DANIEL TSUKAMOTO MONTEIRO

**Influência da rigidez vertical no comportamento mecânico e dimensionamento
da via permanente ferroviária**

São Paulo
(2015)

DANIEL TSUKAMOTO MONTEIRO

**Influência da rigidez vertical no comportamento mecânico e dimensionamento
da via permanente ferroviária**

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

São Paulo
(2015)

DANIEL TSUKAMOTO MONTEIRO

**Influência da rigidez vertical no comportamento mecânico e dimensionamento
da via permanente ferroviária**

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

Área de Concentração:
Engenharia de Transportes

Orientador: Profa. Dra. Rosângela dos
Santos Motta

São Paulo
(2015)

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

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Monteiro, Daniel Tsukamoto

Influência da rigidez vertical no comportamento mecânico e dimensionamento da via permanente ferroviária / D. T. Monteiro -- versão corr. -- São Paulo, 2015.
124 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1.Ferrovias 2.Vias Permanentes I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, pelo exemplo, dedicação incondicional e pela rigidez e disciplina cobradas nos meus estudos, que hoje entendo e agradeço profundamente.

Ao meu pai pelo companheirismo e por desde cedo incentivar e cultivar o meu interesse inicial em rodovias e ferrovias, através de nossas inúmeras e inesquecíveis viagens.

À Profa. Dra. Rosângela dos Santos Motta, minha orientadora, por sempre acreditar em meu potencial e por toda a delicadeza, dedicação e revisões sempre cuidadosas dos meus textos, mesmo em um momento tão importante de sua vida. Meus sinceros agradecimentos e desejos de felicidade a essa família que se forma.

À minha namorada e companheira para todas as horas Mayra dos Santos, pela cumplicidade e parceria únicas, pela fonte de inspiração e por me incentivar sempre a acreditar em meu potencial.

Aos meus colegas de trabalho e amigos Eng. Luis Eduardo Abrantes Russo e Edson Massicano, por todo o conhecimento compartilhado no dia a dia, incentivo, exemplo de profissionalismo e entusiasmo pela área metroferroviária.

À Vetec Engenharia LTDA, em nome do Prof. Dr. Ettore José Bottura e do Eng. Alfredo Queiróz Filho, pelo apoio e incentivo imprescindíveis aos meus estudos, inclusive permitindo a minha ausência do ambiente de trabalho para cursar as disciplinas da pós-graduação e elaborar esta dissertação. Agradeço também a outros amigos e colegas pelo ambiente de trabalho prazeroso e enriquecedor, em especial à Eng. Bibiana Cardoso Fogaça, pelo aprendizado essencial no início da minha carreira profissional.

Ao Prof. Dr. Telmo Giolito Porto, pela experiência e conhecimento compartilhados e disposição em me ajudar desde os tempos de meu trabalho de formatura na graduação da Escola Politécnica da USP. É uma honra contar com o apoio dessa grande referência da área ferroviária.

À Profa. Dra. Liedi Légi Bariani Bernucci e à Eng. Mary Gisele Yoshimori Klinevicius, pelo incentivo, conhecimento e paciência no período enriquecedor da minha iniciação científica no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP. Serei sempre grato por essa experiência, que certamente foi decisiva no meu ingresso profissional na área de projetos metroferroviários e por

poder participar da bela dissertação da Mary, que foi uma grande referência para o meu trabalho.

À Eng. Janaína Tobias Carvalho e ao Eng. Claudius Barbosa pela experiência e conhecimento técnico compartilhados e pelas sugestões apresentadas que foram muito importantes para a conclusão do meu trabalho.

Aos amigos da equipe de tênis da Escola Politécnica da USP, por tantos bons momentos, que tornaram a graduação e parte da pós-graduação períodos muito mais agradáveis.

Aos amigos e colegas de trabalho que, direta ou indiretamente, colaboraram nesta dissertação.

Se o conhecimento pode criar problemas,
não será através da ignorância que os
resolveremos.

Isaac Asimov

RESUMO

A via permanente representa um elemento imprescindível na composição do transporte ferroviário e seu desempenho deve ser adequado, de forma a garantir tanto segurança quanto conforto. Assim, diversos aspectos devem ser analisados ainda na fase de projeto, através de dimensionamentos que confrontem diferentes parâmetros da resposta da via e os limites estabelecidos. Dessa forma, o conhecimento do comportamento mecânico da via, devido aos esforços impostos pela passagem do material rodante, passa a ser essencial no projeto de uma estrutura que garanta os requisitos necessários, sem ser inviável economicamente. Visto que esse comportamento mecânico é muito sensível à rigidez vertical da estrutura, o presente trabalho apresenta análises da influência desse parâmetro na resposta da via e, conseqüentemente, no seu dimensionamento. Nesse contexto, o trabalho abrange tanto o caso de vias em lastro solicitadas por trens de carga, quanto o caso de vias em laje solicitadas por trens de passageiros em meios urbanos. No primeiro caso são realizados estudos paramétricos, por meio de modelos clássicos e um modelo mecanicista, para a análise de momentos fletores e deflexões nos trilhos, bem como tensões verticais nas camadas de lastro, sub-lastro e subleito. Já no segundo caso, são realizados estudos paramétricos relativos à transmissibilidade e à atenuação de vibrações causadoras de ruído secundário. Também é feita uma análise da influência da rigidez vertical na amplificação dinâmica das cargas estáticas, que pode ser aplicada a ambos os casos citados e até extrapolada para casos de vias de alta velocidade. Os resultados mostraram que aumentos de rigidez vertical resultam em ganhos do ponto de vista de momentos fletores e deflexões nos trilhos, além de maior resistência e capacidade de dissipação de tensões verticais nas camadas de lastro, sub-lastro e subleito. Por outro lado, esses aumentos também levaram a maiores tensões nas camadas subjacentes à grade citadas, além de atenuações de vibrações em menores intervalos de frequência e maiores amplificações dinâmicas das cargas estáticas em vias de alta velocidade. Assim, é mostrado que a influência da rigidez vertical, tanto da via como um todo quanto de alguns elementos específicos, não deve ser analisada de forma genérica, pois, dependendo do parâmetro da resposta da via

considerado no dimensionamento, seu aumento pode representar uma influência positiva ou negativa.

Palavras-Chave: Ferrovia. Via Permanente. Vias em Lastro. Vias em Laje. Dimensionamento de Superestrutura Ferroviária.

ABSTRACT

The railway track is an essential element in the composition of rail transport and its performance should be adequate to ensure both safety and comfort. Therefore, several aspects should be analyzed still in the project phase, through project designs that compare the response of the track from the point of view of different parameters and some established limits. Thus, the knowledge of the mechanical behavior of the track due to stresses imposed by the passage of rolling stock becomes essential to the design of a structure which ensures the necessary requirements, without being uneconomic. Since this mechanical behavior is very sensitive to vertical stiffness of the structure, this thesis presents some analyses about the influence of this parameter in the track response and, consequently, in its design. In this context, the research covers both the case of ballasted tracks with freight trains and the case of slab tracks with passenger trains in urban areas. In the first case, parametric studies are performed by means of classical and mechanistic models with analyses of bending moments and deflections in rails, as well as the vertical stresses on ballast, sub-ballast and subgrade layers. In the second, it was analyzed in the parametric studies the transmission and attenuation of vibrations causing ground borne vibration. In addition to these, there is also an analysis of the influence of the vertical stiffness in dynamic amplification of the static loads, which can be applied to both the mentioned cases and even extrapolated to cases of high-speed railways. The results showed that stiffness increases result in positive gains from the point of view of bending moments and deflections in rails, as well as higher strength and dissipation of vertical stresses on ballast, sub-ballast and subgrade layers. On the other hand, this increase of stiffness also lead to higher pressures on the layers cited, in addition to attenuation of vibrations in lower frequency ranges and higher dynamic amplifications of static loads in the case of high-speed operation. Thus, the influence of vertical stiffness should not be analyzed in a generic way, because, depending on the parameter of the track response considered, it can represent a positive or negative influence.

