50000 kN/m, (c)100000 kN/m e (d) 150000 kN/m e mantendo os valores padrões dos outros parâmetros: mf = 1000kg; df = 1000kNs/m; kc= 200000kN/m; dc= -200kNs/m. 55
Figura 5.5 - Resposta das múltiplas fundações variando a constante elástica da fundação de 10000 kN/m à 150000 kN/m 55

Figura 5.6 - Respostadas múltiplas fundações variando a constante de amortecimento da fundação de: (a) 800 kNs/m, (b) 1000 kNs/m, (c) 2000 kNs/m e (d) 4000 kNs/m e mantendo os valores padrões dos outros parâmetros: mf = 1000kg; kf = 50000kN/m; kc= 200000kN/m; dc= -200kNs/m. 56
Figura 5.7- Resposta das múltiplas fundações variando a constante de amortecimento da fundação de 800 kNs/m à 4000 kNs/m 57
Figura 5.8 - Resposta das múltiplas fundações variando a constante de elástica de acoplamento de: (a) 100000 kN/m, (b) 200000 kN/m, (c) 400000 kN/m e (d) 1000000 kN/m e mantendo os valores padrões dos outros parâmetros: mf = 1000kg; kf = 50000kN/m; df = 1000kNs/m; dc= -200kNs/m. 57
Figura 5.9- Resposta das múltiplas fundações variando a constante de elástica de acoplamento de 1 x10^5 kN/m à 1 x10^6 kN/m 58
Figura 5.10- Resposta das múltiplas fundações variando a constante de amortecimento de acoplamento de: (a) -250 kNs/m, (b) -200 kNs/m, (c) -100 kNs/m e (d) 0 kNs/m e mantendo os valores padrões dos outros parâmetros: mf = 1000kg; kf = 50000kN/m; df = 1000kNs/m; kc= 200000kN/m. 59
Figura 5.11 - Respostadas múltiplas fundações variando a constante de amortecimento de acoplamento (d_c) 59
Figura 5.12- Deslocamentos no domínio do tempo em todos os elementos do sistema de fundações acopladas. 60
Figura 5.13 - Resposta no domínio do tempo variando a massa da fundação de: (a) 500 kg, (b) 100 kg, (c) 2000 kg e (d) 5000 Kg 61
Figura 5.14 - Resposta no domínio do tempo variando a constante elástica da fundação de: (a) 10000 kN/m, (b) 50000 kN/m, (c)100000 kN/m e (d) 150000 kN/m. 62
Figura 5.15 - Resposta no domínio do tempo variando a constante de amortecimento da fundação de: (a) 800 kNs/m, (b)1000 kNs/m, (c) 2000 kNs/m e (d) 4000 kNs/m 63
Figura 5.16 - Resposta no domínio do tempo variando a constante de elástica de acoplamento de: (a) 100000 kN/m, (b) 200000 kN/m, (c) 400000 kN/m e (d) 1000000 kN/m 63
Figura 5.17 - Resposta no domínio do tempo variando a constante de amortecimento de acoplamento de: (a) -250 kNs/m, (b) -200 kNs/m, (c) -100 kNs/m e (d) 0 kNs/m 64
Figura 5.18 - deslocamentos no tempo em todos os elementos do sistema de fundações acopladas. 65
Figura 5.19 - Resposta no domínio do tempo variando a massa de (a) 500 kg, (b) 100 kg, (c) 2000 kg e (d) 5000 Kg 66
Figura 5.20 - Resposta no domínio do tempo variando a constante elástica da fundação de (a) 10000 kN/m, (b) 50000 kN/m, (c)100000 kN/m e (d) 150000 kN/m 66
Figura 5.21 - Resposta no domínio do tempo variando a constante de amortecimento da fundação de (a) 800 kNs/m, (b)1000 kNs/m, (c) 2000 kNs/m e (d) 4000 kNs/m 67
Figura 5.22 - Resposta no domínio do tempo variando a constante de elástica de acoplamento de a) 100000 kN/m, b) 200000 kN/m, c) 400000 kN/m e d) 1000000 kN/m 68
Figura 5.23 - Resposta no domínio do tempo para: (a) -250 kNs/m,(b) -200 kNs/m, (c) -100 kNs/m e (d) 0 kNs/m 68
Figura 5.24 - Deslocamentos no domínio do tempo para todos os nós do modelo de múltiplas fundações considerando não linearidade associada a rigidez da fundação. 69
Figura 5.25 –Função resposta em frequência (FRF) para as múltiplas fundações. 71
Figura 5.26 –Deslocamentos para todos os nós da viga considerando uma força de impulso aplicada no nó 5. 72

Figura 5.27 – Deslocamentos no domínio do tempo com força de impulso aplicada no nó central da viga (nó 5). 73
Figura 5.28 – Resultado da amplitude do deslocamento (dB) no domínio da frequência (0 – 100 Hz) 75
Figura 5.29 - Comparação entre a análise modal e harmônica 75
Figura 5.30 - Modelo simplificado do sistema acoplado entre trilhos, dormentes e fundação 76
Figura 5.31- Deslocamentos no domínio do tempo para a fundação: Inicial e Ótimo 78
Figura 5.32 - Comparativo entre as FRFs inicial e ótima considerando 20% de variação das variáveis de projeto 79
Figura 5.33 - Comparativo entre as FRFs inicial e ótima considerando 27% de variação das variáveis de projeto 80
Figura 5.34 - Comparativo entre as FRFs inicial e ótima considerando 30% de variação das variáveis de projeto 81

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Histórico de inauguração de ferrovias nacionais. 7
Tabela 2.2 – Órgãos e departamentos ligados à infraestrutura de transportes nacionais 9
Tabela 2.3 - Principais Produtos Transportados 11
Tabela 2.4 - Valor total dos Investimentos (em milhões de R$ - preço corrente). 12
Tabela 2.5 – Principais tipos de Investimentos (em milhões de R$ - preço corrente). 13
Tabela 3.1 - Distribuição das ferrovias por bitola (Albuquerque) 23
Tabela 4.1 - Valores de impedância vertical em KN/m3. 41
Tabela 4.2 - Valores de impedância vertical em KN/m3. 42
Tabela 4.3 - Parâmetros utilizados para o cálculo de deslocamento 48
Tabela 5.1 - Parâmetros utilizados para o cálculo da impedância do solo 49
Tabela 5.2 - Impedância vertical do solo x frequência harmônica de excitação 50
Tabela 5.3 - Modelos simulados com base na consideração ou não de linearidade nas constantes de rigidez da fundação e do acoplamento entre fundações 51
Tabela 5.4 - Valores padrões para os parâmetros utilizados 52
Tabela 5.5 - Frequências naturais para o modelo de fundação 70
Tabela 5.6 - Frequência natural para o modelo acoplado entre trilhos, dormentes e fundação 74
Tabela 5.7 - Soluções das variáveis de projeto otimizadas para o modelo de via férrea 77
Tabela 5.8 - Soluções das variáveis de projeto otimizadas variando 20% para o modelo de via férrea 80
Tabela 5.9 - Soluções das variáveis de projeto otimizadas variando 27% para o modelo de via férrea 81
Tabela 5.10 - Soluções das variáveis de projeto otimizadas variando 30% para o modelo de via férrea 82

LISTA DE SIGLAS

ALLMN – América Latina Logística Malha Norte S.A.;

ALLMO – América Latina Logística Malha Oeste S.A.;

ALLMP – América Latina Logística Malha Paulista S.A.;

ALLMS – América Latina Logística Malha Sul S.A.;

ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres;

CVRD – Companhia Vale do Rio Doce;

DNEF - Departamento Nacional de Estradas de Ferro;

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem;

DNIT – Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes;

EFC – Estrada de Ferro Carajás - VALE S.A.;

EFVM – Estrada de Ferro Vitória a Minas - VALE S.A.;

FCA – Ferrovia Centro Atlântica S.A.;

FEPASA – Ferrovia Paulista S.A.;

FERROESTE – Estrada de Ferro Paraná Oeste S.A.;

FNS – Ferrovia Norte Sul - VALEC S.A.;

FTC – Ferrovia Tereza Cristina S.A.;

FTL S/A – Ferrovia Transnordestina Logística S.A.;

IFE – Inspetoria Federal de Estradas;

IPEA – Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada;

MODELO CLM – *Coupled Lumped Mass Model*;

NSGA – *Non Dominated Sorting Genetic Algoritm;*

PBLOG – Plano Brasil de Infraestrutura Logística;

PIB – Produto Interno Bruto;

PIM – Procedimento para Inspeção de Material;

PNLT – Plano Nacional de Logística e Transportes;

RFFSA – Rede Ferroviária Federal S.A.;

SPT – *Standart Penetration Test*;

TEPs – Toneladas Equivalentes de Petróleo;

Tku – Toneladas Quilômetro Útil.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO 1

2. SISTEMA FERROVIÁRIO 4

2.1 Logística do Transporte Ferroviário 4

2.2 Perspectiva Histórica do Desenvolvimento do Transporte Ferroviário 6

2.3 Características do Modal Ferroviário no Brasil 8

3. CONCEITOS BÁSICOS ENVOLVENDO O SISTEMA FERROVIÁRIO E INTRODUÇÃO A OTIMIZAÇÃO BIO-INSPIRADA 15

3.1 Caracterização das Principais Forças Atuantes em um Sistema Ferroviário para Análise de Vibrações 15

3.2 Elementos de uma Via Férrea 16

3.2.1. Sub lastro 17

3.2.2. Lastro 17

3.2.3. Dormentes 18

3.2.4. Trilhos 20

3.2.5. Bitolas 22

3.2.6. Elementos complementares 23

3.3 Medidas de Atenuação de Vibrações Induzidas por um Sistema Ferroviário 24

3.3.1 Medidas de atenuação na fonte 24

3.3.2 Medidas de atenuação no trajeto de propagação 26

3.4 Introdução à Otimização Bio-Inspirada 28

3.4.1 Introdução ao Algoritmo Colônia de Abelhas (ACA) 28

3.4.2 Non Dominated Sorting Genetic Algoritm (NSGA) 30

4. MODELAGEM DO SISTEMA MECÂNICO 32

4.1 Modelagem do Sistema Dinâmico: Trem em Linha Férrea 32

4.1.1 Modelos de interação solo-fundação 34

4.1.2 Modelo de fundação de Winkler 35

4.1.3 Obtenção da resposta dinâmica da fundação - impedância do solo 38

4.1.4 Acoplamento entre fundações – modelo de Kouroussis 42

4.1.5 Modelo dinâmico da fundação 43

4.1.6 Modelagem de um sistema acoplado para uma via férrea 45

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES 49

5.1 Impedância Vertical do Solo 49

5.2 Resposta Dinâmica do Modelo de Múltiplas Fundações 51

5.2.1 Modelo 1 – Sistema linear 53

5.2.2 Modelo 2 – Resposta para o sistema considerando a rigidez da fundação como linear e a rigidez do elemento de acoplamento como sendo não linear 60

5.2.3 Modelo 3 –Resposta para o sistema considerando a rigidez da fundação como não linear e a rigidez do elemento de acoplamento como sendo linear 65

5.3 Resposta no Domínio da Frequência para o Modelo de Múltiplas Fundações 70

5.4 Resposta para o Sistema no Domínio da Tempo para o Modelo Completo 71

5.5 Resposta para o Sistema no Domínio da Frequência 73

5.6 Projeto Ótimo para Atenuação de Vibrações na Fundação da Via Férrea 76

5.6.1 Resposta otimizada dos deslocamentos no domínio do tempo 76

5.6.2 Resposta otimizada dos deslocamentos no domínio da Frequência 78

6. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS 83

7. REFERÊNCIAS 85

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

Segundo Grando (2012), o transporte ferroviário tem papel fundamental na cadeia de logística de um país, pois, além de possuir elevada capacidade de carga, é um sistema energeticamente eficiente e seguro, possibilitando a ampliação de mercados e facilitando as trocas comerciais em grande escala, principalmente em países que possuem grande extensão territorial.

Apesar das inúmeras vantagens apresentadas pelo modal ferroviário, o mesmo pode causar impactos nas áreas lindeiras, devido principalmente às vibrações na via e no solo oriundas da passagem dos trens. Estes problemas são: danos na própria estrutura férrea, danos em estruturas próximas (edifícios, casas, equipamentos, dentre outros), desconforto nos passageiros no caso de metrôs ou trens de transporte, ruídos, entre outros, logo um modelo representativo deste sistema pode ser bastante útil quando se busca reduzir as vibrações.

No contexto atual, a busca pelo entendimento acerca de vibrações mecânicas em vias férreas já vem sendo continuamente investigada por diversos pesquisadores, como Knothe (1993), Bahrekazemi (2004), Iwnicki (2006), Lakusic (2010), Quesado (2010), Kouroussis (2011), Oliveira (2012), Santos (2013), Kouroussis (2014), Lopes (2015), porém estes estudos ainda carecem de mais aprofundamento, principalmente no que diz respeito a formulação de um modelo complexo mais representativo.

De acordo com Inman (2001), vibrações em componentes estruturais muitas vezes são fatores limitantes para o seu desempenho, desse modo, as vibrações podem estar inseridas em um contexto que as tornam prejudiciais, devendo ser evitadas, fato tal que justifica a imensa importância de pesquisas sobre o modal ferroviário.

Segundo Rao (2011) e Rade (2011), a análise de um sistema vibratório geralmente envolve a modelagem física, matemática, solução do modelo matemático e interpretação dos resultados. A modelagem física tem por objetivo detalhar e representar de maneira esquemática todas as características importantes do sistema, enquanto que na modelagem matemática define-se o conjunto de equações diferenciais que constituem o modelo do sistema mecânico definido na modelagem física. Estas modelagens podem ser lineares ou não lineares, dependendo do comportamento dos componentes do sistema.

A maioria dos sistemas estruturais, na prática, tende a ser bastante complexo, sendo que nem sempre considera todos os detalhes para uma análise matemática, mas apenas as características mais importantes, ou seja, o modelo é simplificado de modo que o comportamento global do sistema físico complexo possa ser determinado de uma maneira mais rápida e prática (RAO, 2011; INMAN, 1989).

Neste sentido, um modelo matemático representativo torna-se uma ferramenta importante para simular qualquer sistema, porém necessita de uma análise cuidadosa e representativa do sistema real.

Estudos voltados para a busca de modelos que representem o sistema de interação entre trens, trilhos, dormentes e fundação, são fundamentais para a previsão dos deslocamentos ocasionados pela passagem dos trens sobre as linhas férreas pois, através destes modelos é possível definir as medidas mais adequadas com vista à redução ou eliminação dos efeitos das vibrações. Para modelagens em ferrovias, o fenômeno torna-se bastante complexo, pois envolve diversos mecanismos interdependentes (OLIVEIRA, 2012).

De acordo com Kouroussis (2014), o grau de complexidade dos modelos dinâmicos de linhas férreas, dependendo da aplicação, é dado de acordo com a consideração dos elementos neles presentes, como: a suposição de solos homogêneos ou acamadados logo abaixo da fundação; a consideração de subleitos uniformes ou não, ou seja, considerando o comportamento do modelo como contínuo ao longo da via ou considerando apoios discretos; adotar um modelo de Euler-Bernoulli ou de Timoshenko para representação dos trilhos, ou ainda, adotar uma representação 3D do modelo acoplado, o que poderia influenciar em uma complexidade bem elevada.

Kouroussis (2011), propôs um modelo de múltiplas fundações, o qual pode ser bastante útil para representar de maneira adequada a transmissão das vibrações no solo, porém este também é um modelo complexo, onde é fundamental que se tenha uma boa relação entre o modelo numérico e o sistema real. Neste modelo, tem-se o acoplamento entre os elementos de massa que representam a fundação, de modo a garantir a sua interação dinâmica.

Na representação do modelo geral para um sistema férreo outro aspecto fundamental é o reconhecimento de um acoplamento entre a fundação, os dormentes e os trilhos (analisando ambos como um único sistema), além da modelagem correta de cada um dos elementos presentes no sistema. Existem várias abordagens que buscam resolver o problema de interação, sendo que, na maioria deles, a utilização do método dos elementos finitos é empregado para obtenção dos deslocamentos no domínio do tempo.

Assim, este trabalho tem por objetivo utilizar um modelo acoplado entre trilhos, dormentes e o modelo de múltiplas fundações apresentado por Kouroussis (2011) para um sistema férreo, buscando obter os deslocamentos na fundação, oriundos da passagem de um trem sobre os trilhos.

Ainda, visando a atenuação da amplitude de vibração na fundação, utilizou-se de duas técnicas bio-inspiradas de otimização, quais sejam: colônia de abelhas e *Non Dominated Sorting Genetic Algoritm* (NSGA).

Além deste capítulo introdutório o trabalho é dividido em 7 capítulos, organizados da seguinte forma:

No capítulo 2 têm-se uma apresentação breve sobre uma perspectiva histórica do modal ferroviário no ambiente nacional, além de como foi seu desenvolvimento e características principais no Brasil.

O capítulo 3 foi dedicado a apresentar de maneira resumida os principais elementos constituintes de um sistema ferroviário, além de conceitos fundamentais para o entendimento da modelagem matemática do sistema.

No capítulo 4 foi realizada a modelagem do sistema acoplado. Inicialmente tem-se a reprodução do modelo de múltiplas fundações de Kouroussis (2011), buscando simular o comportamento da fundação sob ação dinâmica.

O capítulo 5 foi dedicado à apresentação dos resultados obtidos nas simulações numéricas, assim como na apresentação dos resultados encontrados através da otimização do modelo.

No capítulo 6 foram apresentadas conclusões do estudo e propostas futuras para a continuidade do trabalho.

Por fim, no capítulo 7 foram apresentadas as referências bibliográficas.

.

Capítulo 2

SISTEMA FERROVIÁRIO

Este Capítulo visa apresentar resumidamente uma perspectiva histórica do desenvolvimento do sistema ferroviário e também as principais características e especificidades do modal ferroviário nacional.

2.1 Logística do Transporte Ferroviário

De acordo com o Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada (IPEA, 2010), é reconhecida a importância da infraestrutura de transportes para o desenvolvimento econômico e social de um país, bem como na promoção da integração regional.

A partir dos meios de transporte, faz-se a movimentação de um fluxo material, devendo ser de forma eficiente, desde um ponto fornecedor até um ponto consumidor, promovendo a troca de produtos, bens, técnicas e informações com outras regiões e/ou países. Por isso, é o responsável pela grande parcela dos custos logísticos na maioria das empresas e possui participação significativa no Produto Interno Bruto (PIB) em nações com relativo grau de desenvolvimento. Consequentemente, obras de infraestrutura não somente encurtam as distâncias, mas também, melhoram e agilizam a mobilidade e contribuem para geração de novas tecnologias (PEREIRA, 2013).

No cenário atual, tem-se cinco modos de transporte de cargas: rodoviário, ferroviário, aquaviário, dutoviário e aéreo. Cada um possui estrutura de custos e características operacionais específicas que os tornam mais adequados para determinados tipos de produtos e de operações (IPEA, 2006).

Segundo Coimbra (2008), o transporte ferroviário apresenta algumas vantagens importantes quando comparado aos demais modos de transporte, principalmente no que tange a sustentabilidade ambiental. Entre essas, destacam-se:

- Alta capacidade para o transporte de cargas e de passageiros. Em média, são necessários 60 caminhões de 25 toneladas (60 x 25 = 1.500 ton) para transportar a carga de uma composição de 15 vagões do tipo *Jumbo Hoppers* de 100 toneladas cada (COIMBRA, 2008; CNI, 2007). Além disso, o metrô faz melhor uso do espaço urbano do que os

ônibus e automóveis, por ter maior capacidade, visto que uma via de metrô pode transportar 60.000 passageiros por hora, enquanto uma faixa de ônibus urbano pode chegar a 6.700 passageiros por hora e três faixas para automóveis não ultrapassam a 5.450 passageiros por hora (COIMBRA, 2008; CURY, 2007).

- Baixo custo operacional para longas distâncias. No Brasil, o custo do transporte ferroviário chega a ser, em média, 31% mais barato que o transporte rodoviário (COIMBRA, 2008; MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 2007).
- Diversidade energética como a utilização do diesel e da eletricidade. O combustível utilizado pelos sistemas ferroviários modernos, a energia elétrica, configura-se numa fonte de energia renovável e limpa se comparada aos combustíveis derivados do petróleo. A utilização desta energia contribui para redução do consumo de milhões de toneladas equivalentes de petróleo (TEPs), além de evitar que toneladas de CO_2 sejam lançadas na atmosfera (COIMBRA, 2008).

De acordo com a Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT, 2016), além dessas vantagens, o modal ferroviário apresenta, ainda, maior segurança em relação ao modal rodoviário, com menor índice de acidentes, menor incidência de furtos e roubos.

Em contrapartida, algumas características que podem inviabilizar o modal ferroviário são: o alto custo de implementação, pois envolve bastante capital no desenvolvimento da infraestrutura do mesmo; deve apresentar curvas de pequena inclinação e pequenos raios, fazendo com que seja necessário a construção de pontes, realização de cortes e aterros em áreas irregulares; o transporte ferroviário é inviável para transporte de produtos perecíveis, entre outras.

Segundo Soares (2016), o Plano Nacional de Logística e Transportes (PNLT), desenvolvido pelo Ministério dos Transportes, mostra claramente a priorização que vem sendo dada aos modais ferroviário e hidroviário, principalmente para o transporte de cargas de baixo valor agregado e a grandes distâncias, visando reequilibrar a nossa matriz de transportes, trazendo menores custos e maior competitividade às exportações.

Desse modo, percebe-se a importância de estudos voltados para o modal ferroviário, na tentativa de buscar melhores alternativas de desenvolvimento da infraestrutura do sistema, reduzindo custos e minimizando quaisquer efeitos negativos oriundos do sistema ferroviário.

2.2 Perspectiva Histórica do Desenvolvimento do Transporte Ferroviário

De acordo com Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes (DNIT, 2016a) o sistema ferroviário surgiu a partir da Revolução Industrial, que se processou na Europa, principalmente na Inglaterra, a partir do século XIX. Devido a revolução industrial, os meios de produção, até então dispersos em pequenas manufaturas, foram concentrados em grandes fábricas como decorrência do emprego de máquinas na produção de mercadorias, permitindo assim o surgimento de numerosos inventos, como o tear mecânico por Edmund Cartwright, em 1785, que revolucionou a fabricação de tecidos, e a máquina a vapor por James Watt, que por fim permitiu um progresso na produção e a necessidade de transportes mais adequados.

Segundo o Plano Brasil de Infraestrutura Logística (PBLog, 2013), devido ao aumento substancial do volume de produção de mercadorias e da necessidade urgente de transportes de maneira rápida e eficaz para os mercados consumidores, surge, pela mão do engenheiro inglês George Stephenson, em 1814, a invenção da primeira locomotiva, dando início assim a era das ferrovias.

Stephenson construiu a "*Locomotion*" que, em 1825, tracionou uma composição ferroviária trafegando entre Stockton e Darlington, num percurso de 15 km a uma velocidade próxima dos 20 km/h. Em associação com seu filho, Robert Stephenson, fundou a primeira fábrica de locomotivas do mundo. Foi ele considerado, então, além do inventor da locomotiva a vapor o construtor da primeira estrada de ferro (DNIT, 2016a).

No início da segunda metade do século XIX, a invenção de Stephenson já se desenvolvia na Europa e na América do Norte. Pelo menos 3.000 km de via férrea estendiam-se no Velho Continente e 5.000 nos Estados Unidos (DNIT, 2016a).

No âmbito nacional, o Governo Imperial consubstanciou por meio da Lei nº 101, de 31/10/1835, uma concessão com privilégio pelo prazo de 40 anos às empresas nacionais que se propusessem a construir estradas de ferro. Mas apenas em 30 de abril de 1854 que foi inaugurada por D. Pedro II a primeira ferrovia brasileira – Estrada de Ferro Mauá, com 14,5 km e bitola[1] de 1,68 m – construída por Irineu Evangelista de Souza (Barão de Mauá). Esta ferrovia permitiu a integração das modalidades de transporte aquaviário e ferroviário, dando origem à primeira operação intermodal do país, (PBLog, 2013).

[1] Bitola é a distância entre as faces internas dos boletos dos trilhos, medidos perpendicularmente ao eixo longitudinal da via (vide capítulo 3).

Após a inauguração da Estrada de Ferro Mauá, sucederam-se as seguintes ferrovias, conforme a Tabela 2.1, todas em bitola de 1,60 m (DNIT, 2016a):

Tabela 2.1 – Histórico de inauguração de ferrovias nacionais.

Ferrovia	**Data de Inauguração**
Recife ao São Francisco	08/02/1858
Estrada de Mauá	29/03/1858
Bahia ao São Francisco	28/06/1860
Santos a Jundiaí	16/02/1867
Companhia Paulista	11/08/1872

Fonte: adaptado de DNIT (2016a)

A política de incentivos à construção de ferrovias, adotada pelo Governo Imperial, trouxe algumas consequências ao sistema ferroviário do país, que perduram até hoje (DNIT, 2016a), tais como:

- Grande diversidade de bitolas que vem dificultando a integração operacional entre as ferrovias;
- Traçados das estradas de ferro excessivamente sinuosos e extensos;
- Estradas de ferro localizadas no país de forma dispersa e isolada.

No primeiro centenário da Independência do Brasil (1922), o sistema ferroviário era aproximadamente de 29000 km de extensão com cerca de 2000 locomotivas a vapor e 30.000 vagões em tráfego, (PBLog, 2013).

Desde 1922 as mudanças foram incipientes no modal ferroviário brasileiro, que continua com os mesmos inacreditáveis 29000 km de vias férreas. Ou seja, a construção de ferrovias no Brasil continua muito incipiente comparada à de outros países com proporções territoriais similares, como os Estados Unidos, detentores da maior malha ferroviária do mundo, 225000 km, de acordo com dados *The Central Intelligence Agency* (CIA) citados por PBLog (PBLog, 2013). A Rússia registra 87000 km, seguida pela China (86000 km), Índia (64000 km) e Canadá (46000 km). Neste ranking, o Brasil ocupa o 122º lugar, atrás de Cuba e Ucrânia, (PBLog, 2013).

Alguns fatos relevantes, ocorridos no período de 1922 a 1974, destacam-se para o sistema ferroviário do país, tais como (ANTT, 2016):

- Introdução da tração elétrica, em 1930, para substituir em determinados trechos à tração a vapor;

- Substituição da tração a vapor pela diesel-elétrica, em 1939; Criação da Companhia Vale do Rio Doce, CVRD, em 1942, que absorveu a Estrada de Ferro Vitória a Minas (construída a partir de 1903);
- Reorganização e saneamento, no final da década de 30, das estradas de ferro existentes, com a criação da Inspetoria Federal de Estradas (IFE) pelas empresas estrangeiras e nacionais, inclusive estaduais, tal órgão pertencia ao Ministério de Viação e Obras Públicas, encarregado de gerir as ferrovias e rodovias federais;
- Instituição do Departamento Nacional de Estradas de Ferro - DNEF e do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), pelo Decreto Lei n.º 3.155, de 28/03/1941;
- Criação da Rede Ferroviária Federal S.A. (RFFSA) pela Lei n.º 3.115, de 16/03/1957, unificando administrativamente as 18 estradas de ferro pertencentes à União;
- Unificação das estradas de ferro do Estado de São Paulo, com a criação da Ferrovia Paulista S.A. (FEPASA), em 1971, pela Lei n.º 10.410/SP;
- Extinção, em dezembro de 1974, do DNEF e transferência de suas funções para a Secretaria Geral do Ministério dos Transportes, bem como para a RFFSA;
- Início do processo de desestatização do setor ferroviário, pelo Decreto n. º 473/92, a partir da inclusão da Rede Ferroviária Federal S.A. - RFFSA no Programa Nacional de Desestatização

2.3 Características do Modal Ferroviário no Brasil

Pereira (2013) apresentou os principais órgãos e departamentos ligados à infraestrutura de transportes nacionais. Os mesmos podem ser observados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Órgãos e departamentos ligados à infraestrutura de transportes nacionais

Órgão/Departamento	**Site**
Ministério dos Transportes	http://www.transportes.gov.br/
Confederação Nacional de Transportes	http://www.cnt.org.br/Paginas/index.aspx
Associação Nacional do Transporte de Cargas e Logística	http://www.portalntc.org.br/
Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre	http://www.dnit.gov.br/
Agência Nacional de Transportes Terrestres	http://www.antt.gov.br/
Agência Nacional de Transportes Aquaviários	http://www.antaq.gov.br/Portal/default.asp
Associação Brasileira de Movimentação Logística	http://www.abml.org.br/website/
Associação Brasileira dos Terminais Portuários	http://www.abtp.com.br/
Infraestrutura de Aeroportos	http://www.infraero.gov.br/

Fonte: adaptado de Pereira (2013).

A Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), criada por força da Lei n° 10.233, de 5 de junho de 2001, e implantada mediante a edição do Decreto n° 4.130 de 13 de junho de 2002, é um dos principais órgãos que atuam na regulação e fiscalização de transportes rodoviários, ferroviários e dutoviários no Brasil (ANTT, 2016).

No que tange ao transporte ferroviário de cargas, a ANTT fiscaliza atualmente 12 concessões ferroviárias, quais sejam:

- ALLMN - América Latina Logística Malha Norte S.A.;
- ALLMO - América Latina Logística Malha Oeste S.A.;
- ALLMP - América Latina Logística Malha Paulista S.A.;
- ALLMS - América Latina Logística Malha Sul S.A.;
- EFC - Estrada de Ferro Carajás - VALE S.A.;
- EFVM - Estrada de Ferro Vitória a Minas - VALE S.A.;
- FCA - Ferrovia Centro Atlântica S.A.;
- FNS - Ferrovia Norte Sul - VALEC S.A.;
- FERROESTE - Estrada de Ferro Paraná Oeste S.A.;
- FTC - Ferrovia Tereza Cristina S.A.;
- FTL S/A – Ferrovia Transnordestina Logística S.A.;
- MRS Logística S.A.

A malha do sistema ferroviário nacional é composta por 12 concessões ferroviárias, que podem ser observadas na Figura 2.1 (ANTT, 2016).

Figura 2.1 – Malha do sistema ferroviário nacional

Fonte: adaptado de ANTT (2016).

O sistema ferroviário nacional é o maior da América Latina em termos de carga transportada, atingindo 162,2 bilhões de toneladas quilômetro útil (tku), em 2001. Na Tabela 2.3 são apresentados os principais produtos transportados com relação as concessionárias brasileiras (ANTT, 2016).