Keywords: Railway. Railway Track. Ballasted Track. Slab track. Track Superstructure Design

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Evolução dos custos de transporte em função de distâncias e carga transportada (Retirado de IPEA, 2010).....	14
Figura 2: Capacidade de diferentes modos de transporte (Adaptado de Profillidis, 2006)	15
Figura 3: Seção transversal típica de via permanente em lastro	19
Figura 4: Contribuição dos componentes no comportamento elástico da via (Adaptado de Lichtberger, 2011).....	20
Figura 5: Diferentes apoios elásticos utilizados (Adaptado de Hunt e Hussein, 2007) ..	21
Figura 6: Seção típica de via em túnel	22
Figura 7: Configuração de via em laje em superfície (Adaptado de Darr e Fiebig, 2011)	22
Figura 8: Via em laje em superfície na ferrovia Hannover - Berlim (Adaptado de Lechner, 2011).....	23
Figura 9: Modelo de viga sobre apoio elástico (KLINCEVICIUS, 2011).....	25
Figura 10: Equilíbrio de elemento infinitesimal da viga continuamente apoiada (KLINCEVICIUS, 2011)	25
Figura 11: Variação do módulo de via em função de propriedades dos componentes da via permanente (Klincevicus, 2011 adaptado de Li, 1994).....	27
Figura 12: Modelo de coeficiente de lastro (TEIXEIRA, 2003).....	30
Figura 13: Transformação de dormentes longitudinais para transversais (Adaptado de Teixeira, 2003).....	32
Figura 14: Modelo de coeficiente de rigidez de apoio.....	35
Figura 15: Fixação Vossloh 336 (www.vossloh-fastening-systems.com)	38
Figura 16: Fixação Pandrol Vanguard (www.pandrol.com/product/vanguard)	38
Figura 17: Distribuição de tensões e pressões resultantes nos dormentes (Adaptado de Bathurst e Kerr, 1995)	41
Figura 18: Simplificação da área de apoio efetiva entre dormentes e lastro (Adaptado de Bathurst e Kerr, 1995)	41

Figura 19: Arranjo experimental de Talbot para determinação das tensões na camada de lastro (TALBOT, 1920)	43
Figura 20: Esquemática dos ângulos de espraio de tensões verticais	45
Figura 21: Grade de elementos finitos do programa FERROVIA (Adaptado de Spada, 2003 e Rodrigues, 1993)	48
Figura 22: Simplificação da interação veículo-via, de acordo com Prud'Homme.....	52
Figura 23: Representação esquemática do problema de ruídos secundários (LOY, 2012)	54
Figura 24: Mecanismo de geração de vibrações devido às irregularidades	57
Figura 25: Modelo massa mola excitado por irregularidades.....	58
Figura 26: Modelo massa mola excitado por força harmônica.....	59
Figura 27: Transmissibilidade para diferentes fatores de amortecimento	61
Figura 28: Instalação de manta elastomérica no VLT de Santos no trecho Barreiros - Porto (GAVA, MORAIS e KRUK, 2015).....	63
Figura 29: Instalação de apoios elastoméricos lineares na Linha 5 do METRO-SP no trecho Capão Redondo – Largo Treze (LAGE, 2004).....	63
Figura 30: Via sobre laje flutuante com apoios elastoméricos discretos (GLICKMAN, 2012)	64
Figura 31: Configuração esquemática de isoamortecedor (www.gerb.com.br)	64
Figura 32: Via sobre laje flutuante com isoamortecedores na Linha 11 da CPTM no trecho Itaquera - Guaianazes	65
Figura 33: Relação entre rigidezes quase estática e dinâmica (Adaptado de Castellani et al., 1998)	65
Figura 34: Fluxograma da metodologia do trabalho	68
Figura 35: Trem-tipo para as análises estáticas (Adaptado da Especificação Técnica AN1016-3 da CPTM)	69
Figura 36: Nós nos trilhos para dormentes de concreto e de madeira (FERROVIA 3.0)	74
Figura 37: Diagramas de momentos fletores calculados para diferentes módulos de via	75
Figura 38: Momentos fletores máximos calculados em função do módulo de via	76

Figura 39: Diagramas de momentos fletores calculados para diferentes rigidezes de fixação (dormente de concreto).....	77
Figura 40: Diagramas de momentos fletores calculados para diferentes rigidezes de fixação (dormente de madeira)	77
Figura 41: Diagramas de momentos fletores calculados para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de concreto).....	78
Figura 42: Diagramas de momentos fletores calculados para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de madeira)	79
Figura 43: Comparação entre diagramas de momentos fletores calculados para diferentes tipos de dormente e modelos	79
Figura 44: Bacias de deflexões calculadas para diferentes módulos de via.....	81
Figura 45: Deflexão máxima calculada em função do módulo de via	82
Figura 46: Bacia de deflexões calculadas para diferentes rigidezes de fixação (dormente de concreto).....	83
Figura 47: Bacias de deflexões calculadas para diferentes rigidezes de fixação (dormente de madeira)	83
Figura 48: Bacias de deflexões calculadas para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de concreto)	85
Figura 49: Bacias de deflexões calculadas para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de madeira).....	85
Figura 50: Comparação entre bacias de deflexões calculadas para diferentes tipos de dormentes e modelos.....	86
Figura 51: Distribuições de tensões calculadas no topo da camada de lastro	87
Figura 52: Tensões calculadas nas camadas subjacentes à grade ferroviária para diferentes rigidezes de fixação (dormente de concreto).....	89
Figura 53: Tensões calculadas nas camadas subjacentes à grade ferroviária para diferentes rigidezes de fixação (dormente de madeira).....	89
Figura 54: Tensões calculadas nas camadas subjacentes à grade ferroviária para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de concreto)	90
Figura 55: Tensões calculadas nas camadas subjacentes à grade ferroviária para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de madeira).....	91

Figura 56: Carregamento correspondente a uma repetição de carga.....	93
Figura 57: Números de repetições de carga admissível calculados para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de madeira e de concreto).....	93
Figura 58: Cargas dinâmicas calculadas em função do módulo de via (trens de média e alta velocidade).....	98
Figura 59: Transmissibilidade calculada em função da frequência de excitação.....	99
Figura 60: Atenuação calculada em função da frequência de excitação.....	100
Figura 61: Atenuação calculada em função da rigidez por comprimento de via	101
Figura 62: Atenuação calculada em função da espessura da laje flutuante	102
Figura 63: Espectros resultantes calculados de diferentes sistemas atenuadores de vibrações.....	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores típicos de módulo de via recomendados	28
Tabela 2: Valores típicos coeficiente de lastro recomendados	33
Tabela 3: Variação do coeficiente de lastro (aumento) em função da estação climática (Adaptado de Lichtberger, 2011)	34
Tabela 4: Valores típicos de coeficiente de rigidez de apoio (ALIAS, 1984)	35
Tabela 5: Valores típicos de rigidez vertical de palmilhas de fixação (Adaptado de EN 13481-5, 2006)	37
Tabela 6: Resumo dos parâmetros de rigidez utilizados (Adaptado de Teixeira, 2003)	39
Tabela 7: Modelos de fator de amplificação dinâmica utilizados	51
Tabela 8: Limites de níveis globais de vibração (Carvalho, 2015 adaptado de FTA, 2006)	56
Tabela 9: Classificação de modelos massa mola (Adaptado de Pichler, 2000)	62
Tabela 10: Frequências naturais típicas de diferentes concepções de lajes flutuantes	66
Tabela 11: Parâmetros e propriedades da via permanente para as análises estáticas	70
Tabela 12: Análises realizadas com o programa FERROVIA 3.0	73
Tabela 13: Pontos de aplicação de carga no programa FERROVIA 3.0	73
Tabela 14: Resumo dos resultados das análises estáticas resultantes do estudo paramétrico	96
Tabela 15: Frequências a partir das quais há atenuação de vibrações	100
Tabela 16: Valores globais calculados para diferentes sistemas	104
Tabela 17: Resumo dos resultados das análises dinâmicas resultantes do estudo paramétrico	106

LISTA DE ABREVIATURA E SIGLAS

ALL	América Latina Logística
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
AREMA	American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association
CPTM	Companhia Paulista de Trens Metropolitanos
EFC	Estrada de Ferro Carajás
FAD	Fator de Amplificação Dinâmica
FCA	Ferrovias Centro-Atlântica
FNS	Ferrovias Norte-Sul
FTA	Federal Transit Administration
IPEA	Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada
JNR	Japanese National Railways
MEF	Método dos Elementos Finitos
MRS	Malha Regional Sudeste
RMS	Root Mean Square
SI	Sistema Internacional de Unidades
SNCF	Société Nationale des Chemins de Fer Français
TCRP	Transit Cooperative Research Program
UIC	Union Internationale des Chemins de Fer
VLT's	Veículos leves sobre trilhos

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Espaçamento entre dormentes/fixações
$a(t)$	Aceleração do sistema massa mola
a_0	Amplitude da aceleração do sistema massa mola
A_{ef}	Área de apoio efetiva do dormente
a_t	Amplitude da aceleração do apoio do sistema massa mola
A_t	Atenuação
b	Largura do dormente longitudinal teórico
B	Largura do dormente
C	Coeficiente de lastro
c	Coeficiente de amortecimento
CE	Coeficiente de equivalência estrutural
D	Diâmetro da roda
EI	Produto de inércia do trilho
$E_{subleito}$	Módulo de elasticidade do subleito
f	Frequência de excitação
f_{mr}	Fator dinâmico dependente do material rodante
f_{roda}	Fator dinâmico dependente das irregularidades na roda
f_{trilho}	Fator dinâmico dependente das irregularidades no trilho
$F(x)$	Força transmitida ao apoio elástico
FAD	Fator de amplificação dinâmica
f_n	Frequência natural
h_{lastro}	Espessura da camada de lastro
K	Índice de Rigidez da Via
k_{ae}	Coeficiente de mola do apoio elástico da laje flutuante
$k_{dormente}$	Coeficiente de mola do dormente
k_{eq}	Coeficiente de rigidez de apoio
k_f	Coeficiente de mola da fixação
k_{laje}	Coeficiente de mola da laje
$k_{lastro/sub-lastro}$	Coeficiente de mola do conjunto lastro/sub-lastro
$k_{subleito}$	Coeficiente de mola do subleito
L	Comprimento do dormente
l	Metade do comprimento apoiado do dormente

L_e	Comprimento elástico
L_v	Velocidade da vibração em dBV
L_{v0}	Nível global de vibrações do espectro do material rodante
L_{vt}	Nível global de vibrações transmitido pelo sistema
$M(x)$	Momento fletor nos trilhos
M_{adm}	Momento fletor admissível no trilho
$M_{\tilde{n}susp}$	Massa não suspensa do veículo
$M_{semi-susp}$	Massa semissuspensa do veículo
M_{susp}	Massa suspensa do veículo
M_{via}	Massa da via
N	Número de repetições de carga
N_{adm}	Número admissível de repetições de carga
$p(x)$	Carga distribuída transmitida ao apoio elástico
Q	Carga estática por roda
$q(x)$	Carga distribuída aplicada ao trilho
Q_0	Amplitude da força harmônica
Q_d	Carga dinâmica total
$Q_{m\tilde{n}susp}$	Carga dinâmica devido às massas não suspensas do veículo
Q_{msusp}	Carga dinâmica devido às massas suspensas do veículo
Q_t	Amplitude da força transmitida ao apoio do sistema massa mola
r	Relação entre a frequência de excitação e a frequência natural
t	Tempo
TR	Transmissibilidade
u	Módulo de via
V	Velocidade do trem
v	Amplitude de velocidade RMS
$v(t)$	Velocidade do sistema massa mola
v_0	Amplitude da velocidade do sistema massa mola
V_{global}	Nível global de vibrações
vr	Amplitude de velocidade RMS de referência
v_t	Amplitude da velocidade do apoio do sistema massa mola
w	Frequência angular de excitação
W	Momento resistente do trilho

w_n	Frequência angular natural
x	Distância horizontal ao longo do trilho
$y(t)$	Deslocamento do sistema massa mola
$y(x)$	Deflexão no trilho
y_0	Amplitude do deslocamento do sistema massa mola
y_t	Amplitude do deslocamento do apoio do sistema massa mola
Z	Profundidade a partir do topo da camada de lastro
α	Ângulo de espraçamento de tensões verticais
λ	Comprimento de onda
ξ	Fator de amortecimento
σ_0	Tensão vertical no topo da camada de lastro
$\sigma_{admsubleito}$	Tensão vertical admissível no subleito
$\sigma_{admtrilho}$	Tensão normal admissível no trilho
σ_z	Tensão vertical em função da profundidade

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	OBJETIVO	18
3	CONCEPÇÕES DE VIA PERMANENTE	19
4	MODELOS ESTÁTICOS CLÁSSICOS	24
4.1	VIGA SOBRE APOIO ELÁSTICO	24
4.1.1	MÓDULO DE VIA	25
4.1.2	COEFICIENTE DE LASTRO	30
4.1.3	COEFICIENTE DE RIGIDEZ DE APOIO	34
4.1.4	ÍNDICE DE RIGIDEZ DA VIA	38
4.2	TENSÕES NAS CAMADAS DE LASTRO, SUB-LASTRO E SUBLEITO	39
5	MODELOS ESTÁTICOS MECANICISTAS	46
5.1	FERROVIA 3.0	46
6	MODELOS DINÂMICOS	50
6.1	CARGA DINÂMICA VERTICAL	50
6.2	TRANSMISSIBILIDADE DE VIBRAÇÕES	54
7	METODOLOGIA DO TRABALHO	67
8	ESTUDO PARAMÉTRICO	69
8.1	ANÁLISES ESTÁTICAS	69
8.1.1	MOMENTOS FLETORES (TRILHOS)	75
8.1.2	DEFLEXÕES (TRILHOS)	80
8.1.3	TENSÕES NAS CAMADAS DE LASTRO, SUB-LASTRO E SUBLEITO	87
8.1.4	RESUMO DOS RESULTADOS DAS ANÁLISES ESTÁTICAS	95
8.2	ANÁLISES DINÂMICAS	96
8.2.1	CARGA DINÂMICA	97
8.2.2	FREQUÊNCIA NATURAL E TRANSMISSIBILIDADE	98
8.2.3	RESUMO DOS RESULTADOS DAS ANÁLISES DINÂMICAS	106
9	CONCLUSÕES	107
10	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	111
11	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	112
	ANEXO A – SAÍDAS DO PROGRAMA FERROVIA 3.0 PARA DEFLEXÕES	120
	ANEXO B – SAÍDAS DO PROGRAMA FERROVIA 3.0 PARA MOMENTOS FLETORES NOS TRILHOS	122
	ANEXO C – SAÍDAS DO PROGRAMA FERROVIA 3.0 PARA TENSÕES NAS CAMADAS DE LASTRO, SUB-LASTRO E SUBLEITO	124

1 INTRODUÇÃO

O modo de transporte ferroviário tem enorme importância no que diz respeito ao funcionamento eficiente e eficaz de uma infraestrutura de transporte. Esse modo engloba tanto o transporte de cargas quanto o de passageiros, seja em meio urbano e interurbano, através de metrô, trens de superfície e VLT's (veículos leves sobre trilhos) ou em âmbito regional, por meio de linhas de média e longa distância.

No transporte de carga, as ferrovias são imprescindíveis para longas distâncias e grandes volumes transportados, gerando menores custos de transporte, comparativamente ao modo rodoviário. Tal fato é verificado no gráfico da Figura 1, em que a curva denominada "Tar ANTT" representa o valor médio das tarifas para grãos agrícolas das ferrovias FCA, FNS, EFC, MRS e ALL-MS em 2009.

Figura 1: Evolução dos custos de transporte em função de distâncias e carga transportada
(Retirado de IPEA, 2010)

Com relação ao transporte de passageiros, as linhas férreas têm papel estratégico em centros urbanos que exigem modos de transporte com capacidades adequadas às diferentes demandas. Dessa forma, tanto os metrô e trens de superfície, que possuem alta capacidade, quanto os VLT's, que têm menor capacidade, contribuem

para uma melhoria na mobilidade urbana. A Figura 2 mostra as capacidades desses diferentes modos de transporte, em comparação aos ônibus.

Figura 2: Capacidade de diferentes modos de transporte (Adaptado de Profillidis, 2006)

O transporte de passageiros sobre trilhos abrange ainda as ferrovias de média e longa distância, incluindo os casos de alta velocidade. Profillidis (2006) afirma que tais linhas possuem uma relação de concorrência e complementaridade com o transporte aéreo. Segundo o autor, o transporte ferroviário é competitivo com o transporte aéreo para distâncias de até 1.000 km, sendo claramente mais vantajoso para distâncias menores que 500 km. Além disso, esses dois modos de transporte podem ser complementares, no caso de linhas que conectam diferentes aeroportos e que os ligam aos centros urbanos.