Tabela 2.3 - Principais Produtos Transportados

Concessionárias	**Produtos**				
ALLMN	Grãos - Milho	Soja	Farelo de Soja	Celulose	
ALLMO	Celulose	Minério de Ferro	Produtos Siderúrgicos	Ferro Gusa	
ALLMP	Açúcar	Óleo Diesel	Gasolina	Contêiner Vazio de 40 Pés	
ALLMS	Soja	Açúcar	Grãos - Milho	Óleo Diesel	
EFC	Minério de Ferro	Manganês	Ferro Gusa	Outros - Comb e derivado - Perigoso	
EFPO	Contêiner Cheio de 40 Pés	Soja	Grãos - Milho	Óleo Vegetal	
EFVM	Minério de Ferro	Carvão Mineral	Produtos Siderúrgicos	Coque	
FCA	Soja	Grãos - Milho	Açúcar	Farelo de Soja	Minério de Ferro
FNS	Soja	Grãos - Milho	Celulose	Óleo Diesel	Minério de Ferro
FTC	Carvão Mineral	Contêiner Cheio de 20 Pés	Contêiner Cheio de 40 Pés	Contêiner Vazio de 20 Pés	Contêiner Vazio de 40 Pés
MRS	Minério de Ferro	Açúcar	Cimento a Granel	Produtos Siderúrgicos	Outras
FTL SA	Óleo Diesel	Cimento acondicionado	Gasolina	Produtos Siderúrgicos	Minério de Ferro

Fonte: adaptado da ANTT (2016).

De acordo com Soares (2016), o Brasil apresenta, hoje, custos de logística que correspondem a 20% do PIB, bastante elevados quando comparados, por exemplo, aos Estados Unidos, com 10,5% do PIB. A malha ferroviária brasileira apresenta uma densidade de 3,35

km/km² de território, enquanto que os Estados Unidos possuem 22,87 km/km² e a Alemanha chega a impressionantes 117,59 km/km². Todos estes dados demonstram a necessidade que o Brasil tem em desenvolver o seu sistema ferroviário, sendo imprescindível para isto a criação de um Instituto de Pesquisas dedicado ao setor.

Na Tabela 2.4 tem-se os dados relativos a evolução dos investimentos em cada uma das concessões ferroviárias no Brasil desde 2010 até agosto de 2016.

Tabela 2.4 - Valor total dos Investimentos (em milhões de R$ - preço corrente).

Concessionárias	**Ano**						
	2010	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**	**2015**	**2016**
ALLMN	308	368,4	274,3	266,8	210,8	308,5	186,3
ALLMO	24,6	28,4	17	17,5	17	2,1	7,8
ALLMP	73,4	91,2	90,5	86,9	178,1	23,4	190,7
ALLMS	235,7	266,8	224,1	210,5	270,2	42,4	373,8
EFC	457,5	1.069,40	1.452,60	1.940,20	2.763,00	4.408,60	2.152,30
FERROESTE	0,1	0	1,4	4	0,1	2,8	0,6
EFVM	185,4	458	327,6	705,6	319,6	70,7	64,6
FCA	101	187,5	700,9	501,7	427,2	347,8	313,4
FNS	35,5	32,6	60,7	104,2	125,2	121,5	55,8
FTC	1,8	1,5	0,9	1,3	3,1	1	0,6
FTL	1.323,60	1.369,20	919,1	875,8	556,7	1,7	24,8
MRS	488,4	1.053,80	808,4	599,1	1.211,80	330,8	267,6
Total	3.234,90	4.926,70	4.877,40	5.313,60	6.082,70	6.503,00	3.638,20

Fonte: adaptado da ANTT (2016).

Analisando os investimentos em todo o modal ferroviário tem-se que a maior parte destes está centrada em infraestrutura e via permanente (ANTT, 2016). Coimbra (2008), cita o

anuário estatístico de 2004 da *Surface Transportation Board*, que apresenta os custos operacionais típicos nas ferrovias americanas, no que se refere à manutenção de ativos, o item via permanente apresentou 18,2 % dos custos totais, contra 10,8 % para vagões, 9,7 % para locomotivas e 2,3 % para manutenção de outros equipamentos. Os demais percentuais referem-se à operação dos trens e despesas administrativas.

Desse modo vê-se a importância da manutenção da qualidade da estrutura da via, haja visto o impacto que a manutenção desta exerce na produtividade do sistema e nos custos operacionais, além da influência direta na segurança e no meio ambiente.

Na Tabela 2.5 tem-se os principais tipos de investimentos operacionais no modal ferroviário no Brasil desde 2010 até agosto de 2016.

Tabela 2.5 – Principais tipos de Investimentos (em milhões de R$ - preço corrente).

Discriminação	**Ano**						
	2010	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**	**2015**	**2016**
Material Rodante *	765,7	1.534,10	929,1	873,3	1.170,10	556	642,5
Infra-Estrutura	1.024,20	1.523,10	1.388,00	1.714,00	2.160,20	3.114,40	1.229,60
Superestrutura	730,2	715,4	1.047,80	494,7	669,2	1.191,90	574,6
Telecomunicações	11,1	33,7	54,3	42,1	70,8	29,7	9,8
Sinalização	75	167,2	193,7	160,2	315,5	271,3	254,9
Oficinas	74,1	85,7	127,5	121,7	40,2	81,3	80,6
Capacitação Pessoal	26,5	26	32,4	25,1	18,7	11,8	5,7
Veículos Rodoviários	4,4	3,5	4,8	10,6	52,4	0,1	0
Outros Investimentos **	523,7	838	1.100,00	1.871,80	1.585,50	1.246,40	840,5
Total	3.234,90	4.926,70	4.877,40	5.313,60	6.082,70	6.503,00	3.638,20

* Vagão, Locomotiva, outros veículos e equipamentos e carros de passageiro.

** Meio ambiente, edificações, informatização e outros.

Fonte: adaptado da ANTT (2016).

Segundo Coimbra (2008), devido ao crescimento da produção do transporte ferroviário, surgiu-se também um grande aumento na quantidade, na frequência e no tipo de carga transportada, o que submete a via à maiores solicitações de cargas, contribuindo para acelerar a degradação dos componentes que a constituem. Isto, por sua vez, eleva o risco de ocorrência de impactos ambientais negativos, como ruído, vibrações, contaminação do solo e do lençol freático, acidentes como descarrilamentos do material rodante e outros. Tais fatos comprovam o alto investimento em infraestrutura para um modal ferroviário e demonstram a extrema carência de pesquisas nestas áreas de conhecimento no Brasil.

Além disso, a política ambiental atual, ao tentar alcançar objetivos sociais, econômicos e ambientais, exige do setor ferroviário brasileiro a adoção de estratégias de desenvolvimento sustentável, tanto no que tange a implantação de novos projetos ferroviários quanto em sua operação.

Somado a esses fatos, nos últimos anos, a exigência de níveis de serviço cada vez mais altos leva o setor de transporte a buscar a melhoria contínua dos serviços oferecidos, de forma a apresentar atributos como disponibilidade, acessibilidade, economicidade, qualidade e confiabilidade. Estudos relativos à confiabilidade de funcionamento de sistemas operacionais vêm recebendo a atenção de especialistas em diversos ramos do conhecimento, particularmente ligados a áreas de projeto, operação, informação e manutenção (COIMBRA, 2008).

Capítulo 3

CONCEITOS BÁSICOS ENVOLVENDO O SISTEMA FERROVIÁRIO E INTRODUÇÃO A OTIMIZAÇÃO BIO-INSPIRADA

Neste capítulo os subsistemas que constituem uma ferrovia são apresentados, assim como as principais medidas de atenuação de vibrações oriundas do sistema férreo, possibilitando um entendimento prévio do processo de modelagem e representação do sistema. Ainda, apresenta-se uma abordagem acerca dos métodos de otimização bio-inspirada conhecidos como Algoritmo Colônia de Abelhas (ACA) e *Non Dominated Sorting Genetic Algoritm* (NSGA), com vistas no projeto ótimo do sistema abordado.

3.1 Caracterização das Principais Forças Atuantes em um Sistema Ferroviário para Análise de Vibrações

Fatores bastante complexos como, por exemplo, modelar com precisão as fontes de vibrações, a compreensão do comportamento do solo, fazem com que a maioria dos problemas desta área possua um comportamento não linear (KOUROUSSIS, 2014).

No caso de vias férreas, a própria via transmite forças provindas dos trens para o solo, o que dificulta uma análise precisa do problema. Para se representar mais fielmente o sistema ferroviário, é preciso entender suas características e modelá-lo de maneira correta.

Antes de se estudar os parâmetros a serem modelados, é importante compreender quais forças atuam em uma via férrea, buscando assim, uma melhor compreensão das funções que devem desempenhar os elementos que a constituem. De acordo com Oliveira (2012), em qualquer estrutura ferroviária tem-se presentes as forças de origem estática, quase-estática e dinâmica.

As forças estáticas nada mais são do que as forças resultantes dos pesos dos elementos constituintes do sistema, ou seja, do peso próprio dos veículos e dos elementos constituintes da via.

No caso das forças dinâmicas, tem-se a consideração de um parâmetro de natureza variável, resultante da interação roda-trilho, assim, serão analisadas as caraterísticas destes dois elementos e a velocidade do veículo. Outro fator que deve ser considerado é a influência de fatores externos nas forças dinâmicas, como por exemplo, as condições ambientais existentes e

fatores relacionados com a operabilidade da via. De modo geral é da parcela correspondente às forças dinâmicas que resultam as vibrações e, por este motivo, uma análise cuidadosa deste aspecto, é de suma importância.

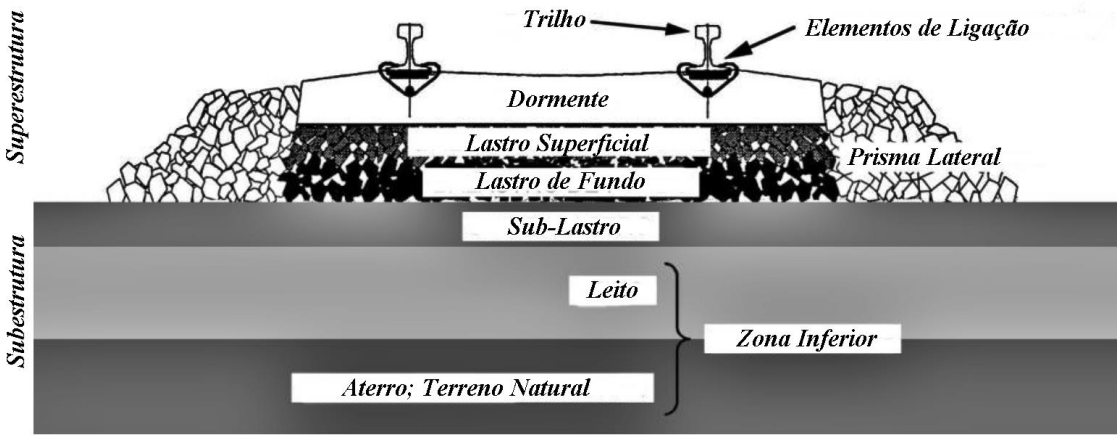
Nas forças quase-estáticas são contabilizados efeitos como os das forças centrífugas, que podem ser observados em situações de alinhamento curvo e possíveis ventos cruzados (OLIVEIRA, 2012).

É ainda importante considerar que estas forças dependem também da tipologia do veículo e da intensidade do carregamento, sendo que a combinação de todas elas, desenvolve-se em três direções, quais sejam, vertical, longitudinal e transversal.

3.2 Elementos de uma Via Férrea

Ilustra-se na Figura 3.1 uma via férrea balastrada de acordo com a divisão dos seus elementos em dois componentes principais, a superestrura e a subestrutura.

Figura 3.1 – Estrutura de uma via balastrada



Fonte: Adaptado de Oliveira (2012)

Segundo Oliveira (2012), uma via balastrada, também denominada via convencional ou tradicional, tem esta designação por apresentar em sua constituição o lastro, que lhe confere um comportamento elástico.

A subestrutura de uma via férrea tradicional consiste basicamente de um conjunto de componentes de via que lhe agrega comportamento estável, ou seja, permite que a circulação dos veículos seja feita de forma cômoda e segura. A sua principal função é suportar os elementos e cargas. Por esse mesmo motivo ela influencia fortemente no comportamento de uma via férrea, principalmente com relação as características voltadas a rigidez da via.

A superestrutura consiste de todos os elementos situados acima da camada de sub lastro, como o lastro de fundo, lastro superficial, os dormentes, os trilhos e os respectivos elementos de fixação.

3.2.1. Sub lastro

Segundo Quesado (2010), Oliveira (2012) e Esveld (2001), a camada de sub lastro está situada entre o terreno de fundação e a camada de lastro, sendo que esta deve apresentar uma espessura tal que atenue as tensões transmitidas ao sistema. Suas principais funções desempenhadas podem lhe conferir um caráter optativo, ou seja, deve-se utilizar um material adequado para cada situação prática, dependendo do local no qual a via se situa (regiões frias, quentes, variações de temperatura etc.).

De acordo com Quesado (2010), Oliveira (2012), Selig e Waters (1994), a camada de sub lastro tem por finalidade reduzir as tensões verificadas na base do lastro até um nível aceitável para a fundação. Também prevenir a penetração de material do lastro e solo de fundação nas camadas inferiores evitando a migração de finos provenientes do solo de fundação para o lastro; proporcionar atrito entre o lastro e o solo de fundação que, na presença de água pode conduzir à formação de lamas. Tal camada também é responsável por receber a água proveniente da camada de lastro e conduzi-la para os órgãos de drenagem longitudinal além de impedir que a água penetre no solo de fundação. Assim, vê-se que a ausência desta camada representaria um aumento excessivo de custos relativos à manutenção da via.

3.2.2. Lastro

O lastro é um material de granulometria granular, basicamente um agregado britado, conforme ilustrado na Figura 3.2. Sua principal função é a absorção de tensões de compressão, dadas através de seu atrito interno, ou seja, ele tende a atenuar e distribuir de maneira uniforme os esforços e vibrações provindos da ação dinâmica da interação veículos, trilhos e dormentes (QUESADO, 2010).

Analisando as principais características do lastro, percebe-se que o mesmo auxilia na drenagem da via, permite uma distribuição uniforme das cargas transmitidas aos dormentes, restringe os deslocamentos impostos à estrutura por parte dos veículos (deslocamentos laterais,

longitudinais/verticais) e auxilia na estabilidade do veículo sobre as vias, permitindo sua circulação com maior nível de conforto.

Figura 3.2 - Via balastrada

Fonte: Adaptado de Oliveira (2012).

3.2.3. Dormentes

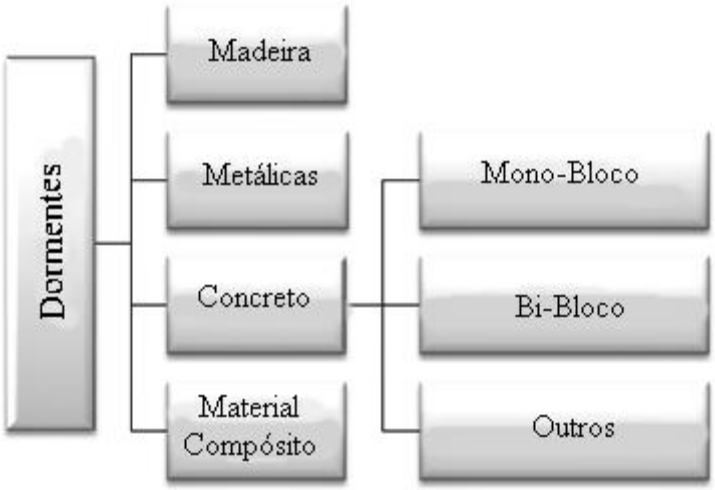
O objetivo dos dormentes é distribuir uniformemente os esforços gerados pelas cargas verticais impostas pelos trens para os lastros, além disso, ele também permite que haja uma maior estabilidade dos trilhos devido aos esforços externos sofridos (ALBUQUERQUER, 2011).

Com relação às características de constituição dos dormentes, é possível perceber que houve grande diversificação quanto ao material utilizado. Devido à escassez da madeira, elevação do preço, principalmente quando refere-se a madeiras nobres, e a recente preocupação ambiental, houve um incentivo na busca de outras matérias-primas, mais econômica e ambientalmente corretas para essa função.

Assim, os mesmos foram sendo substituídos gradualmente por dormentes feitos de materiais mais resistentes e duráveis, como materiais metálicos, de concreto armado e material compósito, ou seja, utilização de material reciclado, e mistura de materiais (polietileno de alta densidade misturado com fibra de vidro, borracha modificada, polímero se produtos minerais) (OLIVEIRA, 2012).

A Figura 3.3 apresenta as várias tipologias de dormentes:

Figura 3.2 - Tipologias de dormentes



Fonte: Adaptado de Oliveira (2012).

Além das funções já citadas, os dormentes asseguram que haja transmissão das cargas de maneira uniforme ao lastro e permitem a fixação dos trilhos, garantindo a estabilidade da via e mantendo uma distância constante entre os trilhos (bitola). São eles os principais responsáveis pela qualidade geométrica da via. Na Figura 3.4, apresenta-se um exemplo típico de dormentes de compósito.

Figura 3.4 - Dormentes de Material Compósito

Fonte: Adaptado de Oliveira (2012).

3.2.4. Trilhos

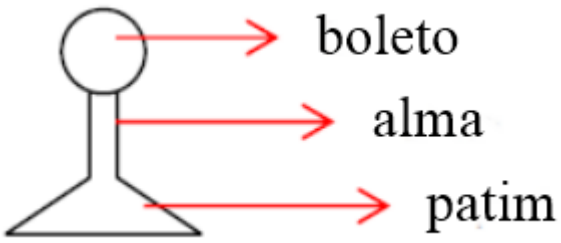
O trilho é o elemento responsável por guiar as rodas do veículo e pela transmissão das forças que lhe são impostas para os dormentes. Na Figura 3.5, ilustra-se a estrutura usual dos trilhos.

Figura 3.5 - Estrutura dos trilhos

Fonte: Adaptado de Oliveira (2012).

Segundo Albuquerque (2011), o trilho ferroviário possui um perfil basicamente composto por três partes fundamentais: boleto, alma e patim conforme pode ser observado na Figura 3.6. O boleto é a pista de rolamento da ferrovia, a alma é o elo entre o boleto e o patim, que por sua vez, é a base de apoio do trilho.

Figura 3.6 – Perfil I típico do trilho (monossimétrico)



Fonte: adaptado de Albuquerque (2011).

O trilho constitui o elemento fundamental da estrutura da via permanente e, além disso, os trilhos devem resistir diretamente às tensões que recebem do trem e transmiti-las aos outros

elementos que compõem a estrutura da via, bem como servir de condutor da corrente elétrica para a sinalização e a tração nas linhas eletrificadas (DNIT, 2016b). É fundamental que a superfície do trilho seja a mais lisa possível para que a circulação das composições se faça de forma segura e cômoda, pois possíveis irregularidades contribuem para o aumento do carregamento dinâmico na via, sendo fundamental que o trilho tenha elevada rigidez e possa converter a energia do tráfego em deformação elástica.

O trilho é um dos elementos da via que mais sofre com ações térmicas, havendo constantes variações de temperatura em sua estrutura. Nesse sentido, podem surgir fraturas de trilhos, devido à baixa temperatura e a flambagem de linha, que podem ocorrer quando se tem grandes temperaturas (HENRIQUES, 2008).

Segundo Soares (2006), a flambagem é a dilatação dos trilhos devido a variação intensa da temperatura. Neste caso, o trilho tende a dilatar-se de tal forma que a junta próxima a este não comporta o aumento do seu tamanho, tendendo a impedi-lo de dilatar-se, dessa forma, uma vez impedido de se dilatar nas extremidades, a tensão de compressão do trilho aumenta gradativamente até o ponto deste trilho curvar-se lateralmente, Figura 3.7.

Figura 3.7 – Flambagem em trilhos

Fonte: adaptado de Soares (2006).

Em baixas temperaturas, caso os trilhos sejam impedidos de se contrair devido às juntas muito espaçadas ou devido a contrações excessivas, podem surgir fraturas do trilho. Tais fraturas ocorrem devido a este sofrer uma tensão superior à suportada pelo material (SOARES, 2006).

Segundo o DNIT (DNIT, 2016b), os trilhos são classificados em tipo conforme sua massa por metro (kg/m). Para efeito de identificação é feito o arredondamento para número inteiro (ABNT - NBR 7590: 2012).

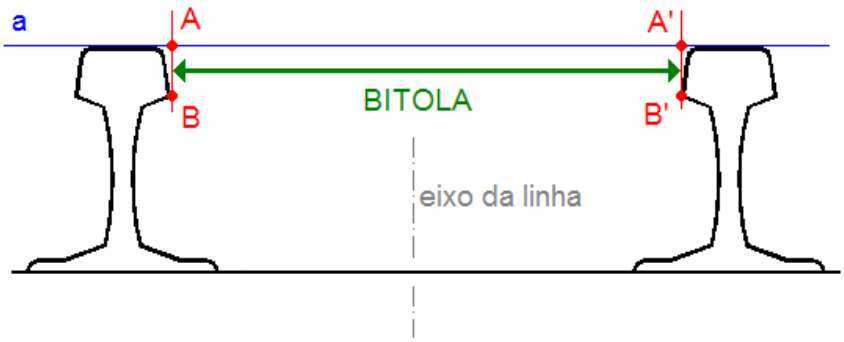
3.2.5. Bitolas

Bitola é a distância compreendida entre as faces internas dos boletos dos trilhos, medido perpendicularmente ao eixo longitudinal da via (ALBUQUERQUE, 2011).

Coimbra (2008) diz que este parâmetro define a base de uma ferrovia. É em função dele que são especificados os demais componentes da via férrea (dimensões dos dormentes e a altura de lastro), da infraestrutura (largura da plataforma e obras de artes) e do material rodante.

Coimbra (2008) e Sucena (2002) definem a bitola como a medida determinada geometricamente seguindo a sequência representada na Figura 3.8: traça-se a reta "a" perpendicular ao eixo da linha e apoiada na superfície de rolamento dos dois boletos dos trilhos; em seguida são traçados dois segmentos de reta (AB) e (A'B') perpendiculares à reta "a", medidos abaixo da superfície de rolamento dos trilhos, de forma que toquem nas faces internas dos dois boletos dos trilhos. A distância entre esses dois segmentos de reta representa a bitola.

Figura 3.8 - Desenho esquemático de bitola



Fonte: adaptado de Coimbra (2008).

Na Conferência Internacional de Berma, em 1907, adotou-se como "bitola internacional" a bitola de 1,435 metros, valor correspondente à distância entre rodas das "diligências" da época (ALBUQUERQUE, 2011; BRINA; 1979). Sendo os valores adotados nas ferrovias brasileiras de 1 metro para a bitola métrica, 1,435 metros para a bitola padrão e 1,600 metros para a bitola larga.

Em vários países, como Estados Unidos, Canadá, Alemanha, França, dentre outros, utiliza-se a bitola de 1435 mm. Em locais onde não há unificação de bitolas, existem diferentes larguras entre trilhos que variam entre 610 mm à 1955 mm, como na Rússia com bitola de 1523 mm e na Argentina com bitola de 1676 mm (COIMBRA, 2008; BRINA, 1979).

De acordo com Albuquerque (2011) a bitola métrica apresenta a vantagem de tornar a construção da ferrovia mais barata devido à existência de curvas de menor raio e menor largura da plataforma. Além disso, há economia também no lastro, dormentes e material rodante. Entretanto, as vias com bitola larga possuem maior capacidade de carga e permitem a operação com maiores velocidades.

A existência de diferentes bitolas dificulta bastante a interligação entre as ferrovias. No Brasil não há uma padronização das bitolas, o que acaba por prejudicar bastante o transporte de cargas e passageiros pelo modal ferroviário, sendo que cerca de 80% das vias possuem espaçamento métrico, enquanto que o padrão internacional praticamente não é utilizado, conforme pode ser visto na Tabela 3.1 (ALBUQUERQUE, 2011).

Tabela 3.1 - Distribuição das ferrovias por bitola (Albuquerque)

Bitolas	**Métrica (1,000 m)**	**Padrão (1,435 m)**	**Larga (1,600 m)**
Brasil	79,7%	0,7%	19,6%
Mundo	17,0%	60,0%	23,0%

Fonte: adaptado de Albuquerque (2011).

3.2.6. Elementos complementares

Segundo Oliveira (2012), o funcionamento da via férrea pode acarretar vários impactos, sendo que os principais estão relacionados a ruídos e vibrações, assim, surgiram inúmeros estudos voltados ao desenvolvimento de materiais que, quando aplicados na via, possibilitem uma redução de custos e melhoria das caraterísticas, conferindo durabilidade para o material e conforto aos passageiros e das áreas circunvizinhas. Assim, foram desenvolvidos alguns elementos complementares com aplicação direta na via, que trazem melhorias no que diz respeito às problemáticas referidas.

Estes elementos têm, como principal função, fornecer elasticidade extra à via férrea dissipando o ruído e as vibrações. Normalmente estão localizados sob o trilho (palmilhas de trilhos ou *railpads*), sob os dormentes (palmilhas de dormentes) ou ainda sob a camada de lastro (manta de lastro).

As palmilhas de trilhos (*Railpads*) são os elementos complementares mais utilizados na estrutura da via férrea, sendo aplicadas entre os trilhos e os dormentes. Seu principal objetivo é diminuir o desgaste e os impactos sofridos pelos dormentes, além de isolar eletricamente os trilhos e aumentar o módulo de resiliência da via (GUEDELHA, 2012).

As palmilhas de dormentes são dispostas entre os dormentes e o lastro, conferindo maior elasticidade à via, de modo a atuar como uma nova camada na estrutura usual da via férrea. As palmilhas têm como principais funções: minimizar as forças transmitidas ao lastro, visando sua redistribuição da maneira mais uniforme possível; aumentar a resistência lateral da travessa; aumentar a elasticidade da via; reduzir a altura da camada de lastro; reduzir a deformação ondulatória do trilho nas curvas de pequeno raio e reduzir as vibrações de frequências acima de 40 Hz na via (OLIVEIRA, 2012; LAKUSIC, 2010).

As mantas de lastro representam o último nível de proteção para melhoramento da superestrutura, são dispostas na zona inferior ao lastro, situadas entre a camada de lastro e a de sub lastro. Sua função é reduzir a degradação da camada de lastro e também as vibrações no sistema, redistribuindo as tensões das camadas de sub lastro e do terreno de fundação (GUEDELHA, 2012).

3.3 Medidas de Atenuação de Vibrações Induzidas por um Sistema Ferroviário

Segundo Santos (2013), as vibrações geradas pela interação entre trens e via férrea podem causar problemas no funcionamento do próprio sistema ou ainda serem transmitidas para o terreno adjacente, afetando estruturas próximas.

O impacto de níveis elevados de vibração nas referidas estruturas pode traduzir-se em desconforto aos ocupantes, mau funcionamento de equipamentos sensíveis ou, em casos extremos, danos nos edifícios. Desta forma, a previsão de algum destes problemas durante a fase de projeto ou a sua identificação durante a fase de operação torna necessária a definição de medidas com vistas à redução ou eliminação dos efeitos das vibrações.

De acordo com Lopes (2015), inúmeros métodos têm sido desenvolvidos com a finalidade de minimizar os efeitos causados pelas vibrações induzidas pelo tráfego ferroviário. As principais medidas de atenuação podem ser classificadas como, medidas de atenuação na fonte e medidas de atenuação no trajeto de propagação entre a fonte e o receptor.

3.3.1 Medidas de atenuação na fonte

Lopes (2015) afirma que uma minimização do campo de vibrações incidentes em qualquer estrutura situada nas proximidades de uma via férrea pode ser obtida pela implementação de medidas de atenuação na fonte. Isto se dá devido a uma redução da energia emanada para o terreno. Alguns dos vários métodos para a atenuação de vibrações na fonte são

fundamentados na introdução de elementos resilientes na via (isolamento da via), na manutenção da via e do comboio, nas alterações na altura das suspensões dos veículos e no reforço do terreno de fundação. Também há possibilidade de se recorrer à combinação de duas ou mais das diferentes medidas referidas.

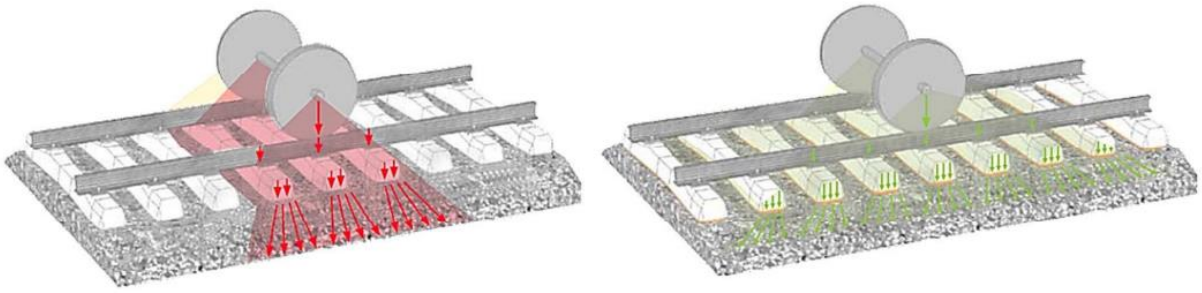
Segundo Santos (2013), um aumento dos níveis de vibrações gerados nas vias pode surgir devido a degradação das superfícies do trilho e das rodas do comboio, assim, procedimentos de manutenção da via e do comboio são fundamentais para evitar um aumento progressivo ao longo do período de funcionamento da linha. Percebe-se então a imensa vantagem na utilização de processos de esmerilagem do trilho e calibração das rodas dos trens, de forma a eliminar ou atenuar as irregularidades que vão surgindo ao longo do seu período de funcionamento e, regularizar o contorno circular para suavizar a superfície das rodas.

Em zonas da via onde se têm maciços com propriedades mecânicas de pouca resistência à compressão, baixo ângulo de atrito, baixa coesão, fraturas e descontinuidades, pode ocorrer à aproximação entre a velocidade de movimentação dos trens com a velocidade crítica do sistema via-maciço, sendo que, neste ponto o sistema férreo entra em ressonância com o maciço. Deste cenário observa-se uma significativa amplificação da resposta dinâmica da via e dos trens, o que pode causar efeitos negativos no sistema, assim como um mau funcionamento do mesmo. Normalmente este problema se associa a frequências relativamente baixas (normalmente inferiores a 20 Hz), dependendo essencialmente da relação entre a velocidade de circulação do comboio e da velocidade crítica do sistema via-maciço. Um dos modos de atenuar este efeito seria a redução da velocidade de circulação ou a limitação do peso dos trens, porém estas não são situações normalmente desejáveis. Logo, uma das soluções mais adequadas pode ser o reforço do solo de fundação da via, permitindo um controle da frequência de vibração e aumento da velocidade crítica do sistema (SANTOS, 2013).