O adequado funcionamento de todos os tipos de vias férreas citados depende de diferentes sistemas e instalações que se inter-relacionam para compô-las, garantindo um adequado desempenho de todo conjunto. Dentre esses sistemas e instalações, como sinalização, eletrificação (no caso de vias eletrificadas), obras de arte especiais, estações e material rodante, um dos principais elementos é a via permanente. Essa instalação fixa é sempre necessária e, segundo Lichtberger (2011), tem as seguintes funções:

- Guiar os veículos sem risco de descarrilamentos;
- Absorver esforços verticais e horizontais oriundos do material rodante;
- Distribuir esses esforços através da estrutura da via até o apoio da mesma;

- Garantir um alto grau de conforto, no caso de transporte de passageiros;
- Possibilitar um tráfego eficaz de trens.

Tendo em vista as funções listadas, fica claro que o desempenho da via está muito ligado ao comportamento mecânico da mesma frente aos esforços a que está submetida. Esse comportamento está diretamente atrelado à resposta da via e, conseqüentemente, ao seu dimensionamento, que consiste na escolha da concepção mais econômica que garanta segurança e conforto dentro de um horizonte de projeto.

Visto que o comportamento mecânico depende tanto do tipo de solicitação quanto da estrutura da via, o projeto desta deve ser realizado em função do material rodante previsto, que costuma ser mandatório. Dessa forma, a rigidez vertical da via permanente passa a ser de extrema importância, pois é um dos parâmetros com maior influência na resposta da mesma. Esse parâmetro é resultado das características dos diferentes elementos que constituem a via e afeta o dimensionamento do ponto de vista de tensões, deformações, amplificações dinâmicas das cargas estáticas e transmissibilidade de vibrações.

Embora boa parte das funções citadas se aplique tanto aos carregamentos de carga quanto aos de passageiros, o projeto da via permanente para esses diferentes tipos de material rodante tem algumas particularidades. Para os trens de carga, típicos em vias lastradas e em regiões menos urbanizadas, deve-se projetar uma estrutura de forma que os componentes resistam adequadamente aos esforços atuantes. Para os trens de passageiros, além desses requisitos também há questões relacionadas ao conforto dos usuários e ao conforto da população lindeira, quando a linha está inserida em ambientes urbanos. Esse último problema está ligado aos ruídos e vibrações nas edificações resultantes da passagem do material rodante e que, segundo Pichler (2002), leva a uma baixa aceitação de novas vias em áreas urbanas.

Assim, a compreensão da influência do comportamento mecânico pode servir como base para o dimensionamento de estruturas mais apropriadas a diferentes tipos de carregamento e regiões lindeiras. Isso gera ganhos relacionados à segurança, diminuindo os riscos de descarrilamentos e desacelerando os mecanismos de desgaste e ruptura dos componentes da via. Também há ganhos relacionados ao

conforto, limitando as acelerações devido aos deslocamentos verticais e evitando problemas de ruído secundário, através do isolamento de parte das vibrações geradas no contato roda-trilho.

Esse melhor entendimento do comportamento mecânico se torna ainda mais importante no contexto atual em que o transporte de carga busca aumentos na sua capacidade, através de velocidades e cargas por eixo cada vez mais altas e onde o transporte de passageiros busca diminuições de *headways*¹, soluções de alta velocidade e é implantado cada vez mais em regiões com restrições relativas a ruídos secundários.

¹ Intervalo entre trens.

2 OBJETIVO

Tendo em vista as funções, características e concepções da via permanente, bem como a importância de um dimensionamento adequado da sua estrutura, a presente dissertação tem como objetivo principal a avaliação dos efeitos causados por variações da rigidez vertical da via no seu comportamento mecânico e, consequentemente, em parâmetros verificados e utilizados em diversas etapas do seu dimensionamento.

Para tanto, buscou-se analisar a influência da rigidez vertical em alguns aspectos críticos em diferentes tipos de linhas férreas, como vias lastradas de carga, vias em laje para passageiros e até vias de alta velocidade em geral. No primeiro caso, foi analisada a sensibilidade de variações de elasticidade nos momentos fletores e deflexões nos trilhos, além de tensões verticais nas camadas de lastro, sub-lastro e subleito. Já no segundo caso, se buscou verificar o efeito da rigidez na transmissibilidade e atenuação de vibrações causadoras de ruídos secundários. Por fim, se procurou avaliar os efeitos causados na amplificação dinâmica de cargas estáticas em vias de média e alta velocidade.

Dessa forma, de maneira geral, esta pesquisa busca contribuir para um melhor entendimento da resposta mecânica da via permanente e, assim, servir de base para dimensionamentos mais racionais, que resultem em vias com menores custos de construção e manutenção, sem que os requisitos técnicos de segurança e conforto deixem de ser garantidos.

3 CONCEPÇÕES DE VIA PERMANENTE

A concepção de via permanente mais tradicional é aquela em que a via é composta por uma grade ferroviária (trilhos, fixações e dormentes), uma camada de lastro granular, uma camada de sub-lastro, um subleito e possíveis reforços para o último. Tais vias são comumente chamadas de vias em lastro, visto que a presença de tal camada as diferencia das vias em laje, como será visto adiante. Em geral, essa configuração pode ser descrita de forma esquemática conforme a Figura 3.

Figura 3: Seção transversal típica de via permanente em lastro

Tradicionalmente a via permanente é dividida em duas estruturas: a superestrutura e a infraestrutura. A primeira é composta pela grade ferroviária e pelas camadas de lastro e sub-lastro, enquanto a segunda é composta pelas camadas situadas abaixo do sub-lastro, incluindo o subleito, reforços para o mesmo e solos de substituição. Essa divisão não é consensual na literatura, uma vez que alguns autores consideram que a camada de sub-lastro e parte da camada de lastro (a espessura que fica abaixo da face inferior dos dormentes) fazem parte da infraestrutura. É importante ressaltar que essa divisão é útil para fins didáticos e terminológicos, porém a via não pode ser analisada como duas estruturas independentes, e sim como uma estrutura composta por elementos que se inter-relacionam.

O dimensionamento das vias lastradas tem de ser feito de forma que a transmissão de carga ao longo da via não leve a esforços atuantes maiores que os esforços admissíveis nos diferentes elementos e camadas. Isso se dá através da escolha de componentes com propriedades e características adequadas ao tipo de carregamento. Segundo Lichtberger (2011), a contribuição de cada componente no

comportamento elástico das vias lastradas pode ser quantificada conforme apresentado na Figura 4.

Figura 4: Contribuição dos componentes no comportamento elástico da via (Adaptado de Lichtberger, 2011)

Diferentemente das vias sobre lastro, em que a grade ferroviária se apoia em uma camada granular, nas vias sobre laje, também conhecidas como *slab tracks*, a grade se apoia em um elemento com características de laje, com estrutura plana e monolítica. Lichtberger (2011) cita que o material da laje pode ser concreto com ligante hidráulico ou material asfáltico e que, comparativamente à via lastrada, esses materiais são muito mais rígidos que o lastro granular. A substituição do lastro por um material mais rígido tem grande influência no comportamento mecânico da via, pois, como se verifica na Figura 4, a camada de lastro é responsável por aproximadamente 20% do comportamento elástico da via permanente.

A perda de elasticidade nas vias sobre laje é geralmente compensada com a utilização de elementos elásticos na estrutura da via permanente, de forma a garantir a resiliência necessária a um adequado desempenho. Tais elementos

elásticos podem ser inseridos abaixo do trilho, abaixo dos dormentes ou abaixo da laje, esse último caso chamado de laje flutuante (Figura 5).

Figura 5: Diferentes apoios elásticos utilizados (Adaptado de Hunt e Hussein, 2007)

Esse tipo de via permite a não utilização de dormentes, de forma que os trilhos podem ser fixados diretamente à laje. Essa configuração, comumente chamada de fixação direta, exige cuidados especiais com relação aos conjuntos de fixação a serem utilizados e à ancoragem dos mesmos à laje. Segundo Daniels (2004), esse tipo de fixação é bastante adequado para regiões em túneis, pois há uma redução da altura da via, gerando menores restrições em relação ao gabarito do túnel, e para regiões onde a via está sobre alguma estrutura (como viadutos e vias elevadas), pois há diminuição do peso próprio da via. De forma geral, além das aplicações citadas, é comum o uso de fixação direta em vias em superfície, como no caso de VLT's e vias de alta velocidade.

O dimensionamento da via permanente sobre laje, assim como em vias em lastro, também deve garantir que os esforços atuantes não sejam maiores que os esforços admissíveis nos diferentes elementos. Além disso, o dimensionamento deve levar em conta aspectos relativos ao comportamento dinâmico da via, incluindo o controle de vibrações.

Um caso específico das vias em laje se refere às vias em túneis. Nessas situações a estrutura costuma ser assentada em um enchimento de concreto sobre o arco invertido do túnel. A fim de se aumentar a resiliência da via, é comum a utilização de elementos elásticos sob a laje flutuante. Esses elementos, por sua vez, são

apoiados em uma laje de regularização. Essa configuração típica é mostrada na Figura 6.

Figura 6: Seção típica de via em túnel

Já as vias em laje nas regiões de superfície têm configuração análoga a alguns pavimentos de concreto rodoviários, com o acréscimo dos elementos que compõem a grade ferroviária. Um exemplo dessa configuração pode ser visualizado de forma esquemática na Figura 7.

CCP: Concreto de cimento portland

CA: Concreto asfáltico

Figura 7: Configuração de via em laje em superfície (Adaptado de Darr e Fiebig, 2011)

No caso de fixação direta, Darr e Fiebig (2011) recomendam que a camada abaixo dos trilhos seja de concreto (com ligante hidráulico), diferentemente do caso com dormentes, que permitiria a utilização de uma base asfáltica. Abaixo dessa camada há uma outra normalmente cimentada, que configura o limite da superestrutura. Cabe observar que sob essa última recomenda-se a execução de uma camada dita “anti-congelamento”, que é relevante para locais sujeitos a este tipo de condição climática (não no caso do Brasil). Essa última camada, juntamente com o subleito e os possíveis reforços para o mesmo, configuram a infraestrutura. Adicionalmente, também se verifica que, com o aumento da profundidade, as camadas passam a ter menores módulos de elasticidade, com a utilização de materiais menos nobres. Essa configuração, em uma via real, pode ser visualizada na Figura 8.

Figura 8: Via em laje em superfície na ferrovia Hannover - Berlim (Adaptado de Lechner, 2011)

4 MODELOS ESTÁTICOS CLÁSSICOS

O dimensionamento clássico da via permanente lastrada costuma se utilizar de modelos estáticos e é normalmente dividido em duas partes. A primeira está relacionada à grade ferroviária, em que a via é modelada como uma viga sobre apoio elástico e a segunda está relacionada às camadas de lastro, sub-lastro e à infraestrutura, em que são utilizados modelos para a transmissão dos esforços verticais ao longo dessas camadas.

Tais modelos levam em conta a resposta da via de forma estática, sem considerações relativas ao comportamento dinâmico. Essa hipótese, apesar de ser uma simplificação do caso real e de negligenciar algumas particularidades importantes do comportamento mecânico, é bastante útil para evidenciar alguns aspectos do ponto de vista de tensões e deformações.

A seguir são apresentados alguns modelos analíticos estáticos bastante utilizados na modelagem de vias permanentes, principalmente para fins de dimensionamento. Para a modelagem da grade ferroviária são apresentados os modelos mais comuns de viga sobre apoio elástico, enquanto que para a modelagem da transmissão de esforços verticais ao longo das demais camadas são apresentados os modelos empíricos de Talbot e da JNR (Japanese National Railways).

4.1 VIGA SOBRE APOIO ELÁSTICO

Nos modelos de viga sobre apoio elástico, a rigidez vertical da via pode ser representada por diferentes parâmetros decorrentes de uma série de modelos analíticos. Tais modelos podem diferir entre si pelo fato de alguns levarem em conta a rigidez individual de cada componente da via (como trilhos, dormentes e lastro, por exemplo), e outros considerarem a rigidez de forma global, como se os trilhos estivessem apoiados sobre um único elemento que representaria todos os demais componentes da infraestrutura e superestrutura. Além disso, existem diferenças quanto à forma com que os trilhos estão apoiados, discreta ou continuamente. Dessa maneira, são apresentados a seguir alguns dos principais modelos de viga sobre apoios elásticos utilizados.

4.1.1 MÓDULO DE VIA

A hipótese de Winkler² (1867) *apud* Kerr (1977) considera a via como uma viga apoiada continuamente sobre um meio elástico, como indicado na Figura 9. Em seguida, tomando um elemento infinitesimal (Figura 10) e impondo o equilíbrio à flexão se tem a equação diferencial (1).

Figura 9: Modelo de viga sobre apoio elástico (KLINCEVICIUS, 2011)

Figura 10: Equilíbrio de elemento infinitesimal da viga continuamente apoiada (KLINCEVICIUS, 2011)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p(x) = q(x) \quad (1)$$

² WINKLER, E. Vortrage uber Eisenbahnbau. Verlag H. Dominicus. Praga, República Tcheca, 1867. Em alemão

Onde:

E = Módulo de elasticidade do trilho (Pa);

I = Momento de inércia do trilho (m^4);

$p(x)$ = Carga distribuída transmitida para o apoio elástico (N/m);

$q(x)$ = Carga distribuída aplicada ao trilho (N/m);

$x(x)$ = distância horizontal, a partir de um eixo de referência (m);

$y(x)$ = deslocamento vertical no ponto x (m).

Assim, Talbot (1918) utilizou um parâmetro chamado módulo de via (u) que relaciona a reação do apoio elástico (equivalente à carga transmitida para o mesmo) com o deslocamento vertical, conforme indicado na equação (2).

$$p(x) = u y(x) \quad (2)$$

De acordo com Bathurst e Kerr (1995), uma solução para a equação (1) foi apresentada por Schwedler, em 1882, para uma viga infinitamente longa sujeita a uma carga pontual. Sob o conceito de módulo de via essa solução é apresentada na equação (3), onde o valor de β é obtido segundo a equação (4):

$$y(x) = \frac{Q\beta}{2u} e^{-\beta|x|} [\cos(\beta|x|) + \text{sen}(\beta|x|)] \quad (3)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{u}{4EI}} \quad (4)$$

Por fim, o momento na viga (trilho) é dado pela equação (5):

$$M(x) = \frac{Q}{4\beta} e^{-\beta|x|} [\cos(\beta|x|) - \text{sen}(\beta|x|)] \quad (5)$$

Visto que o módulo de via é um parâmetro elástico representativo de toda a estrutura em conjunto sob os trilhos, entende-se que as variações tanto nos elementos da superestrutura quanto da infraestrutura implicam em alterações de tal parâmetro. Dentro deste contexto, Li (1994) fez uma análise paramétrica, através do software GEOTRACK, com o objetivo de verificar quais os fatores com maior influência sobre o módulo de via. Os resultados mostraram que o módulo de elasticidade e a espessura do subleito³ são os itens que mais o impactam (Figura 11).

MR: módulo de resiliência

Figura 11: Variação do módulo de via em função de propriedades dos componentes da via permanente (Klincevicus, 2011 adaptado de Li, 1994)

³ A espessura do subleito considera uma camada rochosa abaixo do subleito.

Diversos autores propuseram, para fins de dimensionamento, valores de módulo de via a serem adotados em função de diferentes características da via, conforme indicado na Tabela 1.