Outro modo de reduzir os níveis de vibrações é através da colocação de alguns elementos complementares na via que podem ser introduzidos em diversos níveis da mesma, assim como descrito na seção 3.2.6, que são as palmilhas de trilhos, palmilhas de dormentes e mantas de lastros. Esses elementos permitem uma distribuição mais uniforme das cargas e tensões, reduzindo tanto as amplitudes das vibrações na fundação quanto o desgaste na própria infraestrutura da via.

Na Figura 3.9 tem-se a representação da distribuição de forças transmitidas no lastro devido a uma carga aplicada nos trilhos.

Figura 3.9 - Distribuição de forças transmitidas ao lastro: a) sem utilização de palmilhas; b) com utilização de palmilhas



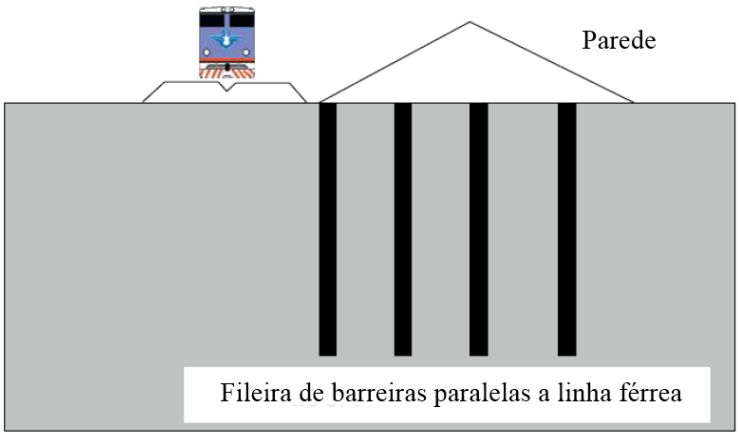
Fonte: adaptado de Guedelha (2012).

3.3.2 Medidas de atenuação no trajeto de propagação

Algumas das medidas de atenuação no trajeto de propagação das ondas vibracionais podem ser apresentadas como sendo as barreiras, os blocos de controle de vibração e as medidas de atenuação no próprio edifício que está sendo impactado.

A primeira medida de atenuação citada busca a redução de maneira considerável dos níveis de vibrações através da colocação de barreiras entre a fonte de vibrações (ou seja, a via férrea) e as construções e estruturas próximas, conforme a Figura 3.10:

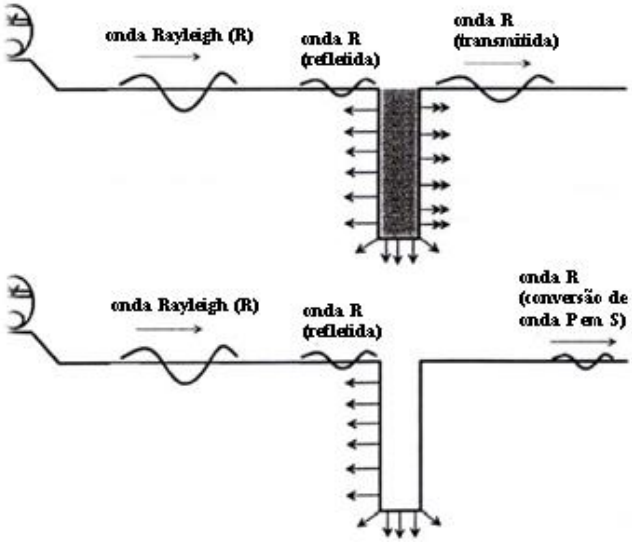
Figura 3.10 – Barreiras entre o receptor e a via férrea.



Fonte: adaptado de Gonçalves (2008).

Estas barreiras/trincheiras atuam como obstáculos à propagação das ondas junto à superfície (ondas Rayleigh). As barreiras atuam de modo a refletir, amortecer e dispersar as ondas incidentes, reduzindo a intensidade das vibrações e a dimensão da área afetada, assim como pode ser visto na Figura 3.11.

Figura 3.11 – Propagação das ondas em trincheiras



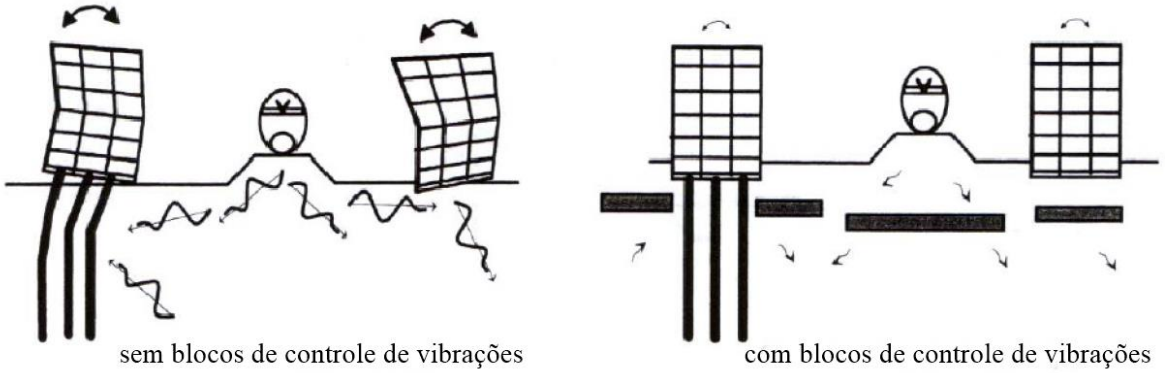
Fonte: adaptado de Gonçalves (2008).

Os blocos de controle de vibração consistem de uma barreira que visa limitar ou impedir a propagação de vibrações no solo de fundação, ou seja, agem como uma barreira artificial de controle. Seu uso baseia-se no estudo do comportamento dinâmico de um estrato de solo apoiado em um meio rígido (como por exemplo um solo apoiado sobre um substrato rochoso), onde sabe-se que o comportamento dinâmico de um estrato de solo apoiado num meio rígido depende das suas propriedades elásticas e da profundidade a que se encontra firmemente apoiado em sua base (fundação). Seu princípio baseia-se na análise da frequência natural de um estrato homogêneo, f_n, usualmente designada por frequência de corte, e sua relação com a altura do estrato *H* e a velocidade de propagação das ondas de compressão ou de corte *C*, logo tem-se a equação (GONÇALVES, 2008):

$$f_n = \frac{C}{4H} \qquad (2.1)$$

Desta, pode-se verificar que o estrato em questão não transmite vibrações com frequências inferiores a f_n. A utilização destes blocos baseia-se na tentativa de aumentar artificialmente a frequência de corte do estrato por meio da redução da altura do mesmo (SANTOS, 2013; TAKEMIYA, 2001). Assim, o método consiste na inserção de barreiras rígidas artificiais no estrato, a uma dada profundidade, até que haja redução dos níveis de vibração, conforme apresentado na Figura 3.12.

Figura 3.12 – Blocos de controle de vibração



Fonte: adaptado de Gonçalves (2008).

3.4 Introdução à Otimização Bio-Inspirada

A otimização tem como objetivo determinar a configuração ótima de um dado projeto previamente modelado, sem que seja necessário, entretanto, testar todas as configurações possíveis. Além disso, consegue-se reestruturar o desempenho global de um projeto a partir de tal ferramenta, buscando atender satisfatoriamente as especificações técnicas previamente estabelecidas (BORGES, 2008).

Segundo França (2005), as técnicas bio-inspiradas são amplamente utilizadas para resolução de problemas complexos de otimização, devido principalmente ao comportamento otimizado apresentado por esses processos biológicos, como por exemplo a capacidade de guardar informações em forma de imagens, cheiros, sabores ou sons, e também inferir raciocínios lógicos e conferir um processo rápido de aprendizado, o que permite a busca por soluções mais exatas.

3.4.1 Introdução ao Algoritmo Colônia de Abelhas (ACA)

Segundo Duarte e Andrade (2014), o Algoritmo Colônia de Abelhas é inspirado no comportamento social observado em colônias reais. É um algoritmo baseado em enxames inteligentes propostos para a solução de problemas de otimização numérica multidimensional e multimodal (GRASIELE, 2014).

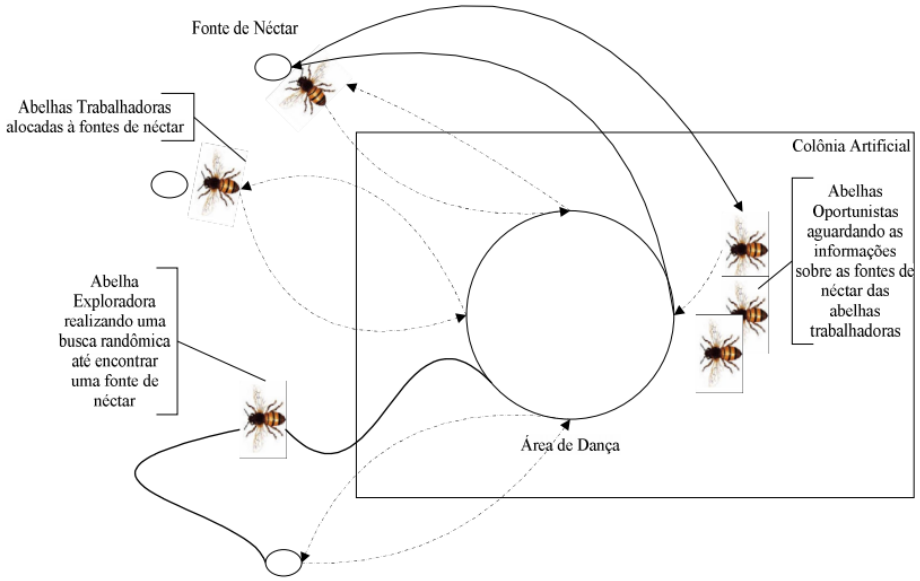
De acordo com Andrade e Cunha (2011) as abelhas são seres sociais que se organizam em colônias, elas desenvolvem uma inteligência coletiva que aumenta o seu desempenho na

busca por alimentos no ambiente em que vivem. As abelhas são organizadas como sendo as trabalhadoras, as exploradoras e as oportunistas. As abelhas trabalhadoras são àquelas que efetivamente estão alocadas em alguma fonte de alimento próxima da colmeia, estas abelhas são encarregadas de levar o alimento à colônia e também de transmitir as informações acerca da quantidade de alimento da fonte onde estão alocadas.

A decisão sobre qual fonte de alimento é mais viável para a colônia é determinada pelas abelhas oportunistas, que assistem à dança das abelhas exploradoras e tomam uma decisão sobre qual fonte desejam visitar naquele instante. Esta decisão é tomada em função da proximidade e da quantidade de alimento das fontes alocadas (ANDRADE E CUNHA, 2011).

Percebe-se que, o procedimento de otimização se dá através da interação entre diversos níveis de trabalho e comportamento das abelhas, como apresentado na Figura 3.13 (ANDRADE E CUNHA, 2011).

Figura 3.13 - Comportamento em uma colônia de abelhas na busca por alimentos



Fonte: Andrade e Cunha (2011)

Com base neste comportamento, a implementação do método, é dada pelo Algoritmo 3.1.

Algoritmo 3.1 – Colônia de Abelhas.

Início

1. *Definir a função objetivo F(x), x=(x_1, x_2, ..., x_n);*
2. *Definir os parâmetros do ACA;*
3. *Inicializar e avaliar a população (gerada randomicamente);*

Enquanto nenhum critério de parada for satisfeito faça

4. *Selecionar novas regiões de busca;*
5. *Recrutar n abelhas para a busca geral;*
6. *Recrutar n_1 abelhas para as e melhores regiões encontradas;*
7. *Proceder busca aleatória de n_2 abelhas;*
8. *Avaliar a função objetivo – F(x) (de toda a população);*
9. *Selecionar a abelha com melhor valor de F(x);*

Fim enquanto

10. *Pós-processamento e visualização dos resultados*

Fim

3.4.2 Non Dominated Sorting Genetic Algoritm (NSGA)

Segundo Obayashi (2007), Castro (2001), Srinivas (1994) e Goldberg (1989), a metodologia do *Non Dominated Sorting Genetic Algoritm* (NSGA), é baseada no conceito de dominância de Pareto, onde, previamente a cada seleção de novos indivíduos, toda a população é classificada através de um ordenamento denominado "*ranking*". Neste ordenamento todos os indivíduos não dominados são classificados em uma categoria, posicionados no *Front* (frente de Pareto), e cada um recebe um valor de *fitness (aptidão).*

De acordo com Borges (2008), a principal diferença entre o NSGA e o Algoritmo Genético simples reside apenas na forma a qual o operador de seleção e recombinação dos indivíduos é empregado.

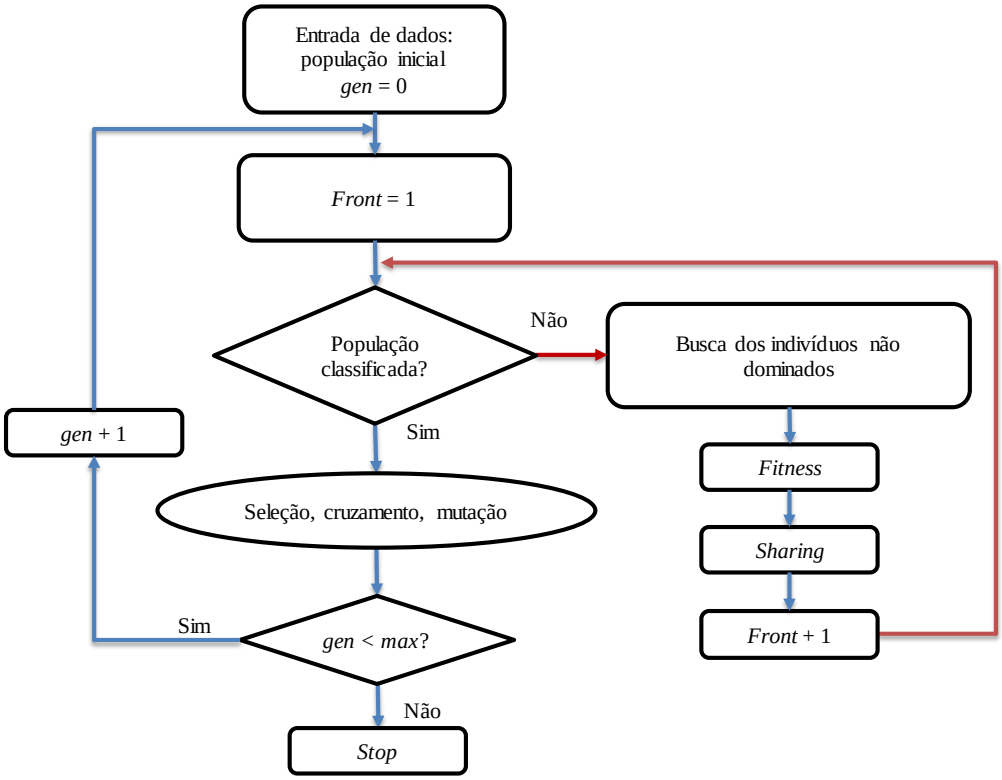
Sendo o algoritmo NSGA uma técnica de resolução de problemas multiobjetivo, o princípio da resolução de um problema com vários critérios não é somente encontrar o conjunto de soluções de Pareto, mas também as soluções que são uniformemente distribuídas neste conjunto. Deste modo, introduzir a técnica de formação de nichos (*niching*) é fundamental, onde os valores da função de adaptação são distribuídos pela função de nicho (*sharing*), dada pela equação (5.8), (SRINIVAS, 1994).

$$Sh\left(d(x_i, x_j)\right) = \begin{cases} 1 - d(x_i, x_j)/\sigma & se\ d(x_i, x_j) < \sigma \\ 0 & se\ d(x_i, x_j) \geq \sigma \end{cases} \quad (4.18)$$

Onde x_i e x_j os indivíduos; *Sh* a função de nicho; σ é uma constante que irá definir o intervalo de nicho e, $d(x_i, x_j)$ é a distância euclidiana entre dois indivíduos x_i e x_j.

O fluxograma das operações padrões de um algoritmo genético do tipo NSGA é apresentado na Figura 3.14.

Figura 3.14 – Fluxograma das operações fundamentais do Algoritmo NSGA



Fonte: Adaptado de Srinivas (1994).

Mais informações sobre este método de otimização, podem ser encontradas em Borges (2008).

Capítulo 4

MODELAGEM DO SISTEMA MECÂNICO

Este capítulo visa apresentar a reprodução de um modelo de múltiplas fundações, ou seja, elementos de massa que representam a fundação no solo e que são acopladas entre si devido a sua interação dinâmica (chamado de "*Coupled Lumped Mass Model*" - modelo CLM) (KOUROUSSIS, 2011). Também apresenta um modelo generalizado de todo sistema férreo, (linha férrea e as fundações acopladas), ou seja, todos os componentes estruturais de um sistema ferroviário que interagem dinamicamente com o solo. Em seguida são discutidos os parâmetros utilizados para obtenção das respostas (deslocamentos) dos modelos matemáticos desenvolvidos.

Em primeiro lugar, será analisada a resposta dinâmica da fundação, a fim de reproduzir a impedância do solo dentro da faixa de precisão exigida para o sistema trilhos-solo.

4.1 Modelagem do Sistema Dinâmico: Trem em Linha Férrea

O grau de complexidade do modelo, é dado de acordo com a consideração dos elementos presentes, por exemplo, a suposição de solos homogêneos ou acamadados logo abaixo da fundação, subleitos uniformes ou não, consideração da modelagem de palmilhas de trilhos e dormentes; a adoção de um modelo de Euler-Bernoulli ou de Timoshenko dentre outras características.

Na definição do modelo de vigas (ou trilhos), tem-se que a diferença fundamental entre a teoria de Euler-Bernouilli e a teoria de Timoshenko é que a segunda não despreza as deformações devidas ao esforço cortante frente às deformações ocasionadas pelo momento fletor (MELLO, 2014).

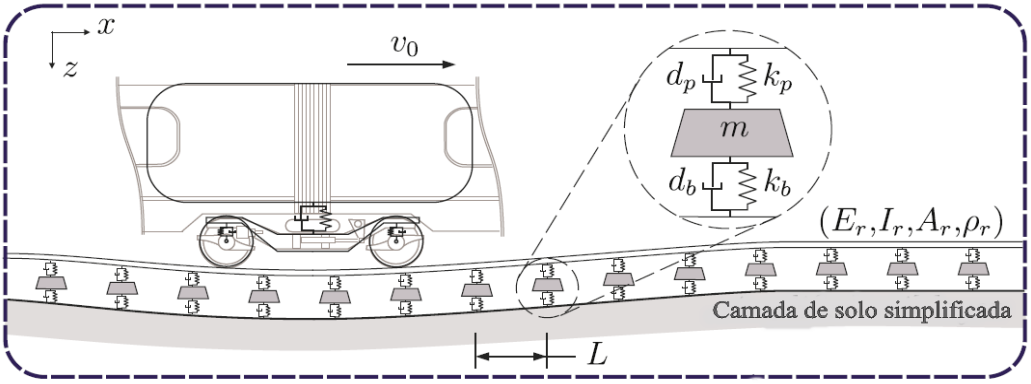
Existem várias abordagens com o objetivo de resolver o problema da interação entre o solo e a estrutura férrea. Neste sentido, foi utilizado um modelo de previsão para o cálculo de vibrações no solo geradas pelo tráfego ferroviário em que o acoplamento entre trilhos e solo pode ser incorporado através de uma abordagem numérica.

O modelo utilizado baseia-se em um sistema de massa concentrada, neste caso, apenas os movimentos verticais são estudados, devido a sua grande influência na geração de vibrações

no solo. Assim um modelo em duas dimensões (2D) é capaz de representar com boa precisão o sistema como um todo. De acordo com Kouroussis (2011) e Knothe (1993), esta representação é suficiente para calcular as forças atuantes e vibrações induzidas na superfície do solo da vizinhança, oriundas da passagem de um veículo ferroviário.

O modelo geral é representado na Figura 4.1.

Figura 4.1 - Modelo veículo/trilhos



Fonte: Adaptado de Kouroussis (2014).

Onde v_o é a velocidade do trem, L é a distância entre dormentes, E_r é a constante de elasticidade dos trilhos, I_r o momento de inercia dos trilhos, A_r é a área da seção transversal dos trilhos e ρ_r a massa específica dos trilhos, k_p e d_p, são a rigidez e amortecimento dos elementos de palmilhas aplicadas entre os trilhos e os dormentes, respectivamente, k_b e d_b, são a rigidez e amortecimento dos elementos de palmilhas aplicadas entre os dormentes e a fundação e k_f e d_f, representam respectivamente a rigidez e amortecimento da fundação.

O modelo é baseado em um carregamento transiente aplicado em uma superfície, sendo definido por uma função de decaimento, correspondente a um peso caindo sobre uma superfície. A função de decaimento é representada por:

$$f_{entrada} = \begin{cases} 0, & se\ t < t_0 \\ Ae^{\left[-\left(t-t_{0)/t_d}\right]\right.}, & se\ t \geq t_0 \end{cases} \qquad (4.1)$$

onde o parâmetro A relaciona-se a amplitude máxima, e t_d é um tempo arbitrário para cobrir uma excitação com uma faixa de frequência adequada, t_0 é o tempo em que o a roda do trem passa sobre o elemento que se está analisando (ou seja, o trem passa sobro o elemento central da via).

A excitação ferroviária é muitas vezes considerada pequena em comparação com outros tipos de excitação dinâmica (terremotos, explosões, etc.), sendo que o comportamento do solo pode ser assumido como linear (sob a tensão de cisalhamento de 10^{-5} KN/m^2). O domínio de vibrações no solo e perturbações vibratórias estão tipicamente no intervalo de 0-80 Hz, de acordo com as referências da norma *Deutsches Institut Für Normung* (DIN - 4150-3:1999), que são amplamente utilizadas na avaliação de perturbações vibratórias, desconforto e tensões potenciais induzidas em estruturas (KOUROUSSIS, 2011).

4.1.1 Modelos de interação solo-fundação

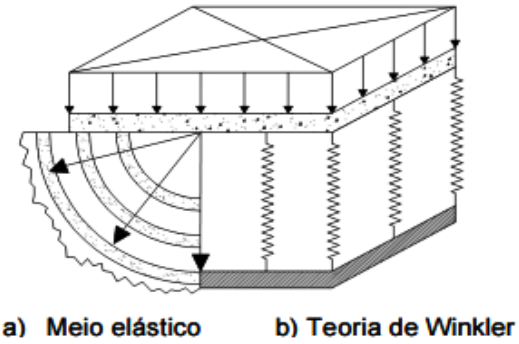
Vários modelos de interação solo-fundação foram desenvolvidos buscando obter a resposta de uma fundação quando sujeita a ações estáticas e dinâmicas. Porém, segundo Santos (2002), essa resposta depende de múltiplos fatores como, por exemplo, a natureza e as características mecânicas do terreno, a geometria dos elementos envolvidos e a rigidez da fundação e da superestrutura.

Outra característica que possui grande influência na resposta da fundação é a natureza da própria excitação, sendo que esta pode ser provocada por diversas origens como o movimento do terreno de fundação induzido pela chegada das ondas geradas por um sismo, passagem de veículos; ou pode ser resultante de forças dinâmicas impostas diretamente à fundação por máquinas, veículos em movimento na superestrutura, dentre outros.

Segundo Barbosa (2013), o maciço de solo pode ser estimado como elástico linear, elástico não-linear, elastoplástico, dentre outros. Sendo que, se considerou em sua pesquisa como elástico linear por ser apenas levemente tensionado, situação que, segundo o autor, é comum na maioria dos projetos desta área. A busca por um modelo eficiente e matematicamente simples do solo para os problemas de interação solo-estrutura mostram duas aproximações clássicas básicas: o modelo elástico contínuo e o modelo de Winkler. A primeira refere-se à consideração do solo como um meio elástico contínuo e semi-infinito, enquanto a segunda trata o solo como molas independentes.

De acordo com Barbosa (2013), estes modelos são baseados na teoria do semi-espaço elástico, que consiste em uma representação do maciço de solos, de acordo com os parâmetros da teoria da elasticidade linear. A Figura 4.2 apresenta as vibrações de um bloco rígido na superfície de um semi-espaço de dimensões infinitas, cujas relações tensão-deformação são definidas por duas constantes: módulo de elasticidade transversal (G) e o coeficiente de *Poisson* (υ).

Figura 4.2 - Carregamento sobre meio elástico e molas.



Fonte: Adaptado de Barbosa (2013).

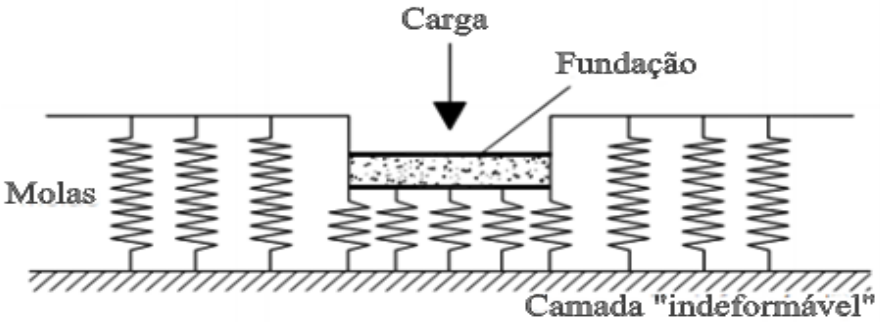
Para efeitos de engenharia, recorre-se muitas vezes a modelos simplificados em que o sistema solo-fundação é modelado através de elementos simples tipo mola e amortecedor (SANTOS, 2002). Foram os resultados desta teoria que possibilitaram as considerações básicas quanto a deformações na resposta dinâmica das fundações de máquinas (BARBOSA, 2013; ALMEIDA, 2002).

No presente trabalho foi considerado um modelo do comportamento da fundação baseado no Modelo de Winkler (BARBOSA, 2013), que basicamente consiste de uma metodologia de análise da interação solo-estrutura.

4.1.2 Modelo de fundação de Winkler

A representação do solo por um sistema de molas com resposta linear foi inicialmente introduzida por Winkler (BARBOSA, 2013). Neste modelo, o solo é visto como um sistema de molas lineares e independentes entre si, sendo consideradas somente as deformações ocorridas na região das fundações. A Figura 4.3 ilustra o solo se deformando somente na região de aplicação da carga, sem considerar o efeito de carregamentos no entorno da estrutura (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 4.3 - Hipótese de Winkler: deformabilidade do solo através de molas discretas.



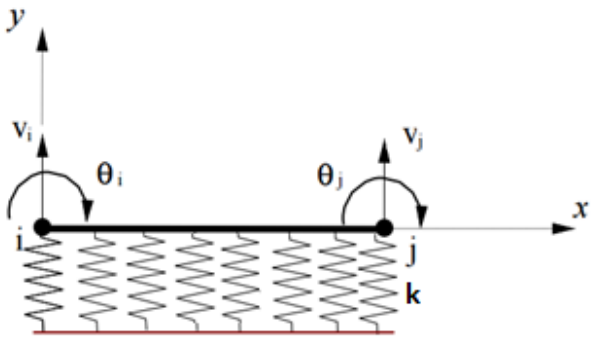
Fonte: Adaptado de Antoniazzi (2011)

Neste modelo, as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos, podendo ser utilizado tanto para carregamentos verticais como, por exemplo, sapatas e vigas de fundação, quanto para ações horizontais, como no caso de estacas sob forças horizontais e estruturas de escoramento de escavações.

Logo, no caso específico do trabalho voltado a dinâmica da fundação devido a ações sísmicas geradas por trens, o modelo de Winkler, segundo Oliveira (2012), pressupõe que as camadas de lastro e sub lastro apresentam comportamento elástico para vias balastradas, ou seja, se comportam como um sistema de molas, e que estas camadas se encontram ligadas a uma outra camada incompressível, que vem a ser o aterro de fundação.

Considerando a formulação no contexto de Elementos Finitos, para um elemento genérico "*e*" do modelo estrutural em contato com a base elástica considerado (Figura 4.4), pode-se escrever a seguinte relação envolvendo o incremento de reação da base Δ_{rb} e o incremento de deslocamento Δ_{ub} em qualquer ponto desse elemento como $\Delta_{rb}=k\Delta_{ub}$. Esta expressão é a relação constitutiva a ser adotada para uma fundação que se comporte segundo idealização de Winkler (MACIEL, 2012).

Figura 4.4 - Elemento genérico "e"



Fonte: Adaptado de Maciel (2012).

Onde *i* e *j* são os nós do elemento *e*, *v* e Θ a tensão vertical e flexão (rotação) aplicadas nos mesmos elementos, e *k* a constante de rigidez do solo.

O modelo de fundação de Winkler é frequentemente usado em engenharia civil para investigar a impedância estática em problemas de solo-fundação, sendo que sua hipótese principal não abrange a interação entre os elementos da fundação (modelagem discreta dos parâmetros de massa-mola-amortecedor), ou seja, o comportamento dinâmico de uma fundação verticalmente carregada é representado por um único sistema do tipo "massa-mola-amortecedor".

Kouroussis 2011 e Lysmer (1969) sugeriram a utilização de parâmetros independentes da frequência a partir da adaptação do modelo de Lysmer, que relaciona os parâmetros do sistema em função do tempo e permite que haja o acoplamento de fundações a partir de seus elementos de massas, molas e amortecedores discretos. Assim, a partir do modelo de Lysmer, que propõe uma modelagem discreta da fundação, é possível um acoplamento entre os sistemas, onde cada fundação é ligada a fundação adjacente por molas (parâmetro k_c) e amortecedores (parâmetro d_c) como visto na seção 4.1.5.

De acordo com estes modelos, são determinados valores de coeficiente de reação para cada tipo de solo e de sistema de fundação, considerando que, para cada direção de deslocamento, há uma flexibilidade diferente que pode ser entendida como uma mola. Ou seja, é estabelecida uma relação discreta (pontual) entre fundação e solo, mediante a definição de uma constante de mola que representará a rigidez do maciço. Para isto, é necessário definir o valor de *kv*, denominado coeficiente de reação vertical ou impedância vertical (ANTONIAZZI, 2011).