Tabela 1: Valores típicos de módulo de via recomendados

Módulo de Via (u)		
Autor	Característica da Via	Valor (MPa)
RAYMOND (1985)	Plataforma de boa qualidade (via com ótima capacidade portante)	35 - 70
BILOW E RANDICH (2000)	Vias sobre Lastro	7 - 41
	Vias sobre Laje	48 - 55
ESVELD (2001)	Fundação de má qualidade	9
	Fundação de boa qualidade	90
AREMA (2013)	Dormente de madeira após socaria	7
	Dormente de madeira em via compactada pelo tráfego	21
	Dormente de compósito de plástico em via compactada pelo tráfego	21
	Dormente de concreto em via compactada pelo tráfego	41
	Dormente de madeira em via com lastro e subleito congelados	62
	46 cm (18 in) de sublastro mais lastro de calcário com dormentes de madeira espaçados de 56 cm (22 in)	10 - 17
TCRP (2012)	56 cm de sublastro bem compactado mais lastro de pedra britada com dormentes de madeira espaçados de 56 cm (22 in)	17 a 24
	61 cm (24 in) de sublastro bem compactado mais lastro granítico com dormentes de madeira espaçados de 52 cm (20,5 in)	24 a 34
	61 cm (24 in) de sublastro bem compactado mais lastro granítico com dormentes de concreto espaçados de 71 cm (28 in)	34 a 62
	Vias em fixação direta	
	k_f = Coeficiente de rigidez da fixação	$u = k_f / a$
	a = espaçamento entre fixações	

É possível verificar que a maioria dos autores recomenda valores de módulo de via em função das características do subleito, o que vai ao encontro dos resultados obtidos por Li (1994). Porém, a AREMA (2013) e o TCRP (2012) recomendam valores em função de fatores como tipo e espessura de lastro e sub-lastro, além de tipo e espaçamento de dormentes que, segundo Li (1994), não possuem grande influência no módulo de via.

Vale ressaltar que a rigidez vertical das fixações não é citada para o caso de vias lastradas, o que contraria os resultados de Li (1994), que afirma que tal fator possui

maior influência dentre outros considerados, como características relativas aos dormentes, lastro e sub-lastro.

Com relação ao desempenho da via permanente, Ahlf (1975) indica que valores de módulo de via inferiores a 13,7 MPa levam a um baixo desempenho, valores entre 13,7 e 27,5 MPa a um desempenho médio e valores maiores que 27,5 MPa indicam um bom desempenho. Apesar de o autor não especificar um limite superior para os valores de módulo de via, é preciso ressaltar que vias muito rígidas podem ficar sujeitas a maiores esforços e também resultar em maiores cargas dinâmicas, conforme será melhor detalhado no estudo paramétrico do presente trabalho. Tal limite superior é citado por Raymond (1985), que considera um intervalo ideal entre 35 MPa e 70 MPa.

Para o caso de fixação direta, o TCRP (2012) afirma que o módulo de via pode ser resumido em função do espaçamento (a) e do coeficiente de mola das fixações (k_f), conforme a equação (6).

$$u = \frac{k_f}{a} \quad (6)$$

A hipótese de que as vias em fixação direta têm módulo de via dependente apenas da rigidez vertical e do espaçamento das fixações considera que a laje é um apoio rígido. Essa simplificação não é válida para o caso de lajes flutuantes, visto que a inserção de elementos elásticos abaixo da laje impede que esse conjunto (laje + apoios elásticos) seja considerado rígido.

Tendo em vista as formulações apresentadas, o módulo de via também pode ser medido em campo, representando um indicador de avaliações estruturais de vias existentes. Muniz da Silva (2002) e Spada (2003) apresentam a metodologia de ensaio e os resultados de módulos de via obtidos a partir de provas de carga em 18 locais em vias administradas pela FLUMITRENS (hoje, SUPERVIA) com diferentes tipos de dormentes, fixações, estados de dormentação e índices de contaminação. Muniz da Silva (2002) cita também outras metodologias e equipamentos para a avaliação estrutural da via permanente.

Especialmente em ferrovias de carga, reconhece-se que o módulo de via varia e que a via perde capacidade de suporte vertical quando solicitada por cargas muito altas. Isso ocorre, muito provavelmente, quando as cargas que chegam ao subleito são elevadas, ao ponto de o mesmo passar a ter deflexões de forma não linear (TCRP, 2012).

4.1.2 COEFICIENTE DE LASTRO

Partindo da mesma equação diferencial (1) (decorrente da hipótese de Winkler) utilizada para a formulação do módulo de via, Zimmerman⁴ (1888) *apud* Bastos (1999) propôs a utilização de um parâmetro chamado coeficiente de lastro (C) que se relaciona com a reação do apoio segundo a equação (7).

$$p(x) = b p^*(x) = b * C * y(x) \quad (7)$$

O parâmetro b representa a largura de um dormente longitudinal teórico sobre o qual os trilhos estariam assentados. A Figura 12 ilustra o sistema em que se baseia o modelo de coeficiente de lastro.

Figura 12: Modelo de coeficiente de lastro (TEIXEIRA, 2003)

Assim, Zimmermann⁴ (1888) *apud* Bastos (1999) chegou à solução apontada na equação (8):

⁴ ZIMMERMANN, H. Die berechnung des eisenbahnoberbaues. Verlag W. Ernst & Sohn, 1888 (em Alemão).

$$y(x) = \frac{P}{2bCL_e} e^{-\frac{|x|}{L_e}} \left[\cos\left(\frac{|x|}{L_e}\right) + \operatorname{sen}\left(\beta \frac{|x|}{L_e}\right) \right] \quad (8)$$

Onde L_e é o comprimento elástico com a formulação indicada na equação (9):

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bC}} \quad (9)$$

Neste caso, o momento na viga passa a ser dado na equação (10):

$$M(x) = \frac{QL}{4} e^{-\frac{|x|}{L_e}} \left[\cos\left(\frac{|x|}{L_e}\right) - \operatorname{sen}\left(\beta \frac{|x|}{L_e}\right) \right] \quad (10)$$

Segundo López-Pita (2006), autores como Saller, Hankel e Timoshenko adaptaram essa teoria para o caso de dormentes transversais à via, considerando que a largura do dormente longitudinal teórico (b) seria igual à razão entre a área de apoio efetiva e o espaçamento entre os dormentes transversais (a). Visto que o apoio efetivo se dá na região abaixo dos trilhos, considera-se que esse apoio ocorre em toda a largura do dormente (B) e ao longo de um comprimento $2l$, conforme Figura 13, e a equação (11), na sequência.

Figura 13: Transformação de dormentes longitudinais para transversais (Adaptado de Teixeira, 2003)

$$b = \frac{A}{a} = \frac{2l * B}{a} \quad (11)$$

Somando-se as equações (2) e (7), conclui-se que a relação entre o módulo de via e o coeficiente de lastro é dada pela equação (12), onde se verifica que o coeficiente de lastro depende também de características relativas aos dormentes, como espaçamento, geometria e o apoio efetivo.

$$C = \frac{a}{l * B} u \quad (12)$$

Na Tabela 2 seguem alguns valores de coeficiente de lastro recomendados por diversos autores.

Tabela 2: Valores típicos coeficiente de lastro recomendados

Coeficiente de Lastro (C)			
Autor	Característica da Via	Valor (N/cm³)	
LÓPEZ PITA (1976)	Módulo de elasticidade da plataforma (E) = 13 MPa	$0,275h_{\text{lastro}} + 0,972$	
apud RIVES, PITA E	Módulo de elasticidade da plataforma (E) = 30 MPa	$0,194h_{\text{lastro}} + 0,101$	
PUENTES, 1977)	Módulo de elasticidade da plataforma (E) = 70 MPa	$0,106h_{\text{lastro}} + 0,212$	
BRINA (1979)	Linhas de alto padrão	150	
	Linhas de padrão médio ou inferior	50 - 80	
BRINA (1979) Experiências de Hantzchel na estrada de ferro Alsácia - Lorena	Lastro de pedra Britada Plataforma de Saibro	26 - 33	
	Lastro de pedra Britada Plataforma de areia	53 - 72	
	Lastro de pedra Britada Plataforma de argila compactada	68 - 75	
	Lastro de pedra Britada Plataforma de rocha	76 - 89	
	Lastro de pedra Britada Plataforma com Fundação	150	
ESVELD (2001)	Fundação de má qualidade	20	
	Fundação de boa qualidade	200	
LITCHBERGER (2011)	Tipo de Lastro	Pedra Britada	Cascalho
	Subleito muito pobre	20	20
	Subleito pobre	50	50
	Subleito bom	100	80 - 100
	Subleito muito bom	150 - 200	100 - 150
Estruturas de concreto (túneis e pontes) e subleitos rochosos		250 - 300	150 - 200

h_{lastro} = espessura da camada de lastro (cm)

Assim como no caso do módulo de via, a maioria dos autores propõe valores de coeficiente de lastro em função de características do subleito. Outros autores, como Brina (1979) e Litchberger (2011), incluem características relacionadas ao material da camada de lastro. Vale ressaltar a relação proposta por López-Pita⁵ (1976) *apud* Rives, Pita e Puentes (1977), em que o coeficiente de lastro varia linearmente em função da altura de lastro, com expressões dependentes do módulo de elasticidade do subleito. É preciso considerar que tal relação deve ser aplicada dentro de um intervalo específico de espessuras de lastro, visto que grandes espessuras, mesmo que levem a grandes coeficientes de lastro, segundo a equação, não são recomendadas para que não se tenha grandes espessuras de material granular, deixando a via instável.

Litchberger (2011) cita que o coeficiente de lastro pode sofrer variações ao longo das estações climáticas, em função do tipo de dormente utilizado, conforme apresentado na Tabela 3.

⁵ LÓPEZ PITA A. El coeficiente de balasto y su aplicacion as estúdio de la mecânica de uma via férrea. Revista A.I.T. n 12 1976. Pp. 53-68.

**Tabela 3: Variação do coeficiente de lastro (aumento) em função da estação climática
(Adaptado de Lichtberger, 2011)**

Intervalo de Variação do Coeficiente de Lastro		
Estação	Tipo de Dormente	
	Concreto	Madeira
Verão	70 % a 130%	70% a 155%
Inverno	180% a 300%	170% a 333%

É importante citar que as variações no inverno, que levam a um aumento de até mais de três vezes no coeficiente, se referem a locais com invernos rigorosos, em que há risco de congelamento da estrutura da via.

4.1.3 COEFICIENTE DE RIGIDEZ DE APOIO

Diferentemente dos modelos apresentados anteriormente, o coeficiente de rigidez de apoio está relacionado a um modelo de apoios discretos, em que os trilhos estão apoiados sobre molas de constantes lineares. O coeficiente de rigidez de apoio k_{eq} , apresentado na equação (13), expressa a relação entre a carga transmitida ao apoio elástico e o deslocamento vertical produzido (y), sendo que cada elemento discreto “recebe” a carga distribuída ao longo de um comprimento equivalente ao espaçamento entre dormentes.

$$k_{eq} = \frac{p(x) * a}{y} \quad (13)$$

Dessa forma, a relação entre o coeficiente de rigidez de apoio, módulo de via e coeficiente de lastro é obtido pela equação (14).

$$k_{eq} = a * u = a * b * C \quad (14)$$

Alias (1984) sugere os valores de coeficiente de rigidez de apoio indicados na Tabela 4.

Tabela 4: Valores típicos de coeficiente de rigidez de apoio (ALIAS, 1984)

Coeficiente de Rigidez de Apoio	
Característica da Via	Valor (N/m)
Subleito pantanoso	5 - 15
Subleito argiloso	15 - 20
Subleito rochoso	20 - 80
Lastro e subleito congelados	80 - 100

O coeficiente de rigidez de apoio k_{eq} pode ser considerado através de um modelo de um conjunto de molas com diferentes constantes associadas em série, conforme a Figura 14.

Figura 14: Modelo de coeficiente de rigidez de apoio

Assim, k_{eq} poderia ser formulado segundo a equação (15):

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_{dormente}} + \frac{1}{k_f} + \frac{1}{k_{lastro/sub-lastro}} + \frac{1}{k_{subleito}} \quad (15)$$

Sendo:

$k_{dormente}$ = Coeficiente de mola do dormente (N/m);

k_f = Coeficiente de mola da fixação (N/m);

$k_{lastro/sub-lastro}$ = Coeficiente de mola das camadas de lastro e sub-lastro (N/m);

$k_{subleito}$ = Coeficiente de mola do subleito (N/m).

No caso de dormentes de concreto, que apresentam elevada rigidez e, tendo em vista a dificuldade de se quantificar a rigidez do subleito separada das camadas de lastro e sub-lastro, a expressão pode se resumir à equação (16):

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_{fixação}} + \frac{1}{k_{lastro+sub-lastro+subleito}} \quad (16)$$

As mesmas considerações são análogas para o caso de vias sobre laje, havendo apenas uma substituição da segunda parcela pelo inverso do coeficiente de mola da laje (equação (17)).

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_{fixação}} + \frac{1}{k_{laje}} \quad (17)$$

Como a rigidez da laje é muito elevada, obtém-se a formulação apresentada na equação (18) e, por meio da equação (14), tem-se então a equação (19), que equivale à equação (6) sugerida pelo TCRP (2012) para o caso de vias em fixação direta (Tabela 1).

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_{fixação}} \Rightarrow k_{eq} = k_{fixação} \quad (18)$$

$$u = \frac{k_{eq}}{a} \quad (19)$$

Vale ressaltar novamente que essa análise não é válida para vias em fixação direta com lajes flutuantes, pois haveria uma parcela $\frac{1}{k_{ae}}$ referente ao apoio elástico na equação (17) a ser considerada.

Tendo em vista que a elasticidade do conjunto de fixação é determinada principalmente pela rigidez de sua palmilha elastomérica, a norma EN 13481-5 (2006) classifica os valores de k_f para vias em laje conforme a Tabela 5.

Tabela 5: Valores típicos de rigidez vertical de palmilhas de fixação (Adaptado de EN 13481-5, 2006)

Característica da Fixação	Valor (kN/mm)
Resiliente	$k_f < 100$
Média	$100 \leq k_f < 200$
Rígida	$k_f \geq 200$

Atualmente existem conjuntos de fixações com rigidezes consideravelmente menores que os valores apresentados na Tabela 5. Tais conjuntos são recomendados para vias em laje, de forma a compensar a perda de elasticidade causada pela ausência da camada de lastro granular, e estão relacionados à atenuação de vibrações. Dentre tais conjuntos, há casos em que são utilizadas palmilhas muito elásticas, como o sistema Vossloh 336 (Figura 15), que apresenta rigidez estática de 8 kN/mm, e casos em que o trilho fica suspenso através da sua alma, como o sistema Pandrol Vanguard (Figura 16), com rigidez vertical em torno de 5 kN/mm.

Figura 15: Fixação Vossloh 336 (www.vossloh-fastening-systems.com)

Figura 16: Fixação Pandrol Vanguard (www.pandrol.com/product/vanguard)

4.1.4 ÍNDICE DE RIGIDEZ DA VIA

Diferentemente dos modelos descritos, que representam a rigidez conjunta dos elementos sob os trilhos, também é possível quantificar a rigidez da via como um todo. Sendo assim, é possível definir um parâmetro chamado índice de rigidez da via (K), que é a relação entre uma carga pontual (Q) aplicada pelo rodeiro e o deslocamento vertical (y) produzido no trilho, como indicado na equação (20).

$$K = \frac{Q}{y} \quad (20)$$

Verifica-se que esse parâmetro está relacionado à resposta da via frente a carga diretamente aplicada pelo material rodante e não à carga transmitida a um apoio, como nos casos anteriores.

A relação entre K e os parâmetros citados (coeficiente de lastro, módulo de via e coeficiente de rigidez de apoio) pode ser resumida na Tabela 6, segundo Teixeira (2003).

Tabela 6: Resumo dos parâmetros de rigidez utilizados (Adaptado de Teixeira, 2003)

Parâmetro	Esquema de Análise	Reação do Apoio	Relação com índice de rigidez da via (K)
Coeficiente de Lastro C (N/mm ³)		$p^*(x)$ [kN/m ²] $p^*(x) = C y(x)$	$C = \frac{1}{b} \sqrt[3]{\frac{K^4}{64EI}}$
Módulo de Via u (N/mm ²)		$p(x)$ [kN/m] $p(x) = u y(x)$	$u = \sqrt[3]{\frac{K^4}{64EI}}$
Coeficiente de Rigidez de Apoio k_{eq} (N/mm)		$F(x)$ [kN] $F(x) = k_{eq} y(x)$	$k_{eq} = a \sqrt[3]{\frac{K^4}{64EI}}$
	Reação Tridimensional		
	Reação Bidimensional		
	Reação Unidimensional		

4.2 TENSÕES NAS CAMADAS DE LASTRO, SUB-LASTRO E SUBLEITO

Uma vez calculados os esforços transmitidos pela grade ferroviária, as tensões verticais são dissipadas com o aumento da profundidade, de forma que as camadas

inferiores (normalmente compostas por materiais menos nobres) fiquem sujeitas a menores tensões verticais.