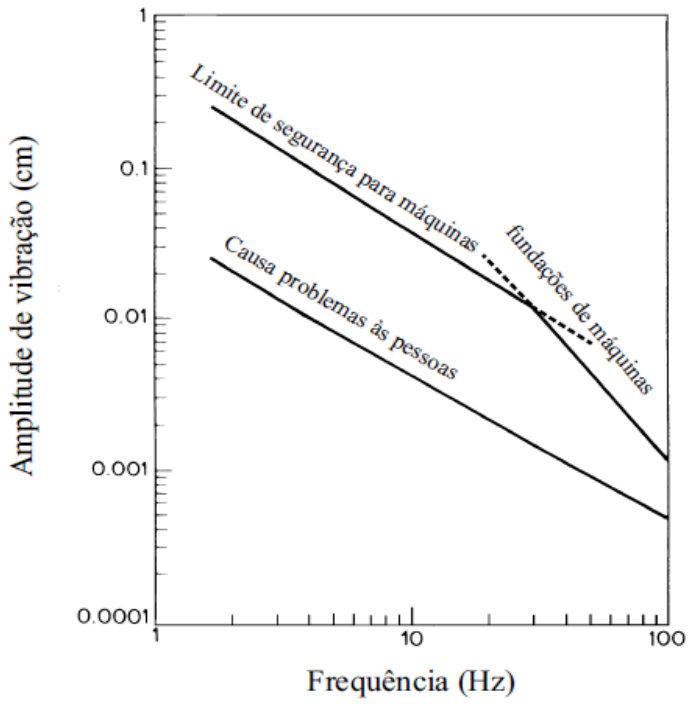
Segundo Santos (2002), quando se trata de questões relacionadas a ações dinâmicas em fundações, o ponto chave do problema consiste na avaliação da rigidez dinâmica da fundação,

traduzida por funções complexas, designadas genericamente por funções de impedância dinâmica. Estas funções descrevem a rigidez e a capacidade de dissipação de energia do sistema solo-fundação. A impedância vertical é um valor escalar que representa o coeficiente de rigidez que o solo possui para resistir ao deslocamento devido a uma pressão imposta. Ele é similar ao coeficiente de rigidez, mas não relacionado a uma força, e sim a uma pressão (força por área) (ANTONIAZZI, 2011).

4.1.3 Obtenção da resposta dinâmica da fundação - impedância do solo

Um dos aspectos fundamentais no dimensionamento está relacionado com o controle dos movimentos da fundação. Estes movimentos deverão ser limitados a valores relativamente reduzidos de modo a não danificarem ou colocarem em risco a funcionalidade da maquinaria e, também, não causar problemas aos operários ou às pessoas em edifícios próximos. Na Figura 4.5, têm-se uma proposta típica que pode servir de elemento de orientação para a seleção dos limites de comportamento aceitável para uma fundação. Na prática, tem sido mais frequente a aplicação de critérios baseados na amplitude das velocidades (SANTOS 2002; ESTEVES, 1993).

Figura 4.5 - Valores limite da amplitude de vibração.



Fonte: Adaptado de Santos 2002

Ainda segundo Santos (2002) estes limites (amplitude dos deslocamentos verticais em função da frequência de vibração) tomam valores típicos da ordem da centésima do centímetro, ou seja, bem inferiores aos valores admissíveis para as ações estáticas que tipicamente são da ordem de alguns centímetros.

Logo, para validação de um modelo discreto de análise, é fundamental a determinação da resposta dinâmica da fundação de modo a reproduzir impedância do solo dentro da faixa de precisão exigida para o sistema, que segundo Kouroussis (2011) é de 0 à 100 Hz.

As vibrações induzidas diretamente sobre uma fundação podem ser representadas por:

$$f(t) = k_f x + d_f \dot{x} + m_f \ddot{x} \qquad (4.2)$$

onde *x* representa o movimento da fundação sob uma carga vertical *f(t)* considerando-se apenas as vibrações verticais da fundação. Os parâmetros m_f, k_f e d_f são respectivamente, o equivalente à massa, constante de rigidez e de amortecimento do sistema. Segundo Kouroussis (2011), a impedância vertical, definida como a razão entre a força de entrada $F(\omega_0)$ pela a resposta da fundação $X(\omega_0)$, é dada por:

$$k_v(\omega_0) = k_f - \omega^2 m_f + j\omega d_f \qquad (4.3)$$

Onde ω_0 é a frequência normal do sistema. Se $m_f = 0$, $d_f = 0$ e k_f *forem* constantes, tem-se o conceito de Winkler para uma reação estática.

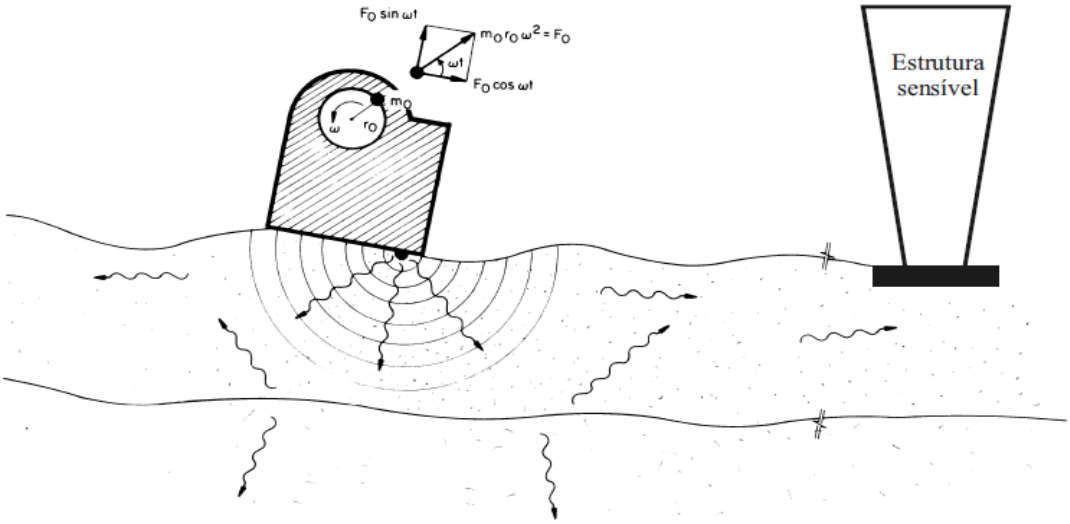
A equação 4.3 apresenta uma parcela real e outra imaginária, sendo representadas respectivamente por:

$$k_{v,real}(\omega_0) = k_f - \omega^2 m_f \qquad (4.4)$$

$$k_{v,imag}(\omega_0) = j\omega d_f \qquad (4.5)$$

Uma das metodologias utilizadas nas formulações matemáticas para determinar os parâmetros de impedância vertical, se dá com o emprego da chamada de máquinas de fundação. A Figura 4.6 ilustra a situação típica de uma fundação rígida sob ação "dinâmica" de uma máquina. As ações dinâmicas devem-se à massa m_0 que roda com excentricidade r_0 a uma frequência angular $\omega = 2\pi f$.

Figura 4.6 - Interação dinâmica solo-fundação



Fonte: Adaptado de Santos (2002).

Exemplificando esta situação, para a análise de vibrações no solo, pode-se usar uma máquina de fundação, ou seja, um equipamento que permite analisar como o solo se deforma quando carregado por forças dinâmicas geradas a partir de um movimento circular de uma massa excêntrica a uma frequência pré-definida. Assim, pode-se dimensionar uma fundação que permita dissipar estas energias através da determinação da impedância calculada por um modelo estabelecido para a máquina de fundação.

As constantes de rigidez e de amortecimento da fundação do sistema verticalmente oscilante são calculadas a partir das equações dadas por Gazetas (1983):

$$k_f = \frac{4GR}{1-\nu} \qquad (4.6)$$

$$d_f = \frac{3.4R^2}{1-\nu} * \sqrt{G\rho} \qquad (4.7)$$

Onde R é o raio da área de carregamento circular rígida, G e ν são, respectivamente, o módulo de cisalhamento e coeficiente de Poisson para o solo homogêneo, e ρ é a densidade da massa de solo.

Assim, percebe-se que o módulo de impedância vertical não constitui uma propriedade do solo, mas sim, está atrelado a diversos fatores, como, a forma e dimensões da fundação, o

tipo de construção e flutuações de carregamento. Desse modo, é possível determinar o coeficiente de impedância através de tabelas típicas, de ensaios e correlações com as propriedades elásticas do maciço de solo, ou ainda pelo deslocamento vertical estimado (ANTONIAZZI, 2011).

Valores típicos e/ou padronizados do coeficiente de impedância vertical para diferentes características de solos foram obtidos a partir de resultados de ensaios de uma placa quadrada com 30 cm de lado. Antoniazzi (2011) sugere a análise da Tabela 4.1 com relação aos valores de impedância vertical para análise de argilas e areias.

Tabela 4.1 - Valores de impedância vertical em KN/m³ para areias e argilas.

Argilas	***Rija***	***Muito Rija***	***Dura***
q_u (Mpa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	> 0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	> 64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	**Fofas**	**Medianamente Compacta**	**Compacta**
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000
q_u corresponde à resistência à compressão não-drenada.			

Fonte: Adaptado de Antonizzi (2011)

Antoniazzi (2011) sugere a análise da Tabela 4.2 quando se deseja obter os valores de impedância vertical para diversos tipos de solo quanto as suas características.

Tabela 4.2 - Valores de impedância vertical em KN/m³para diversos tipos de solo·

Tipo de solo	***K_v (KN.m^{-3})***
Turfa leve – solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada – solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 15.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca e endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 100.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

Fonte: Adaptado de Moraes (1976).

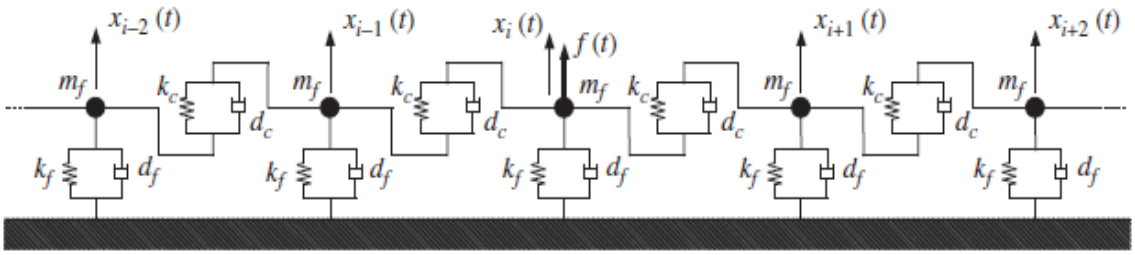
Outro modo de determinar a impedância se dá através do ensaio pelo método de Sondagem de Simples Reconhecimento ou *Standard Penetretion Test* (SPT), apresentado pela norma ABNT - NBR 6484: 1997. Esta Norma prescreve o método de execução de sondagens de simples reconhecimento de solos, SPT, cujas finalidades, para aplicações em Engenharia, são a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência, a posição do nível d'água e os índices de resistência à penetração do solo a cada metro, fator relacionado a impedância do solo, ou seja, quanto o mesmo resiste a uma força externa.

4.1.4 Acoplamento entre fundações – modelo de Kouroussis

O modelo proposto por Kouroussis (2011) é ilustrado na Figura 4.7 e consiste no acoplamento de massas, molas e amortecedores discretos em uma seção longitudinal da via. Desenvolvido a partir do modelo de Lysmer, que propõe uma modelagem discreta da fundação,

tem-se que cada fundação é ligada a fundação adjacente por molas (parâmetro k_c) e amortecedores (parâmetro d_c).

Figura 4.7 - Modelo de múltiplas fundações de solo (acopladas) - interação fundação-fundação através de amortecedores e molas



Fonte: Adaptado de Kouroussis (2011).

Considerando que a força *f(t)* é aplicada no elemento *i*, a equação do movimento pode ser escrita como:

$$m_f\ddot{x}_i + d_f\dot{x}_i + k_f x_i + d_c(\dot{x}_i - \dot{x}_{i-1}) + k_c(x_i - x_{i-1}) + d_c(\dot{x}_i - \dot{x}_{i+1}) + k_c(x_i - x_{i+1}) = f(t); \quad (4.8)$$

Generalizando a equação do movimento para os demais sistemas de fundação, temos que:

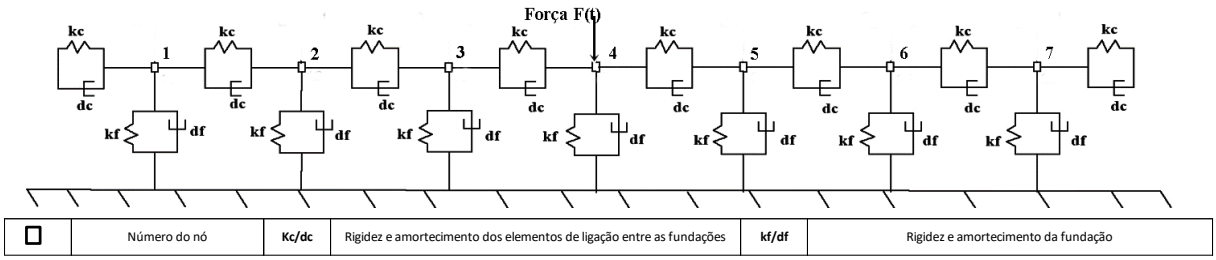
$$m_f\ddot{x}_j + d_f\dot{x}_j + k_f x_j + d_c(\dot{x}_j - \dot{x}_{j-1}) + k_c(x_j - x_{j-1}) + d_c(\dot{x}_j - \dot{x}_{j+1}) + k_c(x_j - x_{j+1}) = 0\ com\ (\forall j \neq i); \quad (4.9)$$

Onde o termo *i* refere-se à fundação em que se tem aplicada uma carga *f(t)* e o termo *j* refere-se às fundações acopladas à fundação carregada, com $j = -\infty$ à $+\infty$;

4.1.5 Modelo dinâmico da fundação

O modelo foi desenvolvido para o sistema considerando 7 fundações acopladas, ou seja, com i = 1, 2, ..., 6, 7, assim como apresentado na Figura 4.8.

Figura 4.8 - Modelo generalizado de múltiplas fundações.



Fonte: o autor

O sistema de equações representativas do modelo de fundações acopladas pode ser descrito por:

$$f(t) = m_f\ddot{x}_1 + d_f\dot{x}_1 + k_f x_1 + d_c(\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + k_c(x_1 - x_2) + d_c(\dot{x}_1 - \dot{x}_3) + k_c(x_1 - x_3); \quad (4.10)$$

$$0 = m_f\ddot{x}_2 + d_f\dot{x}_2 + k_f x_2 + d_c(\dot{x}_2 - \dot{x}_4) + k_c(x_2 - x_4) + d_c(\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_c(x_2 - x_1); \quad (4.11)$$

$$0 = m_f\ddot{x}_3 + d_f\dot{x}_3 + k_f x_3 + d_c(\dot{x}_3 - \dot{x}_1) + k_c(x_3 - x_1) + d_c(\dot{x}_3 - \dot{x}_5) + k_c(x_3 - x_5); \quad (4.12)$$

$$0 = m_f\ddot{x}_4 + d_f\dot{x}_4 + k_f x_4 + d_c(\dot{x}_4 - \dot{x}_6) + k_c(x_4 - x_6) + d_c(\dot{x}_4 - \dot{x}_2) + k_c(x_4 - x_2); \quad (4.13)$$

$$0 = m_f\ddot{x}_5 + d_f\dot{x}_5 + k_f x_5 + d_c(\dot{x}_5 - \dot{x}_3) + k_c(x_5 - x_3) + d_c(\dot{x}_5 - \dot{x}_7) + k_c(x_5 - x_7); \quad (4.14)$$

$$0 = m_f\ddot{x}_6 + d_f\dot{x}_6 + k_f x_6 + d_c(\dot{x}_6) + k_c(x_6) + d_c(\dot{x}_6 - \dot{x}_4) + k_c(x_6 - x_4); \quad (4.15)$$

$$0 = m_f\ddot{x}_7 + d_f\dot{x}_7 + k_f x_7 + d_c(\dot{x}_7 - \dot{x}_5) + k_c(x_7 - x_5) + d_c(\dot{x}_7) + k_c(x_7); \quad (4.16)$$

A partir do sistema de equações diferenciais é possível determinar os deslocamentos, velocidades e acelerações para cada um dos elementos do modelo de fundações acopladas, como pode ser visto no capítulo 5.

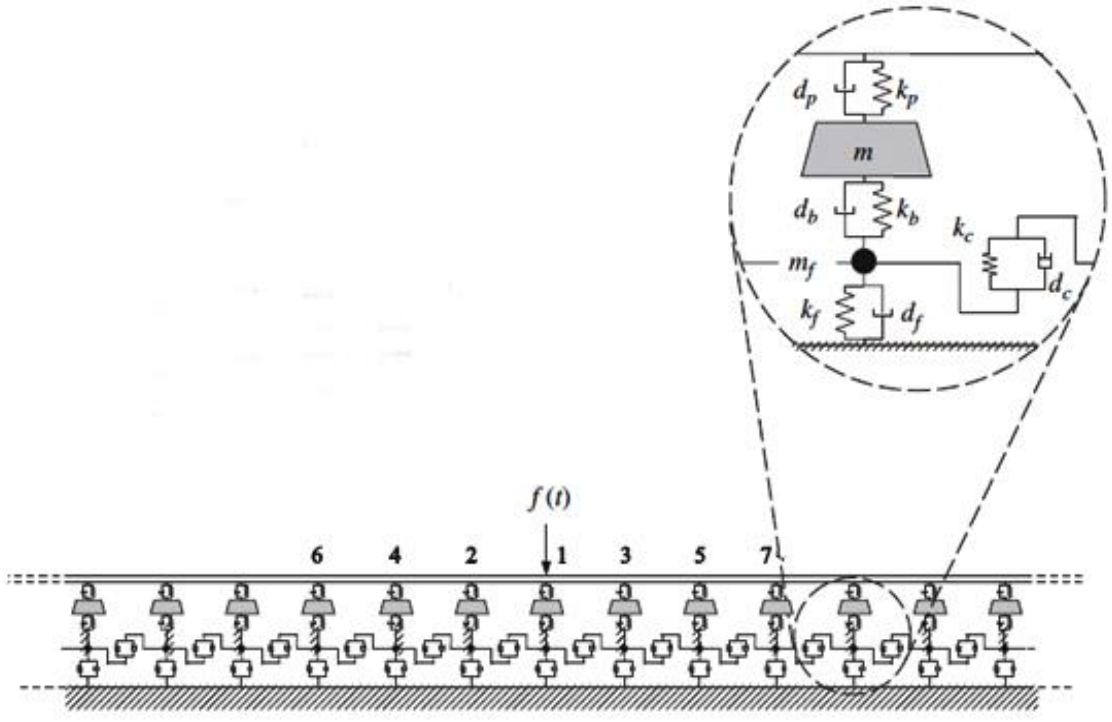
Kouroussis (2011) cita em seu trabalho que, para evitar problemas de defasagem no tempo de propagação das ondas conforme as mesmas vão sendo transmitidas de elemento a

elemento, alguns procedimentos devem ser adotados como, por exemplo, a possibilidade de considerar um amortecimento do elemento de ligação entre as fundações com valores negativos. Quando o amortecimento estrutural é considerado no sistema com múltiplas fundações, o termo d_c geral do sistema contém a contribuição do atraso (defasagem do tempo de propagação entre o real e o modelado) e também a contribuição do material de amortecimento existente entre as duas zonas de contato, podendo assim assumir valores negativos.

4.1.6 Modelagem de um sistema acoplado para uma via férrea

A partir da definição do modelo de múltiplas fundações foi possível analisar e desenvolver um modelo completo representativo para uma via férrea, ou seja, pode-se utilizar um modelo acoplado entre trilhos, dormentes e a fundação. A Figura 4.9 apresenta o sistema físico global de uma via férrea.

Figura 4.9 - Modelo generalizado de múltiplas fundações de solo acopladas ao sistema de trilhos e dormentes. Interação dinâmica entre trilhos e fundação.



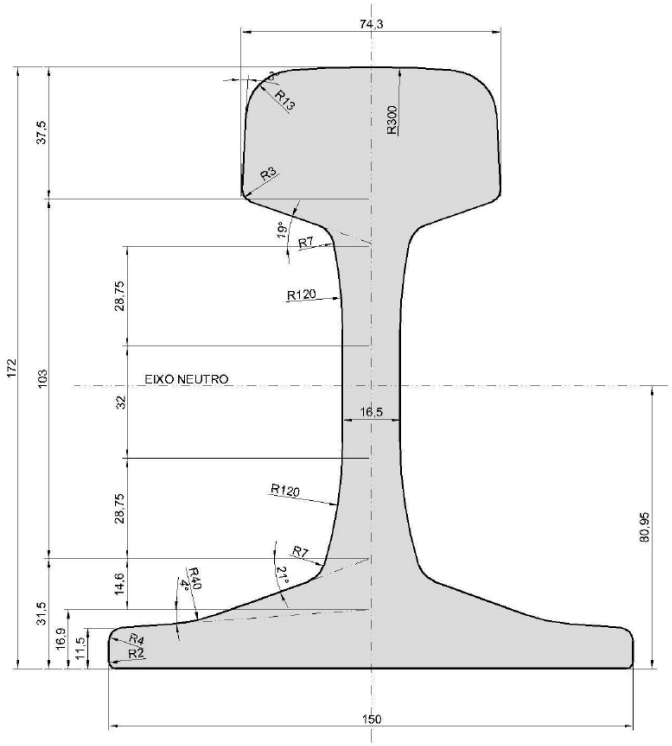
Fonte: Adaptado de Kouroussis (2011).

O modelo acoplado foi desenvolvido a partir de uma viga de Euler-Bernoulli simplesmente apoiada, de acordo com a teoria de Mello (2014), que representa os trilhos.

Abaixo dos trilhos tem-se os parâmetros k_p e d_p, que são respectivamente, a rigidez e amortecimento dos elementos de palmilhas aplicadas entre os trilhos e os dormentes. Sob os dormentes tem-se os parâmetros k_b e d_b, que são a rigidez e amortecimento, respectivamente, dos elementos de palmilhas aplicadas entre os dormentes e a fundação. A fundação é acoplada ao solo rígido pelos parâmetros k_f e d_f, que representam a rigidez e amortecimento da fundação.

A modelagem dos trilhos foi realizada utilizando como base os parâmetros apresentados pelos trilhos do tipo UIC 60, definidos pelo Procedimento para Inspeção de Material (PIM), apresentado pelo DNIT (DNIT, 2016b), procedimento o qual tem por objetivo definir as principais características do material, da fabricação, bem como as condições para a inspeção e recebimento de trilhos ferroviários. O perfil do trilho tipo UIC 60 é apresentado na Figura 4.10.

Figura 4.10 - - Perfil de trilhos tipo UIC 60

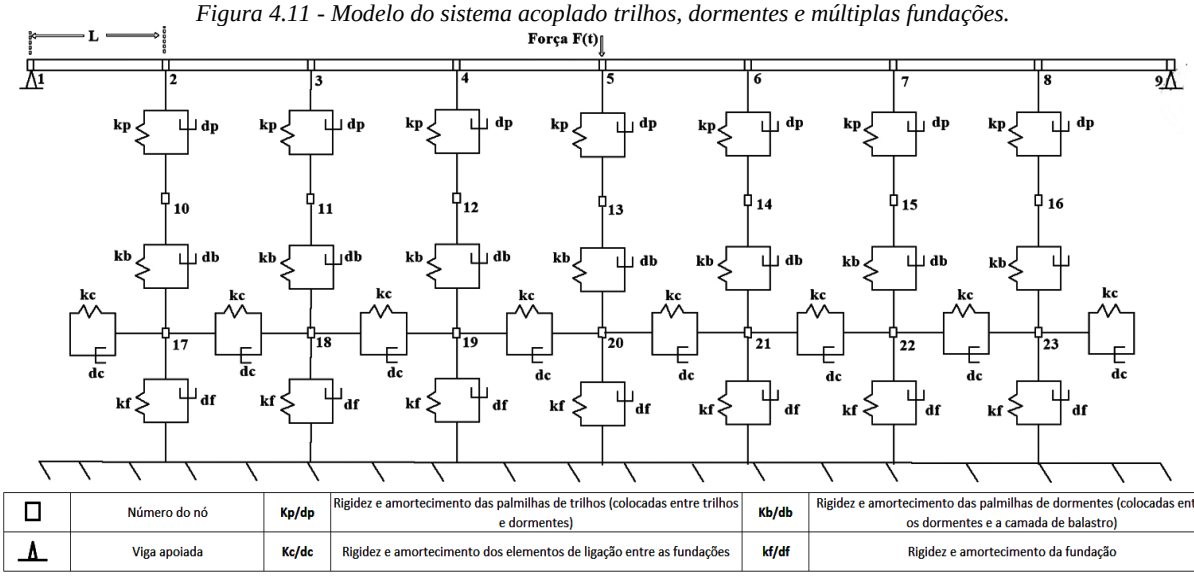


Fonte: adaptado de DNIT (2016b).

A força aplicada pela passagem do trem sobre os trilhos é representada como um esforço concentrado aplicado no elemento central da viga de Euler-Bernoulli.

O modelo global formulado pode ser observado na Figura 4.11, o qual apresenta o acoplamento entre os elementos de trilhos (nós 1 à 9), os elementos de dormentes (nós 10 à 16) e as múltiplas fundações (nós 17 à 23), através de parâmetros de rigidez e amortecimento.

Figura 4.11 - Modelo do sistema acoplado trilhos, dormentes e múltiplas fundações.



□	Número do nó	Kp/dp	Rigidez e amortecimento das palmilhas de trilhos (colocadas entre trilhos e dormentes)	Kb/db	Rigidez e amortecimento das palmilhas de dormentes (colocadas entre os dormentes e a camada de balastro)
⅄	Viga apoiada	Kc/dc	Rigidez e amortecimento dos elementos de ligação entre as fundações	kf/df	Rigidez e amortecimento da fundação

Fonte: o autor

Conhecendo a modelagem matemática, tem-se as equações do movimento do sistema acoplado representadas genericamente como:

$$[M]\ddot{X}(t) + [D]\dot{X}(t) + [K]X(t) = [F(t)] \tag{4.17}$$

Devido a maior complexidade do sistema apresentado, o modelo utilizado foi desenvolvido a partir do método de elementos finitos (GIACCHINI, 2012; MARTINS, 1988; RADE, 2011; TAVARES, 2005), sendo a solução numérica obtida pelo método de Newmark (INMAN, 1989; KELLY, 2012).

Para a integração numérica das equações diferenciais do modelo utilizado, foi considerado como base de cálculo, os valores dos parâmetros apresentados no Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Parâmetros utilizados para o cálculo de deslocamento

Parâmetros Utilizados	***Valores***
Massa da fundação (m_f)	1000,00 kg
Massa da travessa (m_t)	150,00 kg
Constante de amortecimento – fundação (d_f)	1000,00 KNs/m
Constante de rigidez – fundação (k_f)	50000,00 KN/m
Constante de amortecimento – ligação entre fundações (d_c)	-200 KNs/m
Constante de rigidez – ligação entre fundações (k_c)	200000,00 KN/m
Constante de amortecimento – palmilha entre trilhos/dormentes (d_b)	72,00 KNs/m
Constante de rigidez – palmilha entre trilhos/dormentes (k_b)	47000,00 KN/m
Constante de amortecimento – palmilha entre dormentes/fundação (d_p)	4,00 KNs/m
Constante de rigidez – palmilha entre dormentes/fundação (k_p)	120000,00 KN/m
Área da seção transversal do trilho	$76{,}88 \times 10^{-4}$ m^2
Momento de inércia do trilho	$3055{,}00 \times 10^{-4}$ m^4
Espaçamento entre os dormentes	0,60 m
Módulo de elasticidade dos trilhos	210,00 Gpa
Densidade dos trilhos	7850 Kg/m^3

Fonte: o autor

Capítulo 5

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este Capítulo apresenta os resultados obtidos, bem como o projeto ótimo do modelo previamente apresentado.

5.1 Impedância Vertical do Solo

O primeiro passo foi determinar a impedância vertical da fundação e analisar se a mesma estaria dentro da faixa de precisão exigida para o sistema. Também, neste primeiro instante, fez-se a validação do problema, a partir do trabalho de Kouroussis (2011).

Com base nas equações definidas no capítulo 4 (equações 4.3 à 4.5) e nos parâmetros apresentados pela Tabela 5.1 a seguir, foi possível representar a impedância vertical em função da frequência de excitação.

Tabela 5.6 - Parâmetros utilizados para o cálculo da impedância do solo

Parâmetros Utilizados	***Valores***
Massa (m_f)	1000,00 kg
Constante de amortecimento (d_f)	1000000,00 Ns/m
Constante de rigidez (k_f)	50000000,00 N/m

Fonte: adaptado de kouroussis (2011).

A Tabela 5.2 mostra os resultados dos cálculos da parte real (eq. 4.4) e imaginária (eq. 4.5) para a impedância vertical.

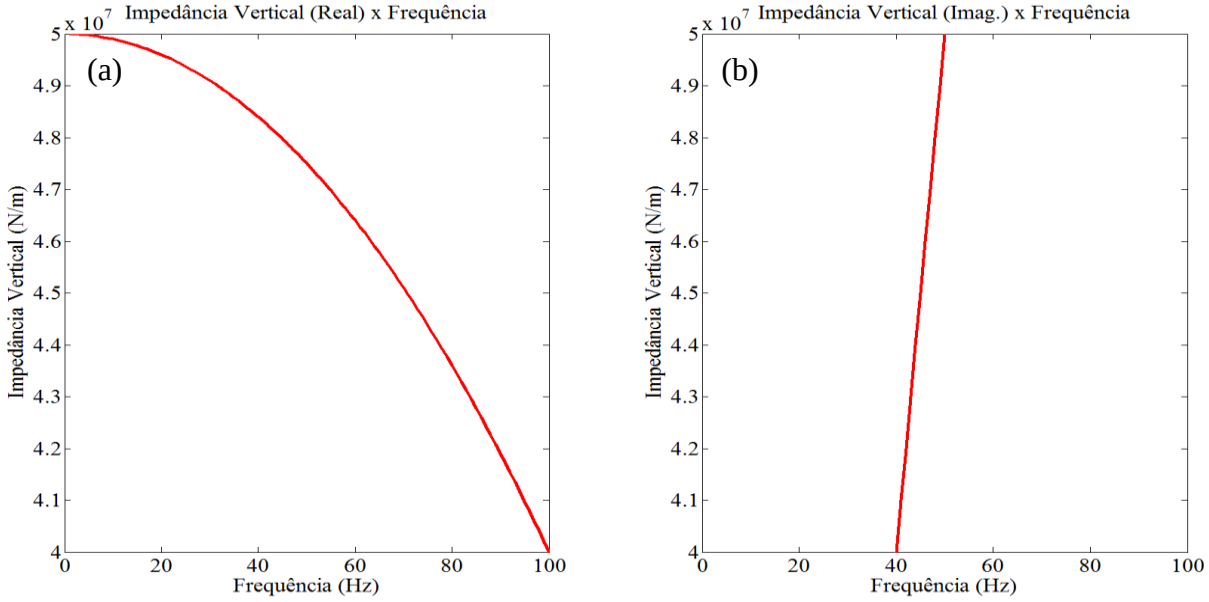
Tabela 5.2 - Impedância vertical do solo x frequência harmônica de excitação

Cálculo da Impedância Vertical para a Fundação Considerando uma Massa de 1000 Kg		
Frequência (ω)	**Impedância vertical**	
	Parte real (N/m)	**Parte imaginária (N/m)**
0	$5{,}00x10^7$	$0{,}00x10^7$
20	$4{,}96x10^7$	$2{,}00x10^7$
40	$4{,}84x10^7$	$4{,}00x10^7$
60	$4{,}64x10^7$	$6{,}00x10^7$
80	$4{,}36x10^7$	$8{,}00x10^7$
100	$4{,}00x10^7$	$1{,}00x10^8$

Fonte: o autor

A Figura 5.1 representa a parte real e imaginária da impedância vertical em função da frequência de uma superfície de base circular rígida sem massa em um solo viscoelástico homogêneo, calculados a partir da equação 4.4 e 4.5.

Figura 5.1 – Impedância vertical – a) parte real da equação 3.4 e b) parte imaginária da equação 3.4



Fonte: o autor

Analisando as respostas da parte real da equação de impedância vertical obtidas para uma faixa de frequência entre 0 a 100 Hz, percebe-se valores em torno de $4x10^7$ a $5x10^7$ N/m, isto considerando uma massa da fundação de 1000 Kg. Como a parte real da equação da impedância vertical está em função dos parâmetros de massa e rigidez da fundação, quanto maiores as variações dos valores dos mesmos, maiores são as variações nos resultados de impedância vertical, ou seja, os resultados são bem sensíveis à alterações dos parâmetros de

massa e rigidez, o que torna ainda mais complexo uma análise precisa de valores de impedância vertical (rigidez) da fundação, pois os solos apresentam como característica, grande variação de suas propriedades mecânicas e físicas com relação a localização do mesma, onde para uma mesma área, pode-se ter solos com diferentes características.

A análise da parte imaginária da impedância vertical está relacionada principalmente ao amortecimento da fundação, apresentando uma variação linear com a alteração dos valores da constante de amortecimento, variando de 0 a $10x10^7$ N/m para um amortecimento de $1,0x10^6$ Ns/m.

5.2 Resposta Dinâmica do Modelo de Múltiplas Fundações

O cálculo do deslocamento no domínio do tempo para o modelo de múltiplas fundações (Figura 4.8) foi realizado através da utilização do método numérico de Runge-Kutta de quarta ordem (VALLE, 2012) e também pelo método de Newmark (INMAN, 1989), sendo estes aplicados às equações diferenciais ordinárias apresentadas no capítulo 4 (equações 4.10 à 4.16). O cálculo foi realizado utilizando o software Matlab®.

De modo a determinar as amplitudes dos deslocamentos no domínio do tempo do modelo de múltiplas fundações, quando atribuída não linearidade cúbica à rigidez do sistema, foi proposto a simulação de três modelos distintos, de acordo com Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Modelos simulados com base na consideração ou não de linearidade nas constantes de rigidez da fundação e do acoplamento entre fundações

Modelo\Parâmetro	*Deslocamento associado à constante elástica da fundação (Kf)*	*Deslocamento associado à constante de elástica de acoplamento (Kc)*
Modelo 1	Linear	Linear
Modelo 2	Linear	Não Linear
Modelo 3	Não Linear	Linear

Fonte: o autor

A equação matemática associada ao modelo linear (Modelo 1) pode ser representada pelas equações 4.6 e 4.7. Para o Modelo 2, onde considera-se não linearidade associada à constante elástica de acoplamento entre fundações, tem-se a equação global na forma matricial

dada pela equação 5.1, enquanto que para o Modelo 3 tem-se a equação global na forma matricial representada pela equação 5.2.

$$[M]\ddot{X}(t) + [D]\dot{X}(t) + \left[K_f\right]X(t) = F(t) - [K_c]X^3(t) \quad (5.1)$$

$$[M]\ddot{X}(t) + [D]\dot{X}(t) + [K_c]X(t) = F(t) - \left[K_f\right]X^3(t) \quad (5.2)$$

Para cada um dos modelos simulados, obteve-se uma resposta de deslocamento no domínio do tempo. Esta resposta foi obtida considerando como padrão os valores dos elementos de massa, rigidez e amortecimento do sistema apresentados na Tabela 5.4.

Assim, como apresentado por Kouroussis (2011), as respostas foram obtidas também para uma gama de valores para os elementos do sistema. Desta forma, varia-se cada um dos valores dos elementos do sistema enquanto que os demais parâmetros permanecem constantes (valores padrões). Com isso, é possível compreender o comportamento dos modelos de múltiplas fundações para as respostas lineares e não lineares e determinar a resposta do sistema para grandes variações destes parâmetros.

Tabela 5.4 - Valores padrões para os parâmetros utilizados

Parâmetros Utilizados	***Valores***
Massa da fundação (m_f)	1000 kg
Constante de amortecimento da fundação (d_f)	1000 kNs/m
Constante de rigidez da fundação (k_f)	50000 kN/m
Constante de amortecimento de acoplamento (d_c)	-200 kNs/m
Constante de rigidez de acoplamento (k_c)	200000 kN/m

Fonte: adaptado de Kouroussis (2011)

O Algoritmo 5.1 apresenta como foi realizado a formulação matemática e resolução do modelo de múltiplas fundações.

Algoritmo 5.1 – Formulação do modelo de múltiplas fundações.

1. *Entrada de dados (valores das constantes de massa, rigidez, amortecimento)*
2. *Definição do modelo a se analisar (Modelo 1, Modelo 2 ou Modelo 3);*
3. *Formulação das matrizes globais de massa, rigidez e amortecimento, levando em consideração não linearidade cúbica para os deslocamentos associados aos parâmetros de rigidez para os Modelos 2 e 3;*
4. *Aplicação do Método de Newmark ou Runge-Kutta de 4ª ordem para obtenção das respostas de deslocamentos;*
5. *Análise dos resultados.*

5.2.1 Modelo 1 – Sistema linear

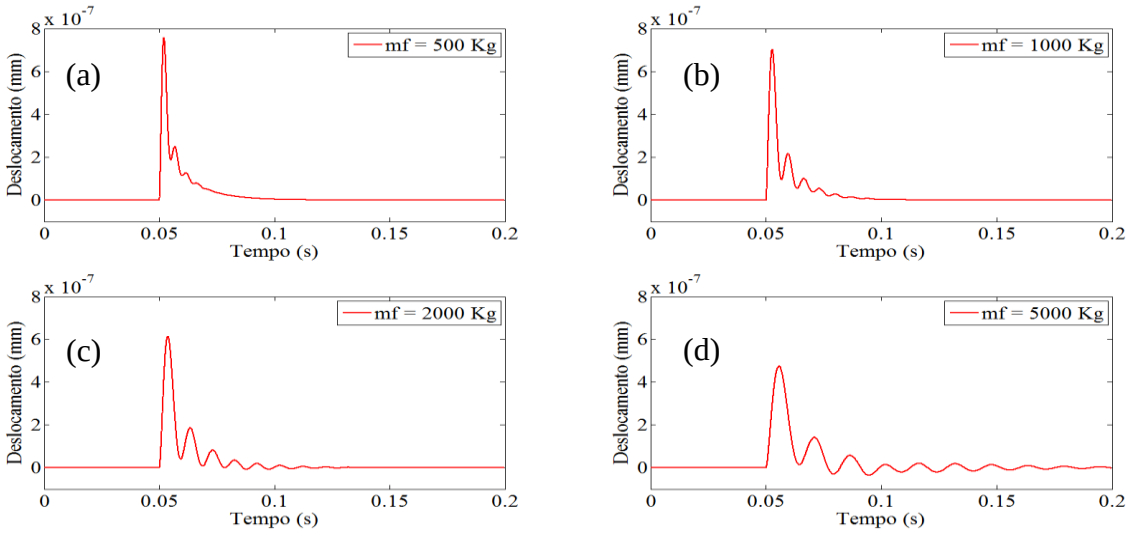
O modelo linear foi validado a partir dos resultados encontrados no trabalho de Kouroussis (2011), considerando variação nos diversos valores dos parâmetros analisados (Figura 5.2 – 5.11).

As respostas no domínio do tempo para o modelo de múltiplas fundações (Figura 4.8) foram obtidas no nó central do mesmo devido à aplicação de uma força de impulso concentrada neste mesmo nó (nó 4). Percebe-se que as respostas apresentam valores pequenos, o que é usual em solos e em fundações para vias férreas (KOUROUSSIS, 2011). Como a força de impulso começa a agir apenas em 0,05 segundos, percebe-se que as respostas também apresentam valores não nulos apenas a partir deste momento.

Na Figura 5.2 tem-se as respostas de deslocamentos com relação a variação da massa da fundação (m_f), de valores entre 500 kg à 5000 kg, enquanto que os outros parâmetros do sistema apresentam valores constantes (padrões – Tabela 5.4).

Observa-se que, quanto menores os valores de massa da fundação, mais rápido o sistema estabiliza, porém, este apresenta uma amplitude de vibração maior. Considerando uma elevação nos valores de massa da fundação, o sistema tende a oscilar por mais tempo, porém com menor amplitude de deslocamento. Analisando ambos os extremos dos resultados, uma maior amplitude de deslocamento pode ser mais facilmente detectada por uma fonte próxima ao sistema.

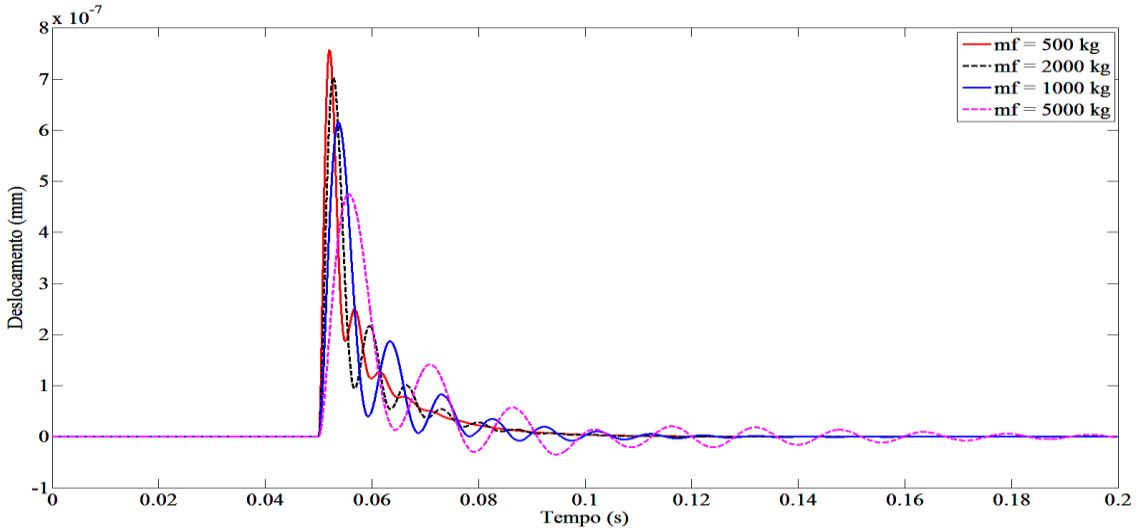
Figura 5.2 - Resposta das múltiplas fundações variando a massa da mesma de 500 kg à 5000 Kg e mantendo os valores padrões dos outros parâmetros: kf = 50000kN/m; df = 1000kNs/m; kc= 200000kN/m; dc= -200kNs/m.



Fonte: o autor

Na Figura 5.3 tem-se os quatro resultados apresentados na Figura 5.2 sobrepostos, com base na variação de massa da fundação (m_f).

Figura 5.3 - Resposta das múltiplas fundações variando a massa da fundação de 500 à 5000 Kg

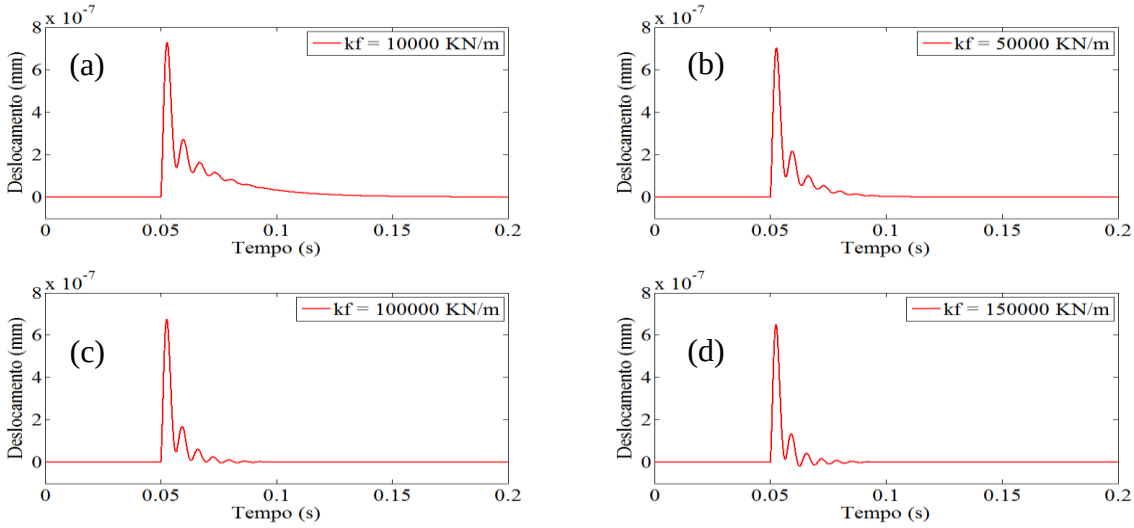


Fonte: o autor

Na Figura 5.4 tem-se a amplitude dos deslocamentos quando considerado uma variação da constante de rigidez da fundação (K_f), de valores de $1x10^4$ kN/m a $1,5x10^5$ kN/m, enquanto que os parâmetros restantes são mantidos constantes. Percebe-se que o sistema entra em regime de estabilidade mais rapidamente para valores maiores da constante de rigidez da fundação, ou

seja, há uma redução da amplitude do deslocamento entre 0,05s e 0,01s aproximadamente, quando se eleva os valores da constante de rigidez da fundação, favorecendo assim que o sistema tenha uma menor oscilação.

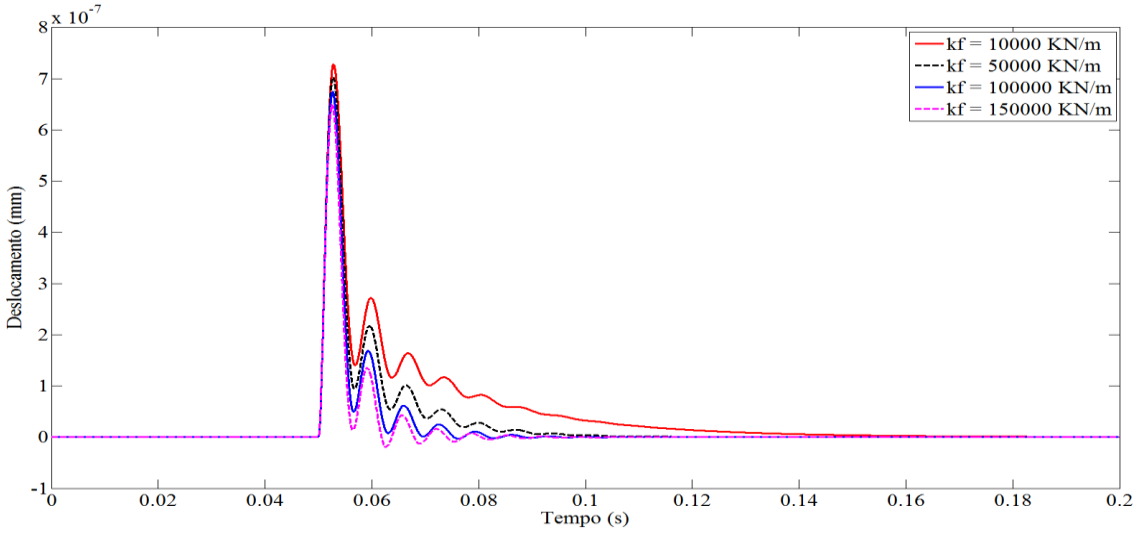
Figura 5.4 – Resposta das múltiplas fundações variando a constante elástica da fundação de: (a) 10000 kN/m, (b) 50000 kN/m, (c)100000 kN/m e (d) 150000 kN/m e mantendo os valores padrões dos outros parâmetros: mf = 1000kg; df = 1000kNs/m; kc= 200000 kN/m; dc= -200kNs/m.



Fonte: o autor

Na Figura 5.5 têm-se os resultados apresentados na Figura 5.4 sobrepostos, considerando a variação de rigidez da fundação (K_f) de valores de 1x10^4 kN/m a 1,5x10^5 kN/m.

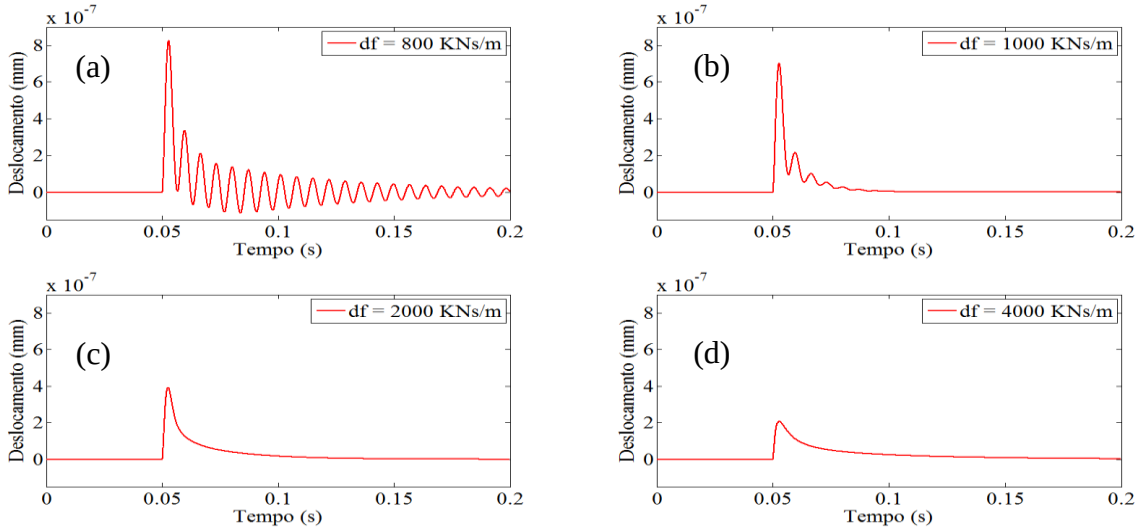
Figura 5.5 - Resposta das múltiplas fundações variando a constante elástica da fundação de 10000 kN/m à 150000 kN/m



Fonte: o autor

Na Figura 5.6 observa-se a amplitude do deslocamento devido a variação da constante de amortecimento da fundação (d_f), de valores de 800 kNs/m à 4000 kNs/m. Percebe-se que o sistema apresenta significativa oscilação quando considerado um valor da constante de amortecimento da fundação de 800 KNs/m, enquanto que para valores da constante de amortecimento da fundação (d_f) maiores que 1000 KNs/m, as oscilações são reduzidas significativamente, sendo ínfimas para valores de 2000KNs/m e 4000KNs/m, ou seja, o sistema, para altos valores da constante, tende a se estabilizar mais rapidamente.

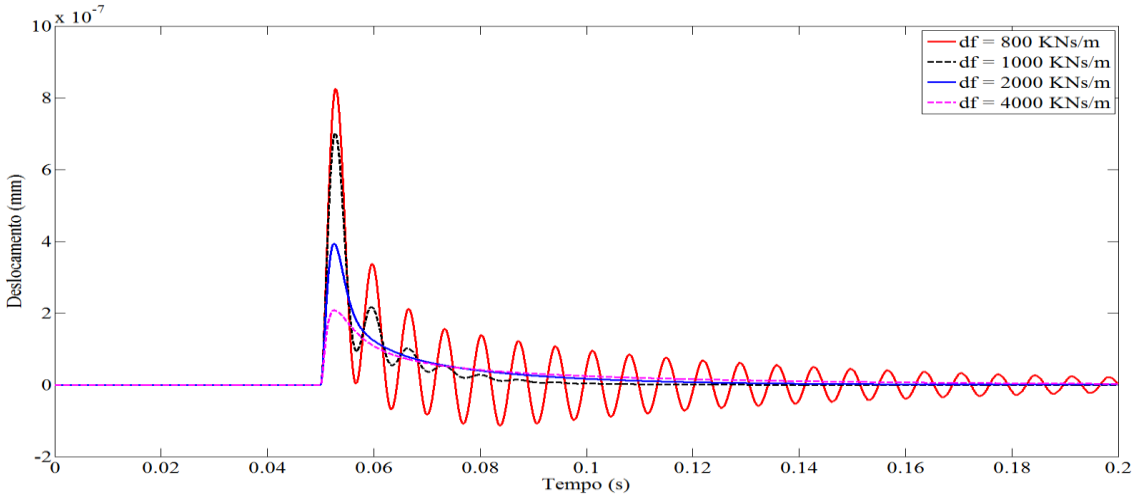
Figura 5.6 - Resposta das múltiplas fundações variando a constante de amortecimento da fundação de: (a) 800 kNs/m, (b) 1000 kNs/m, (c) 2000 kNs/m e (d) 4000 kNs/m e mantendo os valores padrões dos outros parâmetros: mf = 1000kg; kf = 50000kN/m; kc= 200000kN/m; dc= -200kNs/m.



Fonte: o autor

Na Figura 5.7 têm-se os quatro resultados apresentados na Figura 5.6 sobrepostos, considerando a variação da constante de amortecimento da fundação (d_f).

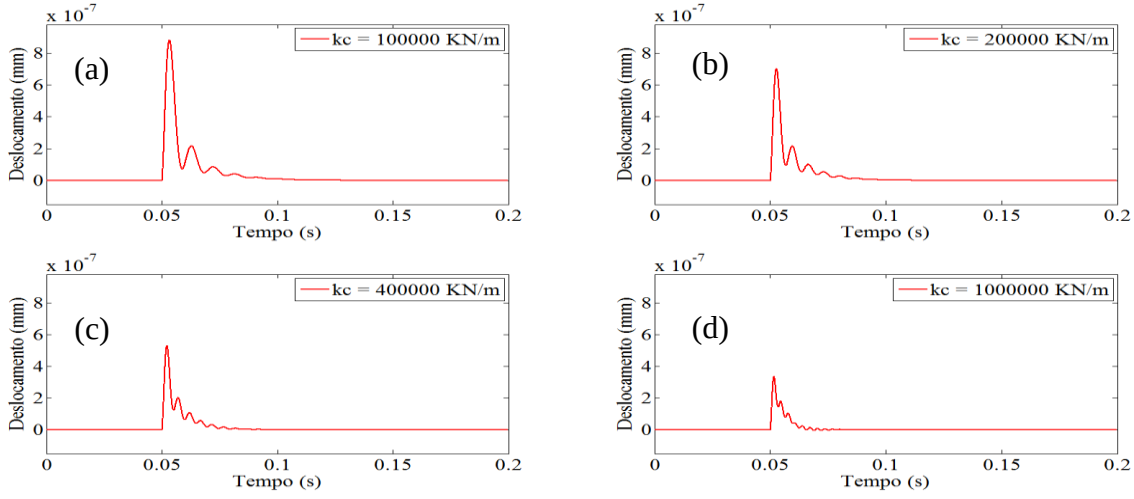
Figura 5.7- Resposta das múltiplas fundações variando a constante de amortecimento da fundação de 800 kNs/m à 4000 kNs/m



Fonte: o autor

Na Figura 5.8 observa-se os deslocamentos considerando a variação da constante de rigidez do elemento de acoplamento entre as fundações (K_c), de valores de $1x10^5$ kN/m à $1x10^6$ kN/m. Através dos resultados observa-se a significativa redução das amplitudes dos deslocamento no tempo, sendo que para valores da constante de rigidez de acoplamento de 100.000 KN/m tem-se uma elevada amplitude de deslocamento (próxima de $8,7x10^{-7}$ mm), que tende a atenuar até valores próximos de $4,0x10^{-7}$ mm para rigidez de acoplamento de 1.000.000 KN/m. Ou seja, quanto maiores os valores da constante de rigidez de acoplamento, obtém-se maior atenuação das vibrações do sistema.

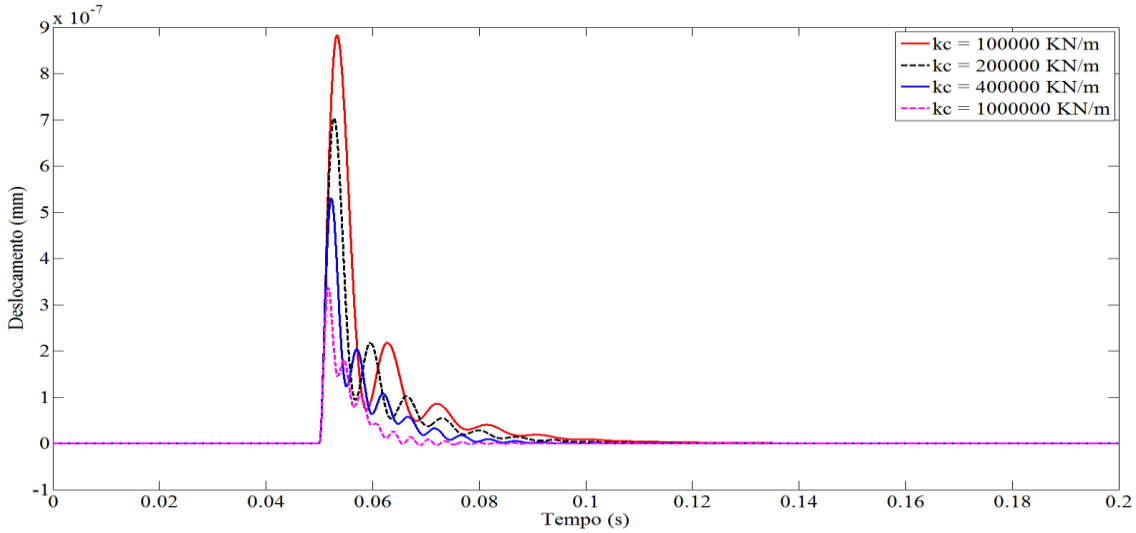
Figura 5.8 - Resposta das múltiplas fundações variando a rigidez de acoplamento de: (a) 100000 kN/m, (b) 200000 kN/m, (c) 400000 kN/m e (d) 1000000 kN/m – valores dos demais parâmetros: mf = 1000kg; kf = 50000kN/m; df = 1000kNs/m; dc= -200kNs/m.



Fonte: o autor

Na Figura 5.9 têm-se todos os resultados da Figura 5.8 sobrepostos.

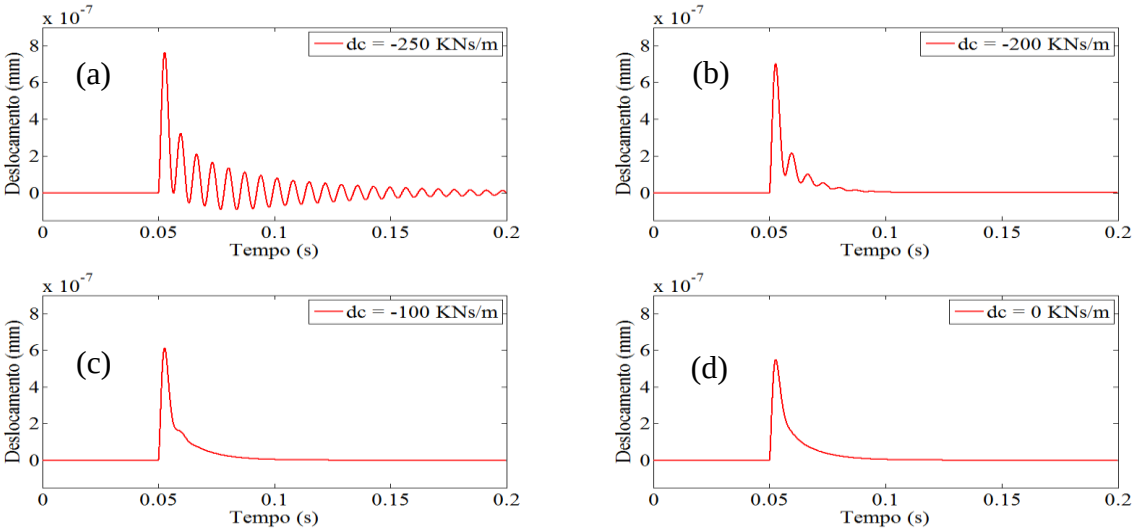
Figura 5.9- Resposta das múltiplas fundações variando a constante de elástica de acoplamento de 1 x10^5 kN/m à 1 x10^6 kN/m



Fonte: o autor

Na Figura 5.10 observa-se as respostas para valores da constante de amortecimento do elemento de acoplamento entre as fundações (d_c), de valores de -250 kNs/m à 0 kNs/m. Tem-se que o sistema apresenta grandes oscilações quando considerado um valor da constante de amortecimento do acoplamento de -250 KNs/m, enquanto que para valores maiores que -200 KNs/m as oscilações são reduzidas significativamente, sendo ínfimas para valores de -100 KNs/m e 0 KNs/m, ou seja, o sistema para altos valores da constante de amortecimento de acoplamento tende a se estabilizar mais rapidamente, diminuindo assim as amplitudes e oscilações do deslocamento no domínio do tempo. Percebe-se certas similaridades quando se compara esta resposta com a da Fig. 5.6, porém com menores reduções nas amplitudes dos deslocamentos, sendo este comportamento também bastante interessante para o sistema férreo na busca pela atenuação das vibrações.

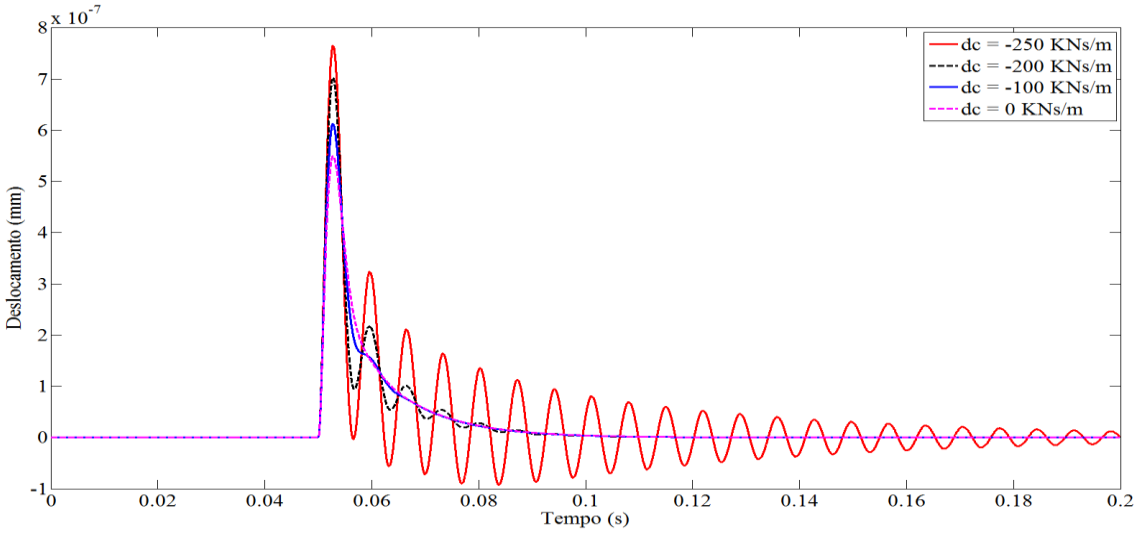
Figura 5.10 - Resposta das múltiplas fundações variando a constante de amortecimento de acoplamento de: (a) -250 kNs/m, (b) -200 kNs/m, (c) -100 kNs/m e (d) 0 kNs/m e mantendo os valores padrões dos outros parâmetros: mf = 1000kg; kf = 50000kN/m; df = 1000kNs/m; kc= 200000kN/m.



Fonte: o autor

Na Figura 5.11 têm-se todas as respostas da Figura 5.10 em um mesmo gráfico, de modo a facilitar a análise.

Figura 5.11 - Resposta das múltiplas fundações variando a constante de amortecimento de acoplamento (d_c)



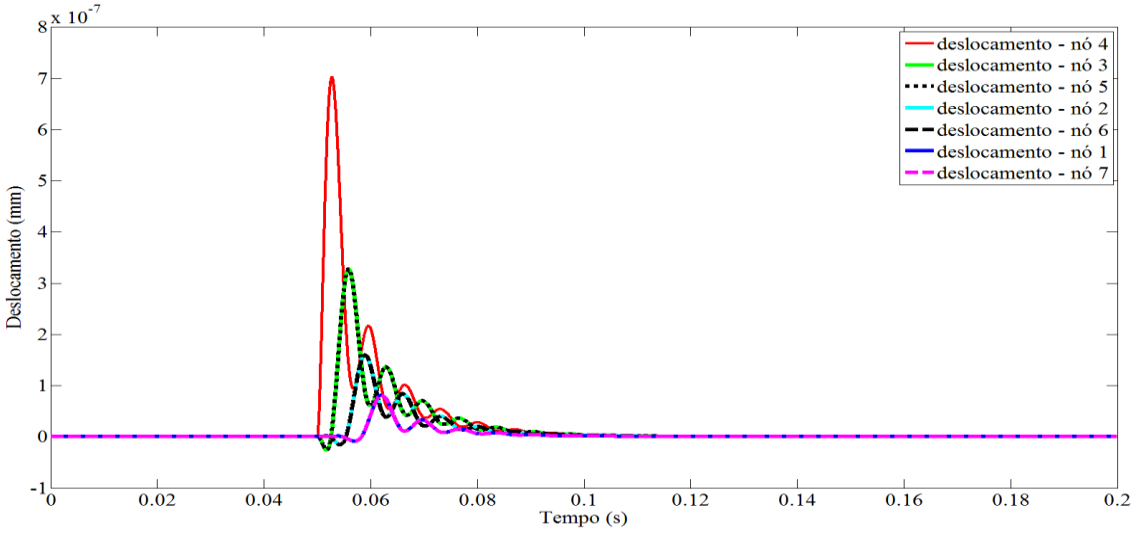
Fonte: o autor

Na Figura 5.12 observa-se os deslocamentos no domínio do tempo considerando a propagação do mesmo desde o nó central (nó 4), onde a força de impulso está atuando, até os nós mais afastados, conforme a representação pelo modelo da Figura 4.8. Estes resultados foram obtidos a partir dos valores padrões apresentados na Tabela 5.4. Assim, busca-se analisar como

será a transmissão e atenuação da força de impulso em cada um dos 7 nós apresentados na Figura 4.8.

Percebe-se através dos resultados que as amplitudes dos deslocamentos no nó central possuem valores bastante elevados com relação aos demais, fato esperado devido este ser o elemento em que a força está incidindo. Observando também que os nós dispostos simetricamente com relação ao nó central, apresentam respostas aproximadas, que tendem a diminuir as amplitudes conforme afasta-se deste centro onde a força está aplicada.

Figura 5.12 - Deslocamentos no domínio do tempo em todos os nós do sistema de fundações acopladas.

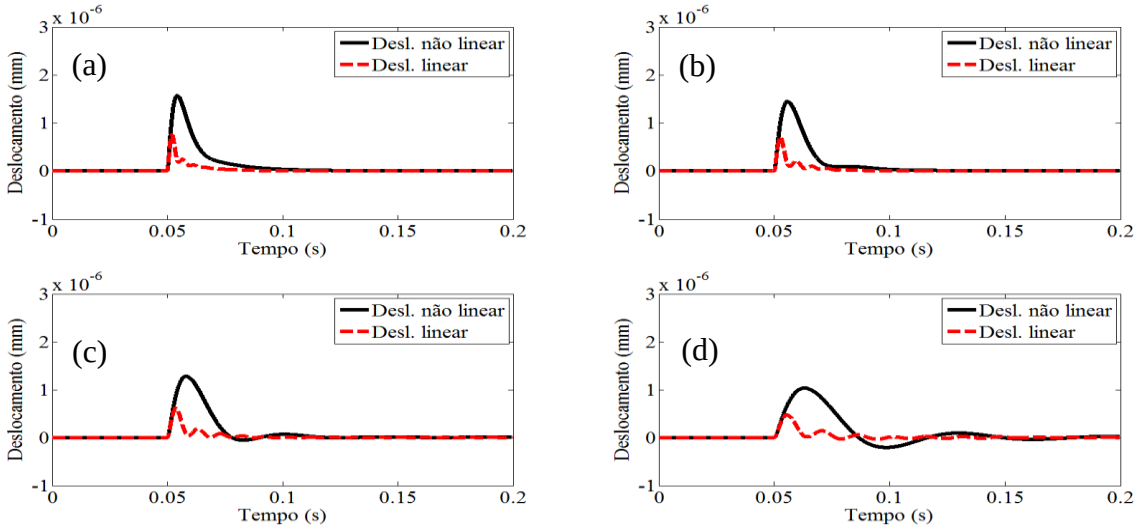


Fonte: o autor

5.2.2 Modelo 2 – Resposta para o sistema considerando a rigidez da fundação como linear e a rigidez do elemento de acoplamento como sendo não linear

Na Figura 5.13 observa-se as respostas de deslocamentos considerando a variação do parâmetro de massa da fundação (m_f) de valores entre 500 kg e 5000 kg, enquanto que os outros parâmetros do sistema permanecem constantes (Tabela 5.4).

Figura 5.13 - Resposta no domínio do tempo variando a massa da fundação de: (a) 500 kg, (b) 1000 kg, (c) 2000 kg e (d) 5000 Kg

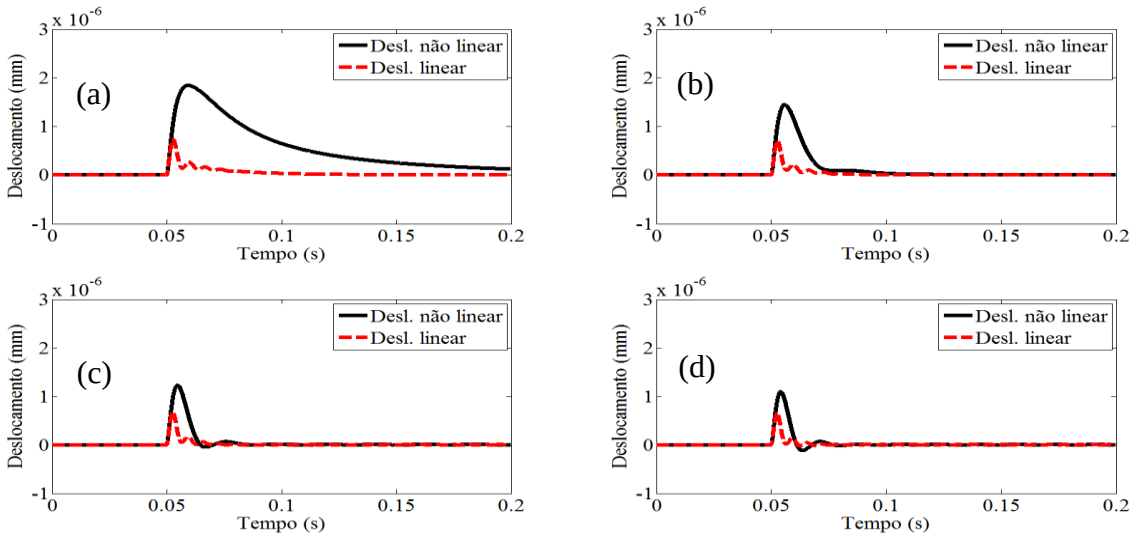


Fonte: o autor

Analisando as respostas quando se considera não linearidade na rigidez do elemento de ligação entre as múltiplas fundações (k_c), observa-se que o sistema com não linearidade possui deslocamentos significativamente maiores que as respostas do sistema linear, porém ambas as respostas apresentam comportamentos semelhantes. Nota-se que, quando há um aumento na massa da fundação, há também um aumento das oscilações para ambas as respostas, porém o sistema linear tende a estabilizar-se em um tempo menor.

A Figura 5.14 apresenta as respostas considerando variação da constante de rigidez da fundação (k_f). Para o sistema em que se considera não linearidade, observa-se amplitudes de deslocamentos bem maiores que as respostas do sistema linear. Para as respostas onde a constante de rigidez da fundação possui valor de 10000 KN/m percebe-se que há uma diferença significativa entre as amplitudes dos deslocamentos, que tendem a se afastar ainda mais caso considere-se valores menores para a constante de rigidez. Conforme aumenta-se os valores desta constante, observa-se uma tendência de aproximação entre os comportamentos dos dois sistemas, onde há uma diminuição da amplitude dos deslocamentos do sistema linear e uma diminuição das oscilações de ambas os sistemas. Assim, para um sistema considerando não linearidade cúbica, valores mais altos da constante de rigidez da fundação poderiam favorecer em uma atenuação das vibrações, onde sua resposta tende a se aproximar de um sistema linear.

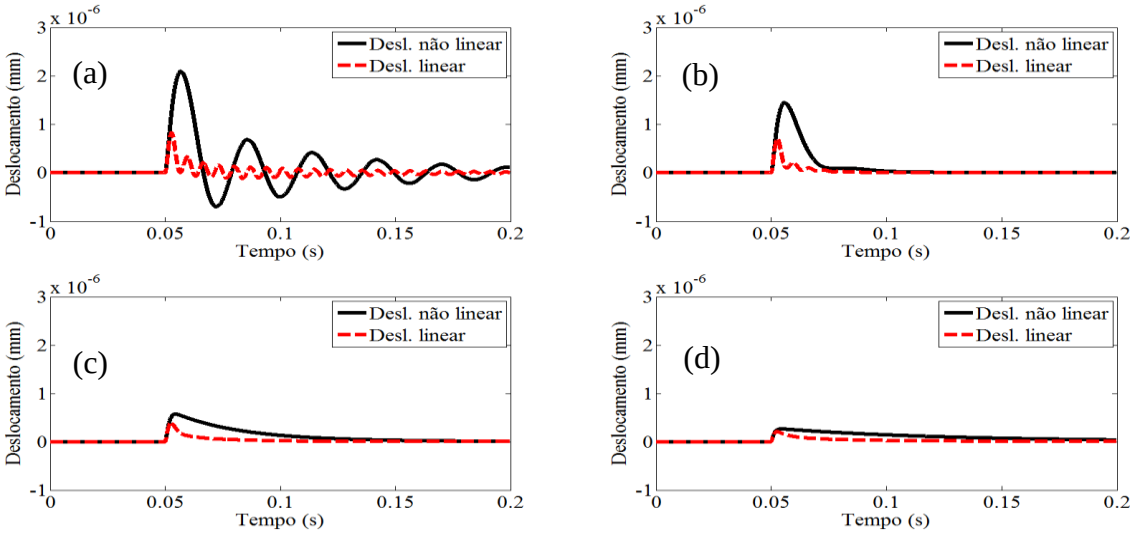
Figura 5.14 - Resposta no domínio do tempo variando a constante elástica da fundação de: (a) 10000 kN/m, (b) 50000 kN/m, (c)100000 kN/m e (d) 150000 kN/m.



Fonte: o autor

Na Figura 5.15 tem-se a resposta da amplitude de deslocamento decorrente da variação da constante de amortecimento da fundação (d_c). A consideração da não linearidade cúbica associada a rigidez do elemento de ligação entre as fundações (k_c) tende a elevar os valores das amplitudes dos deslocamentos em praticamente todos os casos apresentados. Observa-se também um comportamento semelhante entre os dois sistemas (linear e não linear), onde há redução nas amplitudes dos deslocamentos até a sua estabilização, quando se eleva os valores da constante de amortecimento da fundação (d_f). Percebe-se que, as oscilações do sistema não linear para resposta considerando o valor da constante de amortecimento da fundação de 800 KNs/m, é decrescente porém, para o tempo analisado (0,2 segundos), ainda continua oscilando. Enquanto que, para valores mais elevados deste amortecimento (maiores que 1000 KNs/m), as amplitudes são reduzidas e bem próximas para ambos sistemas (linear e não linear).

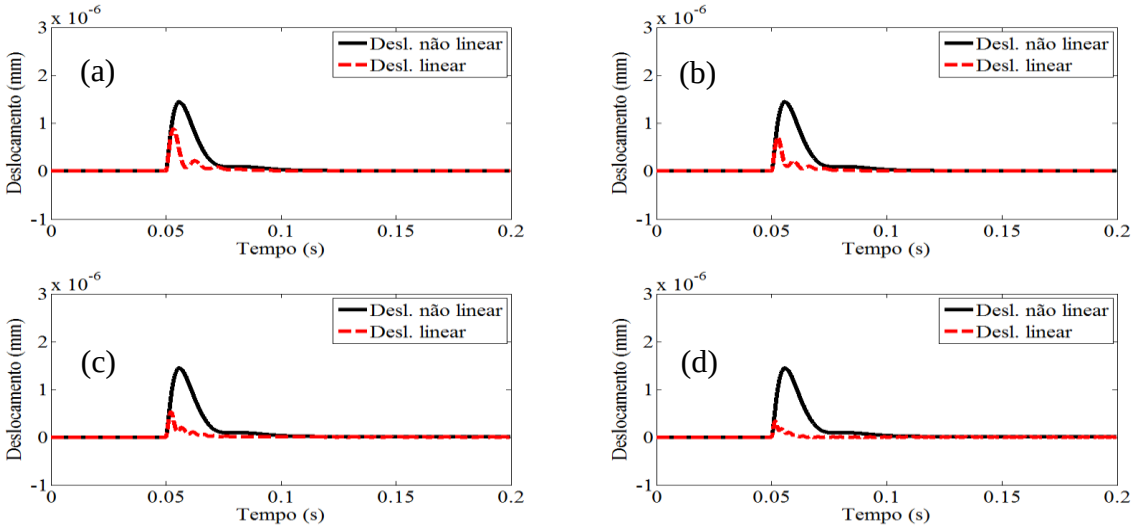
Figura 5.15 - Resposta no domínio do tempo variando a constante de amortecimento da fundação de: (a) 800 kNs/m, (b)1000 kNs/m, (c) 2000 kNs/m e (d) 4000 kNs/m



Fonte: o autor

Na Figura 5.16, observa-se as respostas com relação a variação da constante de rigidez de acoplamento entre as fundações (k_c). Percebe-se que não há variações significativas para o sistema não linear, ou seja, para este sistema, a constante de rigidez do elemento de acoplamento entre as fundações, não influência fortemente as amplitudes de deslocamento. Porém, a referida constante influencia significativamente no comportamento do sistema linear, sendo possível perceber, que para valores elevados (maiores que 100000 KN/m), as curvas tendem a se aproximar.

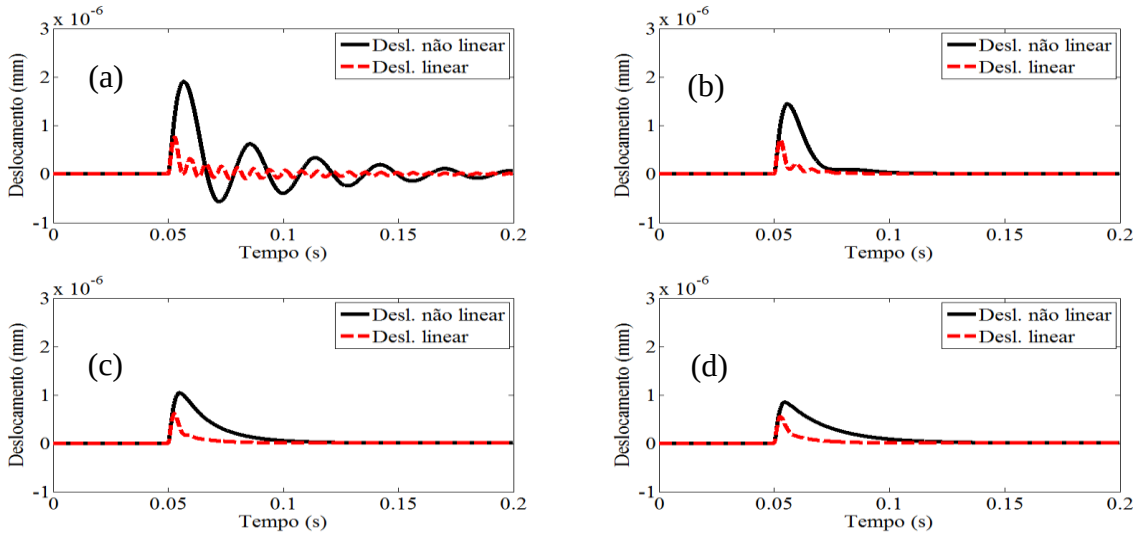
Figura 5.16 - Resposta no domínio do tempo variando a constante de elástica de acoplamento de: (a) 100000 kN/m, (b) 200000 kN/m, (c) 400000 kN/m e (d) 1000000 kN/m



Fonte: o autor

Na Figura 5.17 tem-se as respostas com relação a variação da constante de amortecimento, resultante do acoplamento entre as fundações (d_c). As considerações a respeito destes resultados são bastante similares às apresentadas na Figura 5.15 quando se analisa as respostas não lineares, onde percebe-se a redução significativa das amplitudes dos deslocamentos e do número de oscilações quando tem-se aumento dos valores da constante de amortecimento (d_c). As respostas entre o sistema linear e não linear apresentam semelhanças no comportamento quando considera-se a elevação dos valores de amortecimento do elemento de acoplamento entre as fundações, onde observa-se uma redução significativa nas amplitudes das oscilações.

Figura 5.17 - Resposta no domínio do tempo variando a constante de amortecimento de acoplamento de: (a) -250 kNs/m, (b) -200 kNs/m, (c) -100 kNs/m e (d) 0 kNs/m



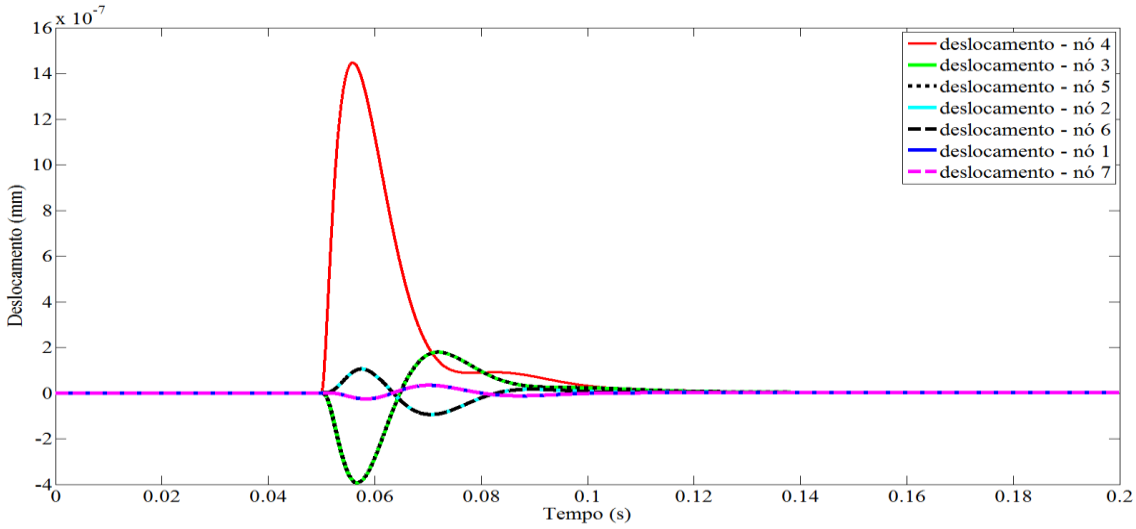
Fonte: o autor

Na Figura 5.18 tem-se a resposta da transmissão das vibrações desde o nó central do modelo de múltiplas fundações (Figura 4.8) aos nós mais afastados do centro, quando considerado a não linearidade associada à rigidez do elemento de acoplamento entre as fundações (k_c). O objetivo é analisar como será a propagação, transmissão e atenuação da força de impulso nos 7 nós do modelo apresentado na Figura 4.8. Os resultados foram obtidos a partir dos valores apresentados na Tabela 5.4.

Percebe-se através dos resultados que as amplitudes dos deslocamentos no nó central são as maiores quando comparadas aos demais, fato esperado devido este ser o elemento em que a força está incidindo. Observa-se também que os nós dispostos simetricamente com relação ao nó central, apresentam respostas de amplitudes de deslocamentos aproximadas, que

tendem a diminuir conforme afasta-se deste centro. Quando comparadas as respostas do sistema linear (Figura 5.11), percebe-se que, no sistema não linear há uma maior amplitude de deslocamento para as respostas, também, o regime transiente aumenta consideravelmente para o sistema não linear, entrando em estabilidade em um tempo próximo a 0,1 segundos, enquanto que no sistema linear o tempo de estabilização é menor.

Figura 5.18 - deslocamentos no tempo em todos os elementos do sistema de fundações acopladas.



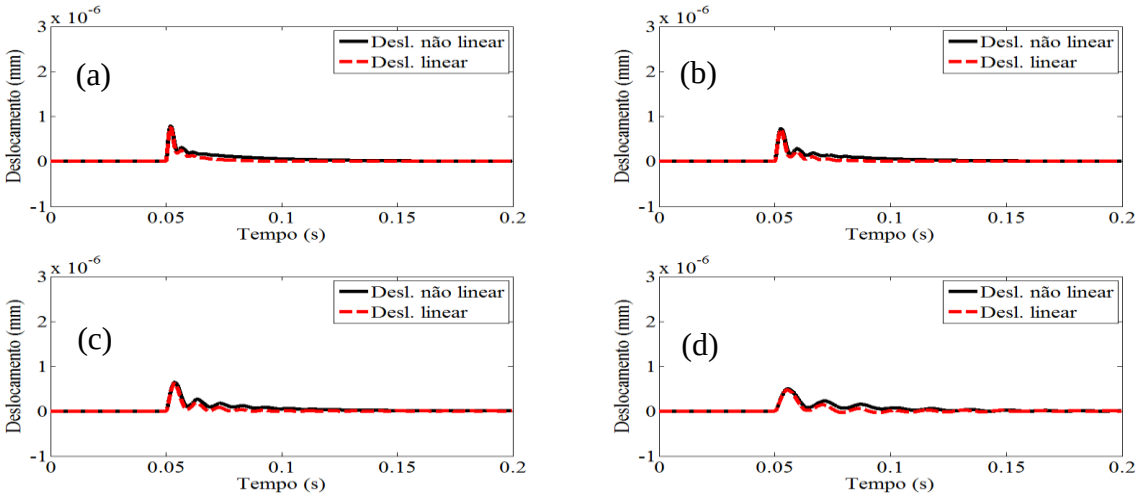
Fonte: o autor

Analisando todas as respostas apresentadas para o modelo, considerando não linearidade associada à constante de rigidez do elemento de acoplamento entre as fundações, percebe-se que todas as respostas não lineares apresentaram aumento das amplitudes de deslocamento, o que não seria interessante no caso de se buscar uma atenuação das vibrações, porém, caso o comportamento do solo realmente se aproxime desta não linearidade cúbica inserida no modelo, percebe-se que esta poderá influenciar de maneira negativa o sistema férreo, necessitando de mais estudos para um modelamento mais representativo.

5.2.3 Modelo 3 –Resposta para o sistema considerando a rigidez da fundação como não linear e a rigidez do elemento de acoplamento como sendo linear

Na Figura 5.19 tem-se as respostas de amplitudes de deslocamento conforme varia-se a massa da fundação (m_f), de valores entre 500 kg e 5000 kg, enquanto que os demais parâmetros do sistema apresentam valores constantes (Tabela 5.4).

Figura 5.19 - Resposta no domínio do tempo variando a massa de (a) 500 kg, (b) 1000 kg, (c) 2000 kg e (d) 5000 Kg

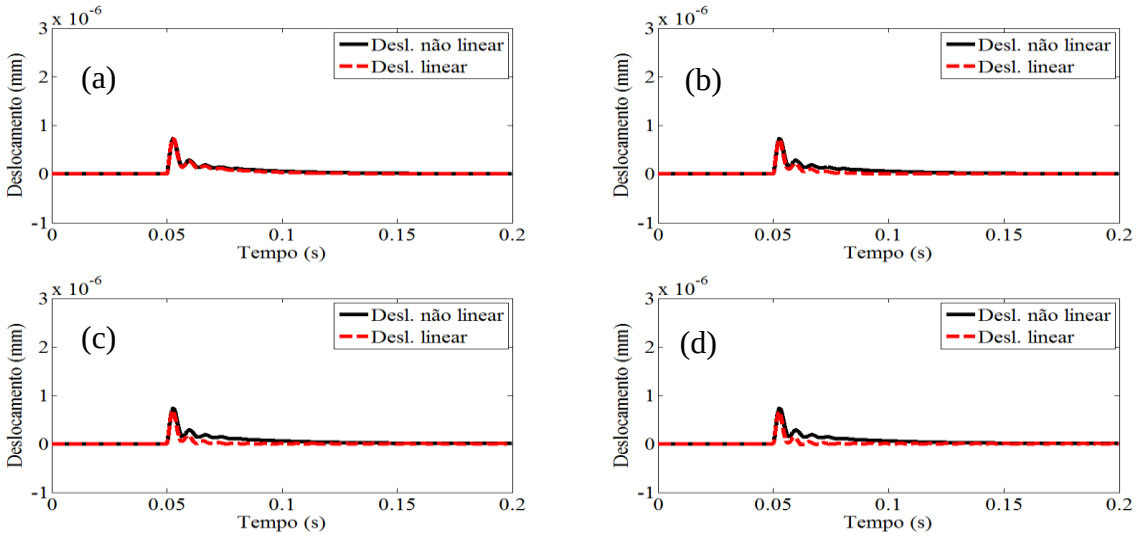


Fonte: o autor

Observa-se que, neste caso, as respostas para ambos os sistemas (linear e não linear) tendem a se aproximar, e seu comportamento no tempo é semelhante quando se varia a massa da fundação. A principal diferença entre ambas as respostas está na amplitude de deslocamento e regime transiente, os quais são um pouco maiores para o sistema não linear.

Na Figura 5.20 pode-se observar as respostas com relação a variação da constante de rigidez da fundação (k_f). As respostas, neste caso, também apresentam comportamento semelhante, apresentando um aumento significativo na diferença entre as amplitudes dos deslocamentos após 0,6 segundos quando se aumenta os valores da rigidez da fundação

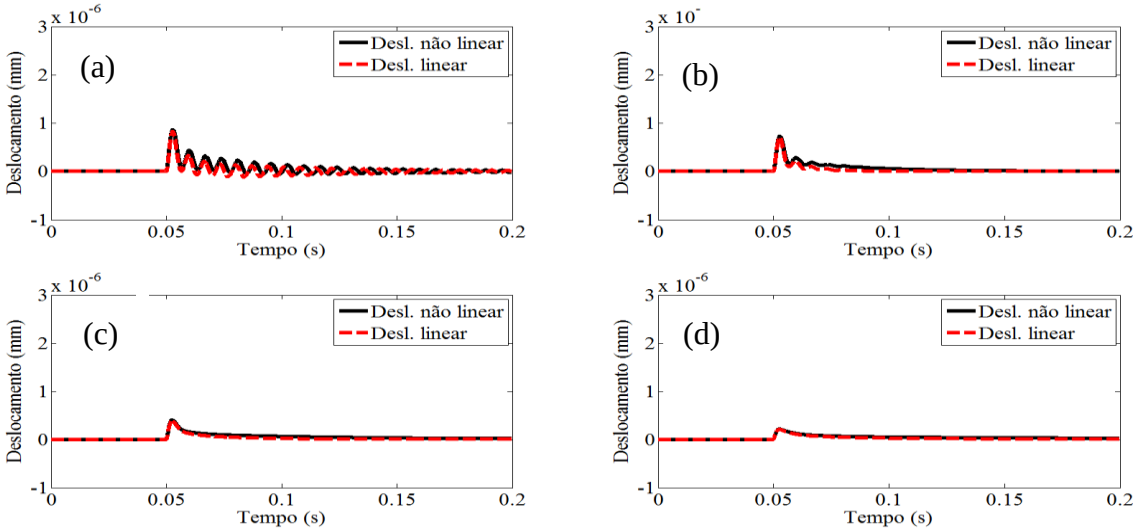
Figura 5.20 - Resposta no domínio do tempo variando a constante elástica da fundação de (a) 10000 kN/m, (b) 50000 kN/m, (c)100000 kN/m e (d) 150000 kN/m



Fonte: o autor

Na Figura 5.21 tem-se as respostas com base na variação da constante de amortecimento da fundação (d_f). Observa-se, neste caso, uma redução nas respostas para ambos os sistemas, ou seja, tendem a estabilizar mais rápido considerando um aumento na constante de amortecimento (d_f), sendo que as curvas tendem a se aproximar conforme aumenta-se este parâmetro.

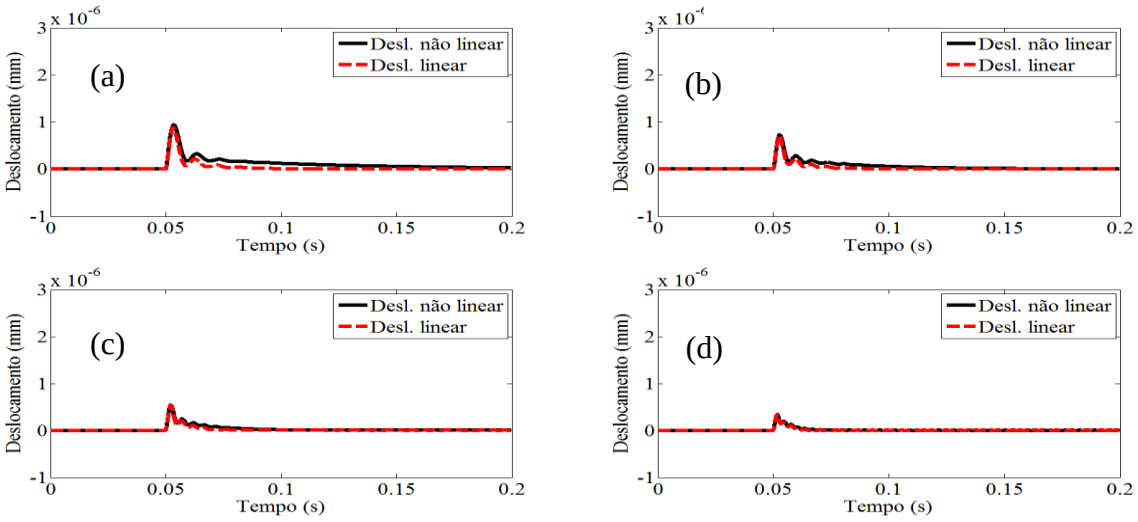
Figura 5.21 - Resposta no domínio do tempo variando a constante de amortecimento da fundação de (a) 800 kNs/m, (b)1000 kNs/m, (c) 2000 kNs/m e (d) 4000 kNs/m



Fonte: o autor

Na Figura 5.22 tem-se as respostas conforme varia-se a constante de rigidez de acoplamento entre as fundações (*kc*). Percebe-se nestes resultados, que quanto menores os valores da constante de rigidez do elemento de acoplamento entre as fundações k_c, maiores as diferenças entre os dois sistemas, ou seja, as curvas tendem a se afastar uma da outra. Tal comportamento tende a inverter-se caso se considere valores maiores para este parâmetro de rigidez de acoplamento (k_c), onde as curvas começam a se aproximar rapidamente e diminuir sua amplitude de deslocamento.

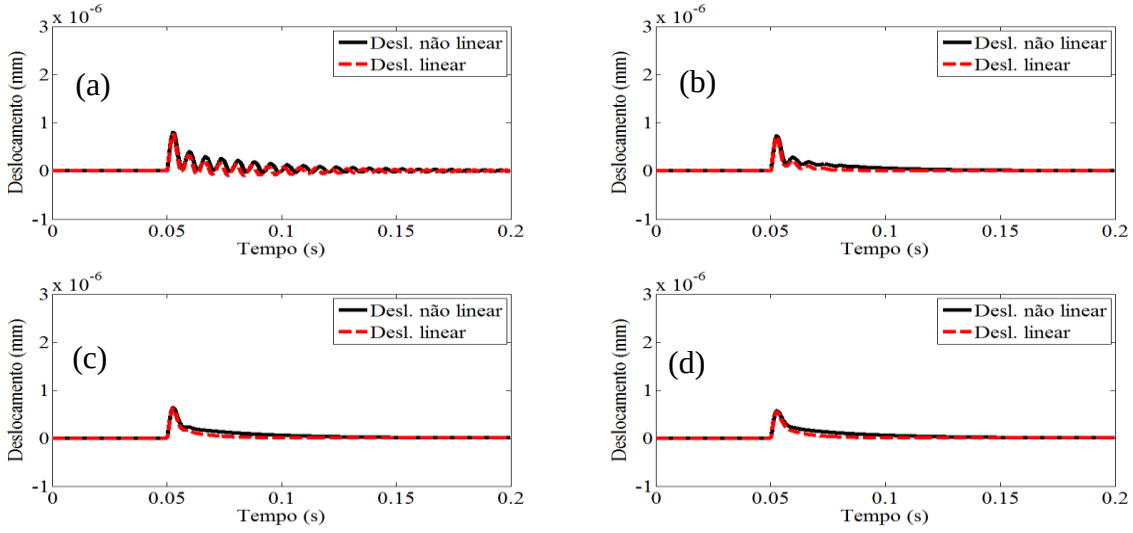
Figura 5.22 - Resposta no domínio do tempo variando a constante de elástica de acoplamento de a) 100000 kN/m, b) 200000 kN/m, c) 400000 kN/m e d) 1000000 kN/m



Fonte: o autor

Na Figura 5.23 pode se observar as respostas em relação a variação da constante de amortecimento, resultante do acoplamento entre as fundações (d_c). As considerações a respeito destes resultados são bastante similares às apresentadas na Figura 5.21, onde percebe-se que as amplitudes de deslocamento tendem a entrar em regime de estabilidade para ambos os sistemas, quando se considera valores mais elevados para a constante de amortecimento (d_c). A principal diferença desta para a resposta na qual varia-se a constante de amortecimento da fundação reside nas amplitudes de deslocamento onde, neste caso, há menores atenuações das amplitudes conforme aumenta-se os valores de amortecimento.

Figura 5.23 - Resposta no domínio do tempo para: (a) -250 kNs/m,(b) -200 kNs/m, (c) -100 kNs/m e (d) 0 kNs/m

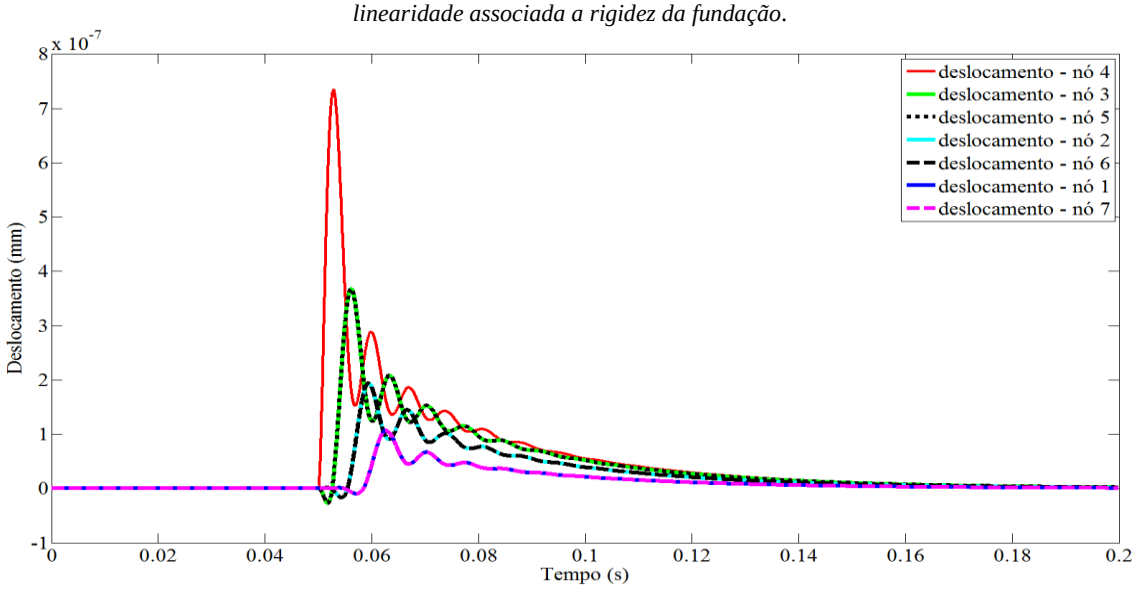


Fonte: o autor

Na Figura 5.24 tem-se como se dá a transmissão das vibrações desde o nó central do modelo de múltiplas fundações (Figura 4.8) aos nós mais afastados do centro, considerando a não linearidade no deslocamento associado à rigidez das fundações (k_f). Os resultados foram obtidos a partir dos valores apresentados na Tabela 5.4.

Observa-se através dos resultados que as respostas são bastante semelhantes ao do sistema linear, onde há uma leve diferença nas amplitudes dos deslocamentos em todos os nós conforme esta é transmitida do nó central para os mais afastados do centro, porém esta diferença é pequena.

Figura 5.24 - Deslocamentos no domínio do tempo para todos os nós do modelo de múltiplas fundações considerando não linearidade associada a rigidez da fundação.



Fonte: o autor

Com vistas aos resultados apresentados para os modelos onde se considera não linearidade, a elevação das amplitudes de deslocamentos nas respostas, em comparação com o modelo linear pode estar relacionada com processo de compactação do solo após um aumento de carga sobre o mesmo, ou seja, após a aplicação da força de impulso gerada pela dinâmica dos trens, tem-se um aumento nos parâmetros de rigidez do solo.

5.3 Resposta no Domínio da Frequência para o Modelo de Múltiplas Fundações

Segundo Bacci et al. (2003) e Chaves (2009), a maioria das recomendações a respeito de controle de vibração em estruturas e edificações considera a análise no domínio da frequência como sendo essencial para a verificação de danos.

Kouroussis (2011), Knothe e Wu (1998), afirmaram que a excitação ferroviária é frequentemente considerada pequena em comparação com outras excitações dinâmicas (terremotos, explosões, etc.), assim, para um modelo de acoplamento trilho e solo tem-se que as excitações ocorrem principalmente em intervalos de baixa e média frequência (até 100Hz).

A equação diferencial para o sistema linear não amortecido é dada por:

$$[\mathrm{M}]\ddot{x} + [\mathrm{K}]x = [F(t)] \qquad (5.3)$$

Sendo *[M]* e *[K]*, respectivamente as matrizes de massa, de rigidez globais do sistema e *[F]* a matriz de força de força.

A Tabela 5.5 apresenta as frequências naturais obtidas para o modelo de múltiplas fundações não amortecido.

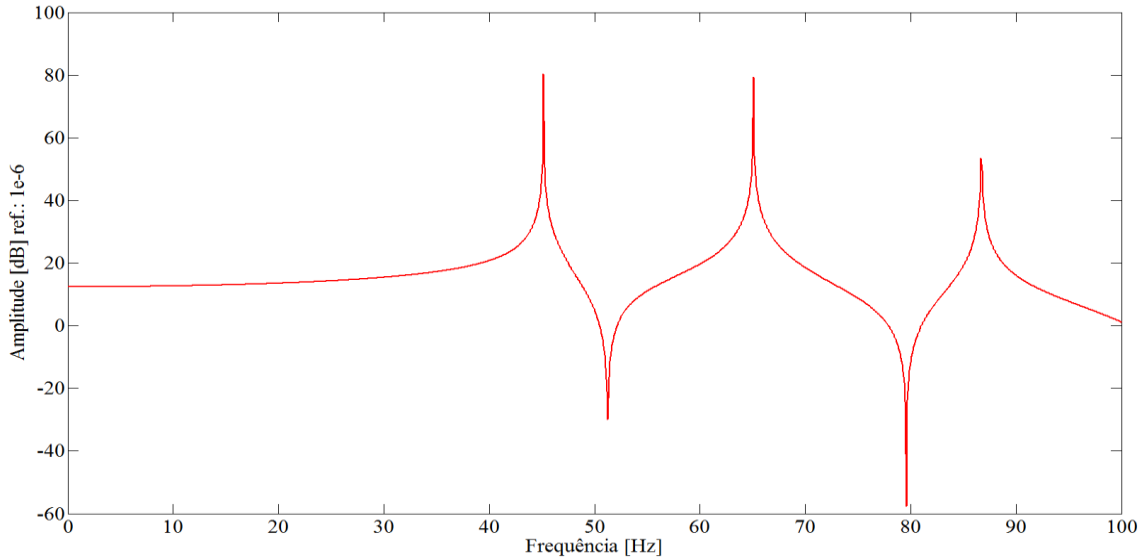
Tabela 5.5 - Frequências naturais para o modelo de fundação

Ordem das frequências naturais	F (Hz)
1	45,142
2	65,07
3	86,725
4	105,76
5	123,6
6	136,25
7	144,08

Fonte: o autor

Na Figura 5.25, tem-se a função resposta em frequência (FRF) quando analisado o nó central da fundação do modelo (nó 4 da Figura 4.8). O modelo é validado, tendo em vista os valores obtidos a partir da análise modal (Tab. 5.5), na análise harmônica apresentada nesta figura.

Figura 5.25 – Função resposta em frequência (FRF) para as múltiplas fundações.



Fonte: o autor

5.4 Resposta para o Sistema no Domínio da Tempo para o Modelo Completo

Com base no modelo completo apresentado na Figura 4.11, determinou-se as respostas no domínio do tempo em cada um dos nós da viga (trilho), quando a mesma está sujeita a esforços verticais. Assim, os resultados apresentados referem-se à aplicação de uma força de impulso concentrada no nó central da mesma.

O Algoritmo 5.2 apresenta os passos utilizados para resolver o problema do modelo acoplado entre trilhos, dormentes e múltiplas fundações.

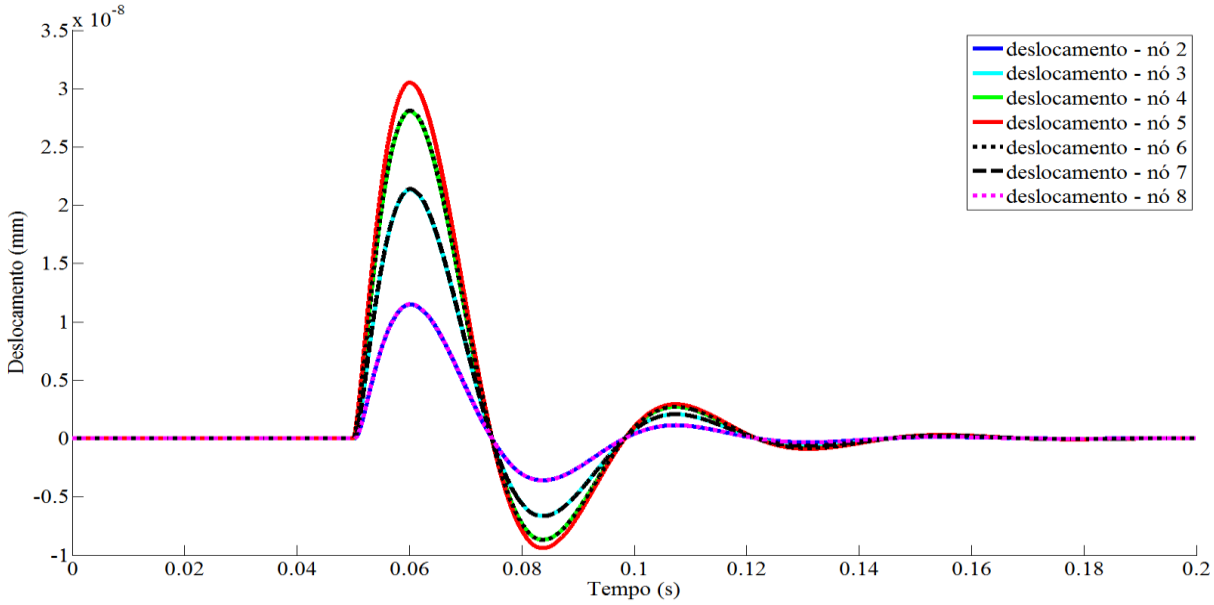
Algoritmo 5.2 – Formulação do modelo acoplado no domínio do tempo.

1. *Entrada de dados (valores das constantes de massa, rigidez, amortecimento, parâmetros dos trilhos conforme viga UIC 60);*
2. *Formulação da matriz de massa, rigidez e amortecimento para os trilhos (viga de Euler Bernoulli);*
3. *Formulação da matriz massa para os dormentes;*
4. *Formulação da matriz de rigidez e amortecimento para as palmilhas de trilhos e dormentes;*
5. *Formulação da matriz de massa, rigidez e amortecimento para o modelo de múltiplas fundações;*
6. *Definição da matriz global do modelo acoplado a partir das matrizes pré-definidas;*
7. *Aplicação do Método de Newmark para obtenção das respostas de deslocamentos nos trilhos considerando uma força aplicada no elemento central do mesmo;*

8. *Aplicação do Método de Newmark para obtenção das respostas de deslocamentos nas fundações considerando uma força aplicada no elemento central dos trilhos;*
9. *Análise dos resultados;*
10. *Otimização via Colônia de Abelhas;*
11. *Análise dos novos resultados.*

Na Figura 5.26 tem-se as respostas de amplitudes de deslocamentos nos nós 2 a 8 dos trilhos, apresentados no modelo acoplado da Figura 4.11, considerando uma força de impulso aplicada no nó central (nó 5). Percebe-se que as respostas próximas ao elemento central dos trilhos apresentam maior amplitude de deslocamento com relação aos demais nós. Neste caso, os nós equidistantes do elemento central, apresentam respostas semelhantes. Este comportamento é esperado para o sistema, devido ao local de aplicação da força (centro da viga).

Figura 5.26 - Deslocamentos para todos os nós da viga considerando uma força de impulso aplicada no nó 5.

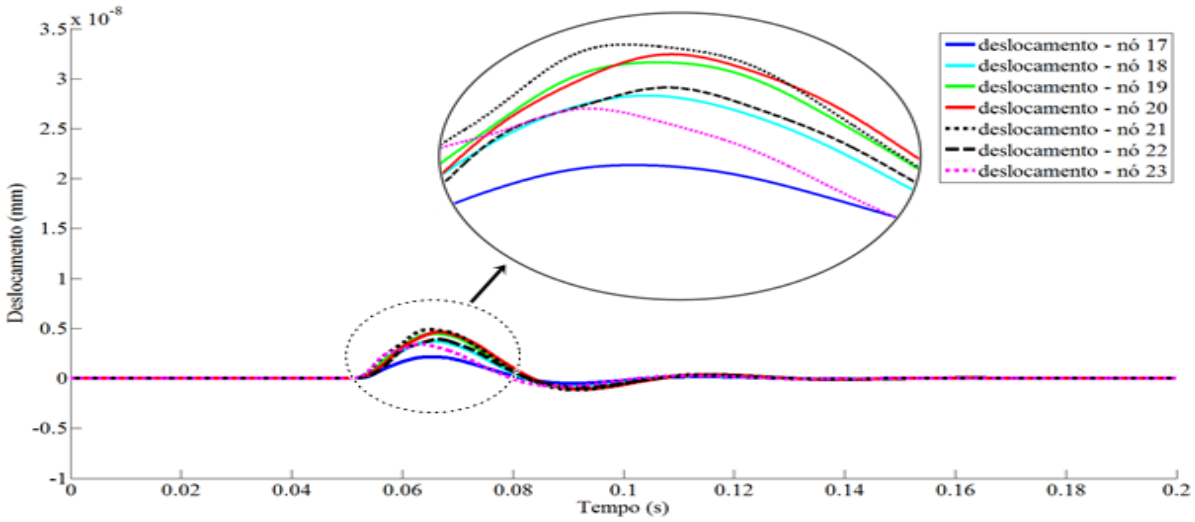


Fonte: o autor

Na Figura 5.27 são apresentadas as respostas no domínio do tempo para nós da fundação (nós 17 a 23). Como a força está aplicada no elemento central da viga (nó 5), as respostas próximas ao elemento central da fundação (nó 20) (ver Fig. 4.11) tendem a apresentar maior amplitude de deslocamento com relação aos demais nós da fundação, porém, percebe-se que neste caso, a maior amplitude de deslocamento está associada ao nó posterior ao nó central da fundação (nó 21), onde esta decai para o nó central (nó 20) e depois para o nó anterior ao central

(nó 19), este comportamento repete-se para os nós equidistantes ao nó central, onde o nó posterior apresenta amplitude de deslocamento pouco maior que os anteriores ao nó central. Provavelmente este fato deve-se a consideração de amortecimento do elemento de acoplamento entre as fundações, podendo assumir valores negativos (de modo a corrigir a defasagem na transmissão das vibrações).

Figura 5.27 –Deslocamentos no domínio do tempo com força de impulso aplicada no nó central da viga (nó 5).



Fonte: o autor

5.5 Resposta para o Sistema no Domínio da Frequência

O Algoritmo 5.3 apresenta a metodologia de solução para o modelo acoplado entre trilhos, dormentes e múltiplas fundações no domínio da frequência.

Algoritmo 5.3 – Formulação do modelo acoplado no domínio da frequência – sistema não amortecido.

1. *Entrada de dados (valores das constantes de massa, rigidez e parâmetros dos trilhos conforme viga UIC 60);*
2. *Formulação da matriz de massa e rigidez para os trilhos (viga de Euler Bernoulli);*
3. *Formulação da matriz massa para os dormentes;*
4. *Formulação da matriz de rigidez para as palmilhas de trilhos e dormentes;*
5. *Formulação da matriz de massa e rigidez para o modelo de múltiplas fundações;*
6. *Definição da matriz global do modelo acoplado a partir das matrizes pré-definidas;*

7. *Análise modal do modelo a partir dos autovalores da equação 5.3;*
8. *Análise harmônica do modelo dada pela função resposta em frequência (FRF);*
9. *Análise dos resultados;*
10. *Otimização via NSGA;*
11. *Análise dos novos resultados.*

Na Tabela 5.6 tem-se os valores das frequências naturais, obtidos com base na análise modal do modelo do acoplado entre trilhos, dormentes e fundação para os 30 graus de liberdade:

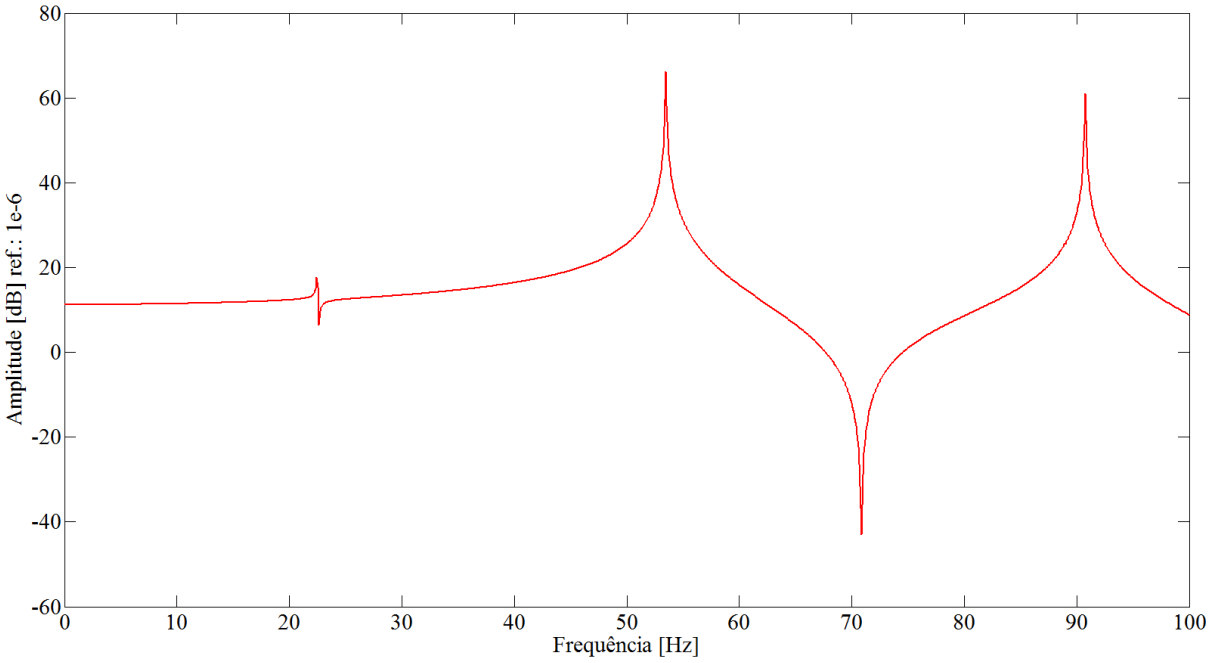
Tabela 5.6 – Frequência natural para o modelo acoplado entre trilhos, dormentes e fundação

Ordem das frequências naturais	F (Hz)	Ordem das frequências naturais	F (Hz)	Ordem das frequências naturais	F (Hz)
1	22.444	**11**	170.39	**21**	1123.4
2	52.040	**12**	170.73	**22**	1579.9
3	69.882	**13**	170.79	**23**	1966.4
4	88.868	**14**	170.94	**24**	2.510
5	90.258	**15**	171.24	**25**	3.171
6	109.45	**16**	171.60	**26**	3969.1
7	125.64	**17**	201.99	**27**	4913.2
8	137.74	**18**	357.44	**28**	5946.2
9	145.12	**19**	561.30	**29**	6853.8
10	169.33	**20**	815.06	**30**	7236.6

Fonte: o autor

A seguir, na Figura 5.28, tem-se a função resposta em frequência (FRF) para o sistema. A faixa analisada compreende valores de 0 a 100 Hz, sendo esta, a frequência usual de excitação do sistema segundo Kouroussis (2011), Knothe e Wu (1998). Percebe-se que, o primeiro modo de vibração apresenta amplitudes pequenas quando comparada com o segundo e quinto modo de vibração.

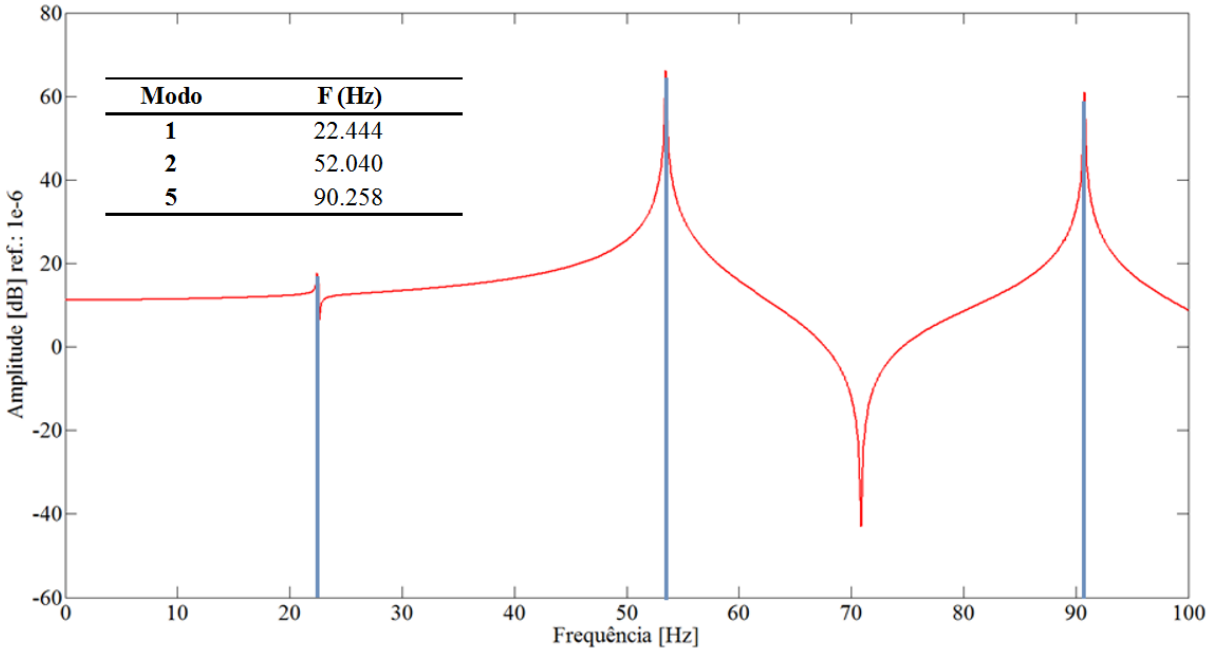
Figura 5.28 – Resultado da amplitude do deslocamento (dB) no domínio da frequência (0 – 100 Hz)



Fonte: o autor

A comparação entre as respostas da análise modal e harmônica pode ser vista na Figura 5.29, onde percebe-se que as mesmas apresentam resultados próximos.

Figura 5.29 – Comparação entre a análise modal e harmônica.



Fonte: o autor

A partir da análise harmônica, será considerado no problema de otimização, o modo entre 40 e 70 Hz.

5.6 Projeto Ótimo para Atenuação de Vibrações na Fundação da Via Férrea

O projeto ótimo, neste caso, consiste em atenuar vibrações indesejadas em uma via férrea. Assim, buscou-se os valores ótimos para certos parâmetros do problema de modo a atenuar tais vibrações. O projeto foi abordado tanto no domínio do tempo quanto no domínio da frequência, oriundos da passagem de um trem sobre os trilhos.

5.6.1 Resposta otimizada dos deslocamentos no domínio do tempo

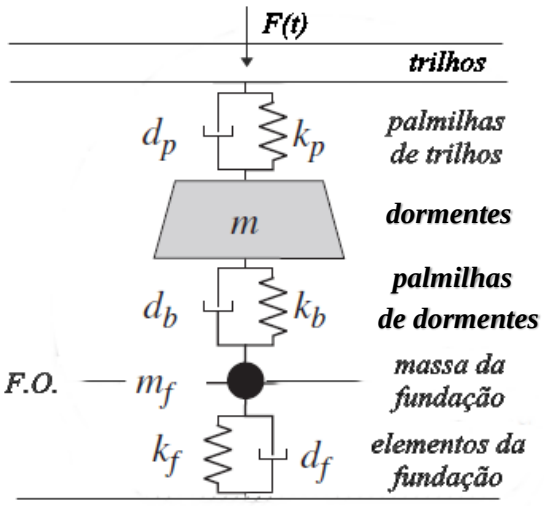
O procedimento de otimização no domínio do tempo foi construído utilizando o método bio-inspirado conhecido por Algoritmo Colônia de Abelhas (ACA).

A partir deste algoritmo, buscou-se atenuar a amplitude de deslocamento no elemento de massa da fundação, sendo assim definida a função objetivo do problema:

$$Função\ objetivo = \min(x(t)) \tag{5.4}$$

A Figura 5.30 apresenta esquematicamente os elementos do modelo simplificado, onde se busca atenuar a amplitude de deslocamento no elemento de massa da fundação (m_f):

Figura 5.30 – Modelo simplificado do sistema acoplado entre trilhos, dormentes e fundação



Fonte: o autor

As variáveis de projeto são representadas pelos parâmetros de rigidez e amortecimento dos elementos de ligação entre os nós do sistema acoplado acima da fundação, ou seja, k_p e d_p, k_b e d_b, e a massa do dormente m_t.

As restrições são dadas a partir dos valores máximos e mínimos que as variáveis de projeto podem assumir que, neste caso são dadas por:

- 1 KNs/m $\leq d_p \leq$ 50 KNs/m;
- 20000 KN/m $\leq k_p \leq$ 160000 KN/m;
- 20 KNs/m $\leq d_b \leq$ 120 KNs/m;
- 10000 KN/m $\leq k_b \leq$ 90000 KN/m;
- 0.900 Kg $\leq m_t \leq$ 500 Kg;

Utilizou-se como parâmetros iniciais para o Algoritmo Colônia de Abelhas uma quantidade de 50 iterações, considerando uma população inicial de 100 abelhas.

Os valores das variáveis de projeto antes da otimização e os valores ótimos encontrados pelo método colônia artificial de abelhas estão apresentados na Tabela 5.7.

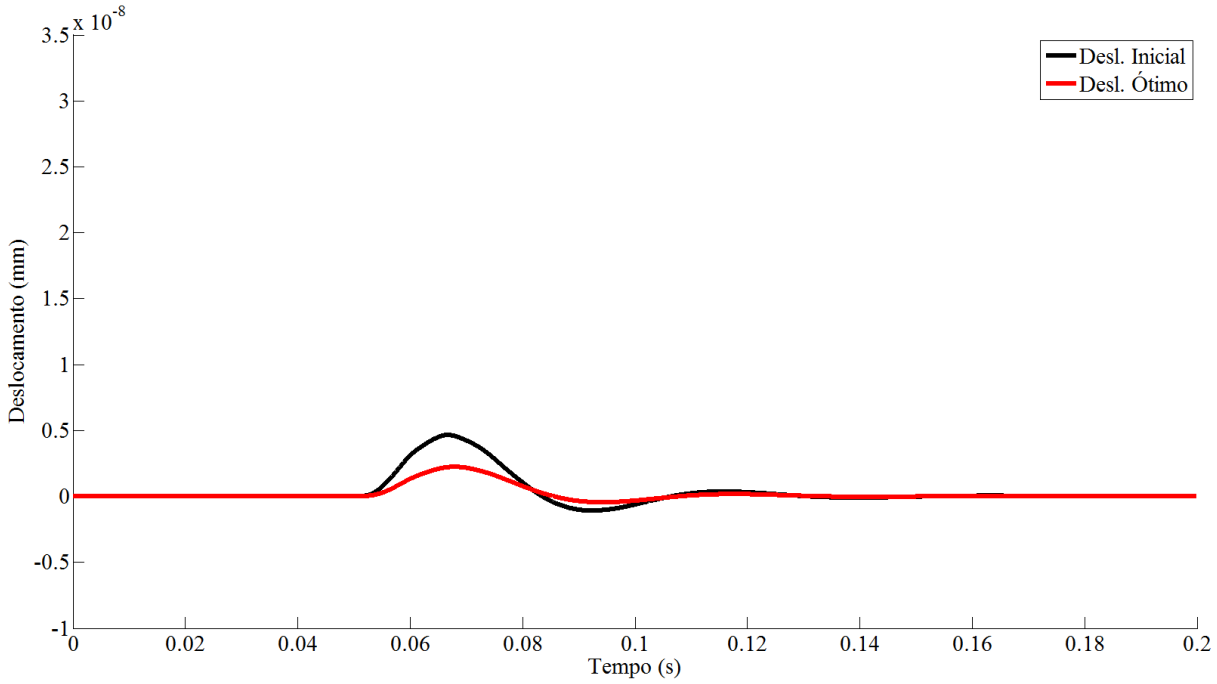
Tabela 5.7 - Soluções das variáveis de projeto otimizadas para o modelo de via férrea

Variáveis de Projeto	***Valores iniciais***	***Valores Ótimos***
Massa da travessa (*mt*)	150,00 kg	112,51 Kg
Constante de amortecimento das palmilhas de dormentes (*db*)	72,00 KNs/m	29,91 KNs/m
Constante de rigidez das palmilhas de dormentes (*kb*)	47000,00 KN/m	69293,86 KN/m
Constante de amortecimento das palmilhas de trilhos (*dp*)	4,00 KNs/m	16.66 KNs/m
Constante de rigidez das palmilhas de trilhos (*kp*)	120000,00 KN/m	17789,17 KN/m
Função Objetivo	Redução em 51,06% do valor do deslocamento no elemento central da fundação para a função objetivo.	

Fonte: o autor

A Figura 5.31 apresenta os resultados do projeto ótimo para o caso em questão:

Figura 5.31 - Deslocamentos no domínio do tempo para a fundação: Inicial e Ótimo



Fonte: o autor

Têm-se, nesta figura, as respostas no domínio do tempo para a função objetivo que, neste caso, visa minimizar as vibrações na fundação. Na figura em questão tem-se os resultados no eixo de aplicação da força, ou seja, considera-se o nó 20. Percebe-se que, no projeto ótimo, foi possível obter reduções significativas nos valores dos deslocamentos no sistema, além de permitir que a resposta se estabilize mais rapidamente.

5.6.2 Resposta otimizada dos deslocamentos no domínio da Frequência

No presente trabalho, tendo em vista a faixa de frequência em que o sistema atua, optou-se por minimizar a amplitude de vibração da frequência que corresponde à ressonância que está entre o intervalo de frequência de 40 à 70 Hz, ou seja, o segundo modo de vibração do sistema não amortecido.

Utilizou-se o algoritmo NSGA para esta etapa, sendo que o mesmo foi implementado na otimização de uma função monoobjetivo, buscando atenuar as amplitudes das respostas no elemento de massa da fundação, definida por:

$$Função\ objetivo = \min\{\text{abs}(Amplitude)\} \tag{5.5}$$

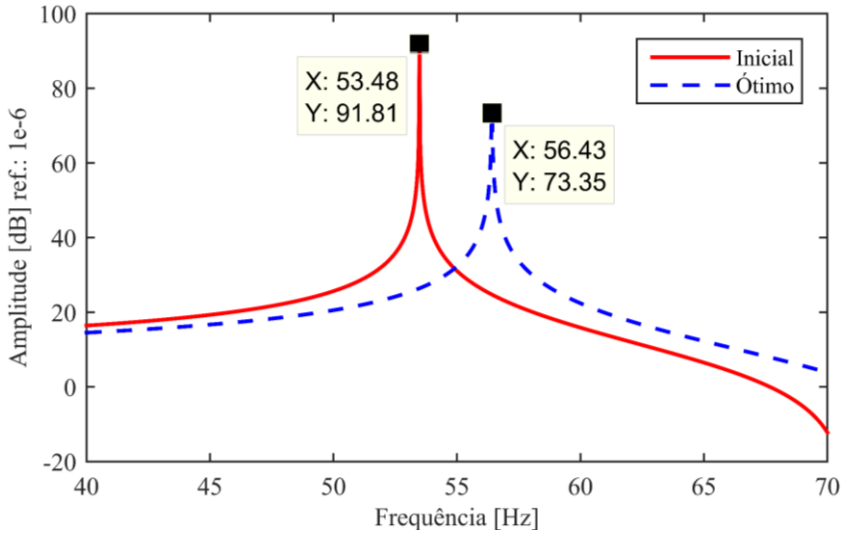
As variáveis de projeto foram definidas como sendo os parâmetros de rigidez do modelo, ou seja, a constante de rigidez das palmilhas de trilhos (k_p), a constante de rigidez das palmilhas de dormentes (k_b) e a constante de rigidez do elemento de ligação entre as múltiplas fundações (k_c).

As restrições para as variáveis de projeto foram definidas a partir de uma variação de 20%, 27% e 30% dos valores padrões considerados inicialmente.

Utilizou-se uma quantidade de 20 iterações, considerando uma população inicial de 100 indivíduos.

Na Figura 5.32 tem-se a resposta do projeto de otimização para o caso inicial (variação de 20% dos valores padrões). Percebe-se uma redução de 18,462 dB no pico da frequência, ou seja, obteve-se uma redução de 20,11% com relação aos valores iniciais. Ainda, houve um certo afastamento da frequência natural com relação ao seu valor inicial, onde a mesma passou de um valor de 53,48Hz para 56,43Hz. Tal fato ocorre devido a modificações dinâmicas no sistema pela modificação dos valores das variáveis pela otimização.

Figura 5.32 – Comparativo entre as FRFs inicial e ótima considerando 20% de variação das variáveis de projeto



A comparação entre os valores das variáveis de projeto, iniciais e ótimos, obtidos com variação de 20% em todas as variáveis de projeto pode ser observada na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Soluções das variáveis de projeto otimizadas variando 20% para o modelo de via férrea

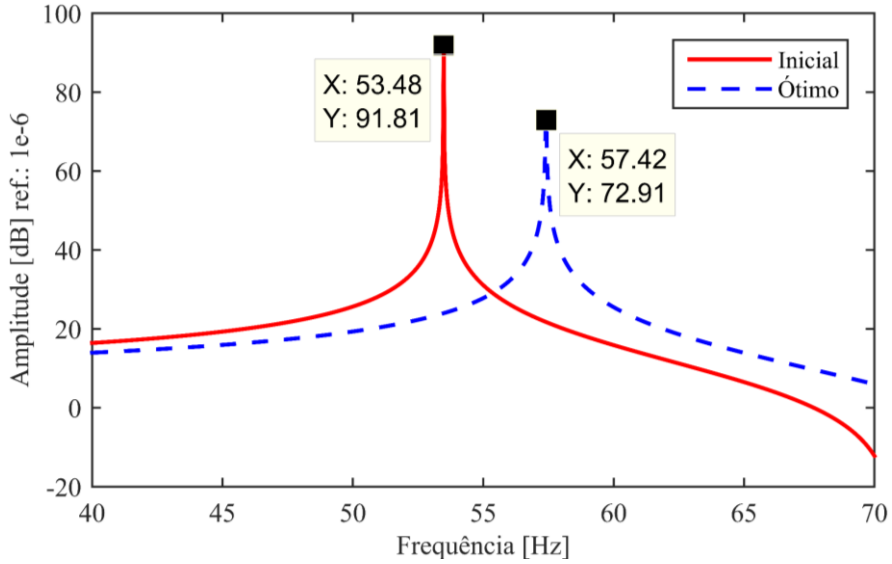
Variáveis de Projeto	***Valores iniciais***	***Valores Ótimos***
Constante de rigidez da palmilha de trilhos (*kb*)	47000,00 KN/m	56400,00 KN/m
Constante de rigidez da palmilha de dormentes (*kp*)	120000,00 KN/m	14400,00 KN/m
Constante de rigidez do elemento de ligação (*kc*)	200000,00 KN/m	240000,00 KN/m

Fonte: o autor

Para um segundo estudo de caso, considera-se que as variáveis de projeto podem assumir uma variação de 27% dos valores padrões inicialmente utilizados no modelo

Na Figura 5.33 tem-se os resultados da otimização das respostas de amplitudes a partir das restrições variando 27% com relação aos valores padrões, onde percebe-se uma redução de 18,902 dB no pico da frequência, ou seja, obteve-se uma redução de 20,59% com relação aos valores iniciais.

Figura 5.33 – Comparativo entre as FRFs inicial e ótima considerando 27% de variação das variáveis de projeto



Os valores da solução inicial e ótima obtidos com variação de 27% em todas as variáveis de projeto está apresentado na tabela 5.9.

Tabela 5.9 - Soluções das variáveis de projeto otimizadas variando 27% para o modelo amortecido de via férrea

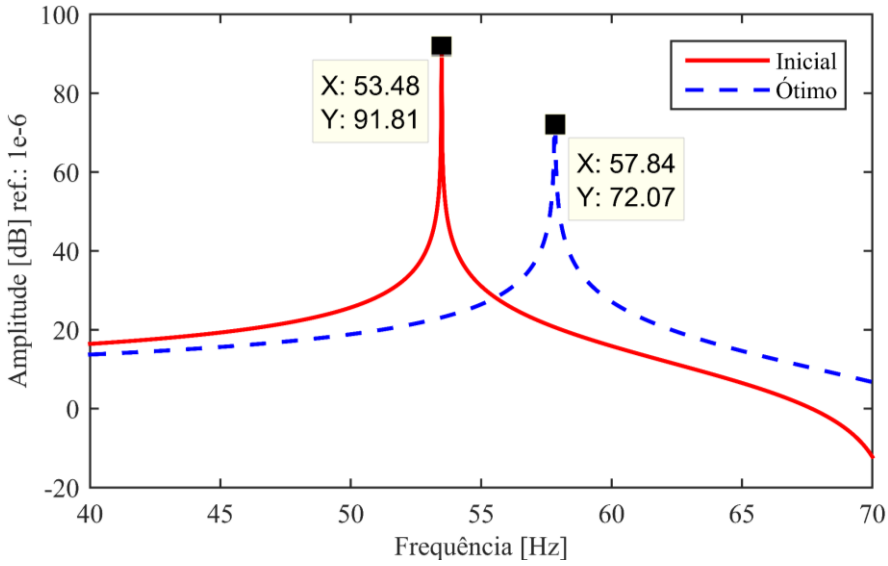
Variáveis de Projeto	***Valores iniciais***	***Valores Ótimos***
Constante de rigidez da palmilha de trilhos (*kb*)	47000,00 KN/m	59690,00 KN/m
Constante de rigidez da palmilha de dormentes (*kp*)	120000,00 KN/m	152400,00 KN/m
Constante de rigidez do elemento de ligação (*kc*)	200000,00 KN/m	254000,00 KN/m

Fonte: o autor

Por fim foi realizada a otimização considerando que as variáveis de projeto poderiam assumir uma variação de até 30% dos valores padrões inicialmente utilizados.

O resultado ótimo e inicial está representado na Figura 5.34, onde é possível perceber que há uma redução de 19,742 dB no pico da frequência, ou seja, obteve-se uma redução de 21,51% com relação aos valores iniciais.

Figura 5.34 – Comparativo entre as FRFs inicial e ótima considerando 30% de variação das variáveis de projeto



Os valores ótimos obtidos com variação de 30% em todas as variáveis de projeto estão apresentados na Tabela 5.10.

Tabela 5.10 - Soluções das variáveis de projeto otimizadas variando 30% para o modelo amortecido de via férrea

Variáveis de Projeto	***Valores iniciais***	***Valores Ótimos***
Constante de rigidez da palmilha de trilhos (*kb*)	47000,00 KN/m	61100,00 KN/m
Constante de rigidez da palmilha de dormentes (*kp*)	120000,00 KN/m	156000,00 KN/m
Constante de rigidez do elemento de ligação (*kc*)	200000,00 KN/m	260000,00 KN/m

Fonte: o autor

A partir dos resultados encontrados observa-se, no projeto ótimo, uma considerável redução nas amplitudes da resposta em frequência utilizando o algoritmo NSGA, de modo que, para uma variação de até 30% dos valores iniciais têm-se uma redução de 21,51% do pico de amplitude, ou seja, uma minimização dos efeitos de vibração no elemento central da fundação, a qual seria transmitida pelo solo para construções lindeiras.

Capítulo 6

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho foi realizado um estudo voltado à investigação de vibrações causadas pela passagem de trens sobre linhas férreas, buscando modelar o sistema e minimizar as amplitudes dos deslocamentos nas fundações e solo e, assim, contribuir para reduzir possíveis impactos associados a dinâmica de vias férreas.

O sistema foi modelado por meio do método elementos finitos, permitindo assim a análise do comportamento dinâmico do sistema, primeiramente no domínio do tempo e, posteriormente, no domínio da frequência.

Em um primeiro momento, fez se a validação do modelo, utilizando para isto, trabalhos já publicados na literatura. Foram construídos os gráficos de impedância do solo de modo a representar a mesma dentro de uma faixa de frequência exigida para o sistema (0 à 100 Hz).

A consideração de um comportamento não linear no solo, mostrou um aumento nos deslocamentos, além de um maior tempo para estabilização do sistema após a aplicação da força no elemento central da fundação. Apesar de necessitar de maiores investigações, tal efeito pode ser oriundo do fato de que após a aplicação da força de impulso gerada pela dinâmica dos trens, há uma compactação do solo, o que gera um aumento nos parâmetros de rigidez. Porém, o tipo de não linearidade a ser considerada para o solo e sua influência em um sistema real poderão ser melhor investigados em trabalhos futuros.

Ainda, os valores de deslocamentos na resposta do sistema no domínio do tempo, são muito pequenos (usuais para vibrações em vias férreas) porém podem causar grandes impactos nas regiões próximas as vias e até mesmo no próprio sistema.

Assim, com o intuito de minimizar a amplitude de vibração do sistema, construiu-se o projeto ótimo para o problema em questão com duas possibilidades, quais sejam, a redução dos níveis de vibração do sistema, tendo em vista a resposta no domínio do tempo e, a minimização da amplitude da ressonância do sistema, em um modo previamente escolhido de acordo com a banda de frequência em que, segundo Kouroussis (2011), este sistema é excitado.

No primeiro caso, utilizou-se do Algoritmo Colônia de Abelhas, que é uma técnica de otimização bio-inspirada, para obtenção dos valores ótimos das variáveis de projeto previamente selecionadas, visando a atenuação de vibrações no sistema tendo como base a

resposta no domínio do tempo. Neste caso, utilizou-se, como variáveis de projeto, a massa dos dormentes e os parâmetros de rigidez e amortecimento das palmilhas de trilhos e dormentes. Tal processo possibilitou uma considerável melhoria na resposta do sistema pois, houve uma redução da amplitude de vibração na fundação em tordo de 51%.

Na outra análise, optou-se por minimizar a amplitude de vibração da amplitude da frequência natural em uma das faixas de frequência descritas pela norma como sendo de atuação do sistema (50 à 100 Hz). Utilizou-se neste caso, o algoritmo NSGA que, apesar de ser um método para otimização multiobjectivo, foi adaptado para uma função monoobjetivo. As variáveis de projeto consideradas foram os parâmetros de rigidez (*Kb*, *Kp* e *Kc*). Com este projeto, houve certa redução da amplitude de vibração do modo escolhido, sendo que, no caso extremo, quando considerada uma variação de 30% nas variáveis de projeto, obteve-se redução de 21,51% da curva de frequência.

Enfim, o trabalho se mostrou bastante promissor no que diz respeito ao estudo de vibrações nesse tipo de estrutura. Assim, como perspectivas de trabalhos futuros, pode-se enumerar algumas possibilidades como a verificação de qual tipo de não linearidade se enquadra melhor no estudo do comportamento do solo para este sistema, ainda, o estudo de não linearidades tanto do solo quanto da própria máquina, ou até mesmo em ambos, utilizar um projeto ótimo ainda mais realista do ponto de vista experimental visando sua utilização prática.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, S. M. *Ferrovias: Aspectos Técnicos de Projeto*. Relatório Final (Trabalho de Conclusão de Graduação) - Departamento Geral de Ciência e Tecnologia Aeroespacial do Instituto Tecnológico de Aeronáutica, 2011. Citado na página 18, 20, 22, 23.

ANDRADE, L. A. C. G.; CUNHA, C. B. *Algoritmo de Colônia Artificial de Abelhas para um Problema de Clusterização Capacitado*. In: XLIII SBPO - Simpósio Brasileiro de Pesquisa Operacional, 2011, Ubatuba. Anais do XLIII SBPO - Simpósio Brasileiro de Pesquisa Operacional, 2011. p. 1-12. Citado na página 29, 29.

ANTONIAZZI, J. P. *Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Santa Maria, 2011. Citado na página 35, 36, 37, 38, 41.

ANTT, Agência Nacional de Transporte Terrestre. *Evolução do Transporte Ferroviário de Cargas*. Disponível em <www.antt.gov.br>. Acesso em 10/11/2016. Citado na página 5, 7, 9, 10, 11, 12, 13.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6484:1997. Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2001. Citado na página 42.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 7590: Trilho Vignole - Requisitos*. Rio de Janeiro, 2012. Citado na página 21.

BARBOSA, P. H. M. *Influência do Solo sob Bloco de Coroamento na Resposta Dinâmica em um Pórtico de Concreto Armado*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - CEFET-MG, 2013. Citado na página 34, 35.

BACCI, D.C.; LANDIM, P. M. B.; ESTON, S.M.; IRAMINA, W. S. *Principais normas e recomendações existentes para o controle de vibrações provocadas pelo uso de explosivos em áreas urbanas* – Parte I. Revista Escola de Minas, Ouro Preto, 2003. Citado na página 70.

BAHREKAZEMI, M. *Train-Induced ground Vibration and its Predction*. Department of Civil and Architectural Engineering, royal Institute of Technology, Stockholm, 2004. Citado na página a.

BRINA, H. L. *Estradas de Ferro I*. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., ISBN 85-216-0011-9, Rio de Janeiro, 1979. Citado na página 22.

BORGES, R. A. Contribuição Ao Estudo Dos Absorvedores Dinâmicos De Vibrações Não-Lineares. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) - Universidade Federal de Uberlândia,. 2008. Citado na página 28, 30, 31.

CASTRO, R. E. *Otimização de Estruturas com Multiobjetivos Via Algoritmos Genéticos de Pareto*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001. Citado na página 30.

CHAVES, G. V. de A.; PIMENTEL R. L.; MELO, R. A. de.; FARIAS, J. P. de. *Faixa de Domínio e sua Relação com a Redução de Vibrações Produzidas por Trens de Superfície em Áreas Urbanas*. ISSN: 1415-7713.TRANSPORTES, volume XVII, número 1, 2009. Citado na página 70.

CNI, Confederação Nacional das Indústrias. *As Ferrovias Brasileiras de Transportes de Carga*. Disponível em <www.cni.org.br/empauta/hidrovia/Luiz_Eduardo_Garciaseminario2.pdf>. Acesso em: 18/04/2007. Citado na página 4.

COIMBRA, M. do V. *Modos dos Componentes da Via Permanete Ferroviária e seus Efeitos no Meio Ambiente*. Dissertação Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2008. Citado na página 4, 5, 12, 14, 22.

CURY, M. V. Q. *O Transporte Metroferroviário e suas Vantagens Ambientais*. Revista Ferroviária. Rio de Janeiro, 2007. Citado na página 16.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG, DIN 4150-3. *Structural Vibration – Effects of Vibration on Structures*. 1999. Citado na página 34.

DNIT, *Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes*. Disponível em http://www1.dnit.gov.br/ferrovias/historico.asp. Acesso em: 03 set. 2016a. Citado na página 6, 7.

_____, *Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes*. Disponível em <http://www.dnit.gov.br/download/ferrovias/consulta-publica/101-pim-trilho.pdf>. Acesso em: 03/09/2016b. Citado na página 21, 46.

DUARTE, G. R.; ANDRADE. J. J.; LEMONGE A. C. C.; FONSECA. L. G. da. *Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais Estudo Comparativo de Técnicas de Penalização no Algoritmo Colônia de Abelhas Artificiais Aplicado a Problemas de Otimização em Engenharia*. XI Simpósio de Mecânica Computacional e II Encontro Mineiro de Modelagem Computacional, Juiz de Fora, MG, 2014. Citado na página 28.

ESVELD, C. *Model Railway Track*. 2ª ed. Delft: MRT-Produtions. ISBN 90-800324.3-3, 2001. Citado na página 17.

GAZETAS, G. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Voi. 2, No. 1. , 1983. Citado na página 40.

GIACCHINI, B. L. *Uma Breve Introdução ao Método dos Elementos Finitos*. Departamento de Matemática, Instituto de Ciências Exatas - Universidade Federal de Minas Gerais. 2012. Citado na página 47.

GOLDBERG, D. E, *Genetic Algorithms in Search, Optimization, and Machine Learning*. Adison-Wesley, USA, 1989. Citado na página 30.

GONÇALVES, S. D. da S. *Vibrações Induzidas em Edifícios Devidas ao Tráfego Ferroviário de Alta Velocidade*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008. Citado na página 26, 27, 28.

GRANDO, D. *Modelagem de Vagão Ferroviário em Sistema Multicorpos e Avaliação do Comportamento Dinâmico em Via Tangente com Desnivelamento Transversal Periódico*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Escola de Engenharia de São Carlos, 2012. Citado na página 1.

GRASIELE, R. D.; JONATA, J. A.; AFONSO, C. C. L.; LEONARDO, G. F. *Estudo Comparativo de Técnicas de Penalização no Algoritmo Colônia de Abelhas Artificiais Aplicado a Problemas de Otimização em Engenharia*. XI Simpósio de Mecânica Computacional e II Encontro Mineiro de Modelagem Computacional Juiz de Fora, MG, 2014. Citado na página 28.

GUEDELHA, P. L. *Materiais Elásticos como Elementos de Proteção em Vias Balastradas.* Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012. Citado na página 23, 24, 26.

HENRIQUES, C. de F. *Manutenção de Via Permanente com Foco na Produção.* Monografia (Especialização em Engenharia de Transportes) – Instituto Militar de Engenharia do Rio de Janeiro, 2008. Citado na página 21.

INMAN, D. J. *Distributed Parameter Systems*. In: ___. Engineering vibration. 2.ed. Upper Soddle River: Printice Hall, 2001. Citado na página 1.

_____, *Vibration With Control Measurements and Stability*. Englewood Cliffs, N. J. : Prentice Hall, 1989. Citado na página 2, 47, 51.

IPEA, Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada. *Estrutura e Dinâmica do Setor de Serviços no Brasil*. Brasília, 2006. Citado na página 15.

IPEA, Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada. *Transporte Ferroviário de Cargas no Brasil: Gargalos e Perspectivas para o Desenvolvimento Econômico e Regional*. Série Eixos do Desenvolvimento Brasileiro, Revista Número 50. Brasília, 2010. Citado na página 4.

IWNICKI, S. *Handbook of Railway Vehicle Dynamics*. London: CRC Press Taylor & Francis Group. ISBN 0-8493-3321-0, 2006. Citado na página 1.

KELLY, S. G. *Mechanical Vibrations, Theory and Applications*. Cengage Learning, USA, 2012. Citado na página 47.

KNOTHE, K.; GRASSIE S. L. *Modelling of railway track and vehicle/track interaction at high frequencies*. Vehicle System Dynamics, 1993. Citado na página 1, 33.

KNOTHE, K.; WU Y. *Receptance behaviour of railway track and subgrade*. Archive of Applied Mechanics 1998. Citado na página 70, 74.

KOUROUSSIS, G.; GAZETAS G..; ANASTASOPOULOS I..; CONTI C..; VERLINDEN O. *Discrete modelling of vertical track-soil coupling for vehicle-track dynamics*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 31(12): 1711–1723, 2011. Citado na página 1, 2, 3, 32, 33, 34, 37, 42, 43, 44, 45, 49, 52, 53, 70, 83.

_____, *Using three-dimensional finite element analysis in time domain to model railway-induced ground vibrations.* Advances in Engineering Software, 2014. Citado na página 1, 2, 15, 33.

LAKUSIC, S.; AHAC, M.; HALADIN, I. *Experimental Investigation of Railway Track with Under Sleeper Pad*. Zagrb: Faculty of Civil Engineering - University of Zagreb, 2010. Citado na página 1, 24.

LYSMER, J.; KUHLEMEYER R. L. *Finite dynamic model for infinite media*. Journal of the Engineering Mechanics Division, Proceedings of the ASCE, 1969. Citado na página 37, 42.

LOPES, C. P. F. C. *Vibrações Induzidas por Tráfego Ferroviário em Túneis*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2015. Citado na página 1, 24.

MACIEL, F. V. *Equilíbrio e Estabilidade de Elementos Estruturais com Restrições Bilaterais Importas por Bases Elásticas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto, 2012. Citado na página 36, 37.

MARTINS, F. F. *Aplicação de Elementos Finitos e Infinitos*. Dissertação (Mestrado em Estruturas em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1988. Citado na página 47.

MELLO, E. H. V. M. *Análise Dinâmica de Vigas de Euler-Bernoulli e de Timoshenko com o Método das Diferenças Finitas*. Monografia (Engenharia Civil) - Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, 2014. Citado na página 32, 45.

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES. *Anuário Estatístico 2001*. Disponível em: <http://www.transportes.gov.br/>. Acesso em: 23/03/2007. Citado na página 5.

OBAYASHI, S.; DEB, K.; POLONI, C.; HIROYASU, T.; MURATA, T. *Evolutionary Multi-Criterion Optimization.* 4th Internaticional Conference, EMO 2007, Matsushima, Japan, 2007. Citado na página 30.

OLIVEIRA, A. F. F. P. *Via Balastrada versus Via Não Balastrada*. Lisboa: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Área de Especialização em Vias de Comunicação e Transportes. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2012. Citado na página 1, 2, 15, 17, 18, 19, 20, 23, 24, 36.

PBLog, PLANO BRASIL de INFRAESTRUTURA LOGÍSTICA. *Uma Abordagem Sistêmica*. Conselho Federal de Administração. Brasília, 2013. Citado na página 6, 7.

PEREIRA, M. de A.; LENDZION, E. *Apostila de Sistemas de Transportes*. Apostila da Disciplina de Sistemas de Transportes do Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná (UFPR), 2013. Citado na página 4, 8, 9.

QUESADO, A. M. S. *Análise e Mitigação de Vibrações Induzidas por Tráfego Ferroviário na Vizinhança de Vias de Alta Velocidade*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2010. Citado na página 1, 17.

RADE, D. A. *Método dos Elementos Finitos Aplicados à Engenharia Mecânica*, 2011. Citado na página 1, 28, 29.

RAO, S. S. *Mechanical Vibrations*. 5th ed. University of Miami: Pearson Prentice Hall, 2011. Citado na página 1, 2.

SANTOS, J. *Dinâmica de Fundações*. Disciplina de Fundações (Mestrado em Geotecnia para Engenharia Civil) - Universidade Nova de Lisboa – Faculdade de Ciências e Tecnologia do Instituto Superior Técnico, 2002. Citado na página 34, 35, 37, 38, 40 .

SANTOS, N. F. O. C. *Vibrações Induzidas Por Tráfego na Via e na Envolvente de Linhas Ferroviárias: Modelação Numérica 3D e Validação Experimental*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2013. Citado na página 1, 24, 25, 27.

SELIG, E. T.; WATERS, J. M. *Track Geotechnology and Struture management*. Londres; Thomas Telford Publications. ISBN 0727720139, 1994. Citado na página 17.

SRINIVAS, N.; DEB, K. *Multiobjective Optimization Using Nondominated Sorting in Genetic Algorithms, Evolutionary Computation*, 1994, 2(3): pp. 221-248. Citado na página 30, 31.

SOARES, A. *Instituto Nacional de Pesquisas Ferroviárias*. Disponível em: <www.dnit.gov.br/modais-2/ferrovias/inpf/instituto-nacional-de-pesquisas-ferroviarias>. Acesso em: 03/09/2016. Citado na página 5, 11.

SOARES, L. S. *Procedimento para Determinação da Velocidade Máxima Autorizada*. Monografia (Especialização em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia do Rio de Janeiro, 2006. Citado na página 21.

SUCENA, M. P. *Subsídios para a Alocação de Recursos Financeiros em Sistemas de Transportes Urbanos Sobre Trilhos Baseado em Critérios Técnicos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia, 2002. Citado na página 22.

TAVARES, A. G. S. *Método dos Elementos Finitos. Seminário de Dinâmica Orbital I – CMC-203-0*. Dissertação (Mestrado em Mecânica Espacial e Controle) - Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais Engenharia e Tecnologia Espacial, São José dos Campos, 2005. Citado na página 47.

VALLE, K. N. F. *Métodos Numéricos de Euler e Runge-Kutta*. Monografia (Especialização em Educação Matemática) - Universidade Federal de Minas Gerais, 2012. Citado na página 51.