Tendo em vista as formulações apresentadas, a tensão vertical na camada de lastro pode ser equacionada de maneira simples, através da carga distribuída $p(x)$ transferida ao apoio elástico. Nesse caso, cada dormente passa a ser responsável por transferir para o lastro a carga equivalente a uma distância correspondente ao espaçamento a , sendo este seu “comprimento de influência”. Assim, a força transferida (F) aos diferentes dormentes passa a ser equacionada conforme a equação (21).

$$F_0 = p(0) * a \quad F_1 = p(a) * a \quad F_2 = p(2a) * a \quad F_n = p(n * a) * a \quad (21)$$

Deste modo, a tensão na camada de lastro sob cada dormente (σ_{0_n}) é a relação entre a força em cada dormente e a área de apoio efetiva (A_{ef}) do mesmo, como indicado na expressão (22).

$$\sigma_{0_n} = \frac{F_n}{A_{ef}} = \frac{p(n * a) * a}{A_{ef}} \quad (22)$$

Essa distribuição de tensões e as pressões resultantes em cada dormente são mostradas de forma esquemática na Figura 17.

Figura 17: Distribuição de tensões e pressões resultantes nos dormentes (Adaptado de Bathurst e Kerr, 1995)

É importante ressaltar que, em geral, não se considera que a área carregada sob o dormente corresponda exatamente à área de contato entre o mesmo e o lastro, com o carregamento se concentrando na região sob os trilhos (local onde ocorre a socaria). Assim, pode-se utilizar a simplificação apresentada na Figura 18.

Figura 18: Simplificação da área de apoio efetiva entre dormentes e lastro (Adaptado de Bathurst e Kerr, 1995)

Para o caso específico de dormentes de concreto, a norma NBR 11709 (2009) apresenta diferentes formulações para o cálculo dessa área de apoio efetiva em função da geometria dos dormentes, tanto para os do tipo monobloco quanto para os bi-bloco.

Ainda com relação à questão da área de apoio efetiva na interface entre o dormente e o lastro, cabe citar o uso de palmilhas sob dormentes, também conhecidas como USP (*under sleeper pads*). Tais palmilhas são feitas de material elastomérico e são instaladas na face inferior do dormente, de forma a se melhorar a distribuição de tensões através de uma maior área de contato com o lastro. Com a diminuição das tensões de contato, passa a haver menor quebra do lastro e, conseqüentemente, há menor contaminação de finos oriundas dessa quebra. Marques (2012) apresenta algumas análises mecanicistas a respeito do comportamento da via permanente com a utilização dessas palmilhas.

Uma vez calculada a tensão vertical sobre o topo da camada de lastro, a mesma se dissipa com o aumento da profundidade ao longo das camadas de lastro, sublastro e subleito. Para o cálculo dessa dissipação podem ser utilizadas diversas equações, porém no dimensionamento clássico se utiliza mais comumente as equações empíricas de Talbot (1920) e da JNR, desenvolvida em 1965, segundo Bathurst e Kerr (1995).

Talbot liderou diversos estudos com o objetivo de se determinar as tensões verticais na camada de lastro, através do arranjo experimental da Figura 19.

Figura 19: Arranjo experimental de Talbot para determinação das tensões na camada de lastro (TALBOT, 1920)

Nestes ensaios, foram variados a espessura de lastro, a quantidade de dormentes, o material de lastro e a posição dos dispositivos de medição de tensão, porém foi concluído que, para os materiais utilizados nas condições dos ensaios, a distribuição de tensões no lastro não depende do material deste.

Sendo assim, a tensão vertical (σ_z) é calculada em função da pressão sob o dormente mais carregado (σ_{0_0}) e da profundidade (z) em centímetros, como indicado na expressão (23):

$$\sigma_z = \frac{53,87}{z^{1,25}} * \sigma_{0_0} \quad (23)$$

É importante ressaltar o fato de que a equação (23) considera apenas a influência do dormente mais carregado, desprezando a contribuição dos demais. Tal simplificação é bastante utilizada para fins de dimensionamento, pois a influência dos demais dormentes só é significativa a grandes profundidades. Esse fato é exemplificado pelos estudos de Klinevicius (2011), em que são comparados os métodos de Talbot com um dormente carregado e com cinco dormentes carregados e só passa a haver diferença nas tensões calculadas a partir de 50 cm de profundidade.

Já a equação da JNR foi determinada experimentalmente através de uma configuração de ensaio que considerava uma tensão distribuída uniformemente entre lastro e dormente e utilizava bitola métrica (BATHURST E KERR, 1995). A formulação é apresentada na equação (24), em que a profundidade z é dada em centímetros.

$$\sigma_z = \frac{50}{10 + z^{1,35}} * \sigma_{0_0} \quad (24)$$

Diferentemente de Talbot e da JNR, alguns outros autores calculam a dissipação das tensões verticais através de uma formulação geométrica, em função de ângulos de espraçamento (α) desses esforços, de forma que quanto menor o ângulo, pior é a capacidade de dissipação. Schramm (1977) considera que o ângulo de espraçamento da camada de lastro se situa entre 33° e 45°, de forma que o autor sugere um valor médio de 40°.

Medina e Motta (2015) utilizaram essa formulação geométrica para a definição de coeficientes de equivalência estrutural (CE) que diferenciam a capacidade de distribuição de cargas das camadas de lastro, sub-lastro e material selecionado (uma espécie de reforço de subleito), sugerindo ângulos de 36° e 30° para os dois últimos, respectivamente. Dessa forma, a distribuição das tensões verticais é apresentada de maneira esquemática na Figura 20 e os coeficientes de equivalência estrutural são formulados conforme as equações (25) e (26).

Figura 20: Esquematisação dos ângulos de espalhamento de tensões verticais

$$CE_{sub-lastro} = \frac{\tan (\alpha_{sub-lastro})}{\tan (\alpha_{lastro})} = 0,87 \quad (25)$$

$$CE_{reforço} = \frac{\tan (\alpha_{reforço})}{\tan (\alpha_{lastro})} = 0,69 \quad (26)$$

5 MODELOS ESTÁTICOS MECANICISTAS

Tendo em vista a falta de incentivo e interesse econômico nas ferrovias ocorrida durante décadas, o conhecimento na área de via permanente não evoluiu com a mesma rapidez de outras áreas, de forma que muitos dos modelos clássicos descritos são largamente utilizados até os dias atuais. Porém, mais recentemente, alguns modelos mais complexos comumente utilizados na engenharia de estruturas e de pavimentação rodoviária vêm sendo cada vez mais aplicados na modelagem da via permanente ferroviária. Dessa forma, além dos modelos analíticos já descritos, podem ser utilizados modelos numéricos, como o método dos elementos finitos (MEF) e o modelo das camadas finitas. A aplicação do primeiro modelo está mais relacionada à grade ferroviária, que é modelada normalmente por elementos de viga (trilhos e dormentes) e molas (conjuntos de fixação). Já os modelos de camadas finitas, comumente utilizados em pavimentação rodoviária, são utilizados para a modelagem das camadas de lastro, sublastro e subleito.

Dentro desse contexto de utilização de modelos mais complexos, alguns programas foram desenvolvidos para o cálculo de esforços e dimensionamento da via permanente, dentre os quais os *softwares* GEOTRACK, KENTRACK e FERROVIA. No presente trabalho as análises foram realizadas com o programa FERROVIA (desenvolvido no Brasil), que será detalhado a seguir. Spada (2003) fornece estudos detalhados a respeito dos programas KENTRACK e GEOTRACK (ambos desenvolvidos nos Estados Unidos).

5.1 FERROVIA 3.0

O programa FERROVIA foi desenvolvido pelo Engenheiro Régis Martins Rodrigues em 1993 e utiliza o MEF na modelagem da grade ferroviária, além da teoria das camadas finitas na modelagem das demais camadas da superestrutura e infraestrutura.

A grade ferroviária é modelada de forma que os trilhos e dormentes são representados por elementos de vigas, com os primeiros compostos por 22 elementos (23 nós) e os dormentes por 10 elementos (11 nós). A conexão entre esses elementos (trilhos e dormentes) se dá através de molas, simulando os conjuntos de fixação. A grade ferroviária é composta por 11 dormentes, porém na

última versão do programa, atualizada por seu criador em 2006 (FERROVIA 3.0), há a possibilidade de análise com 22 dormentes, devido à simetria do problema. Essas características da malha podem ser verificadas na Figura 21, em que a numeração apresentada segue a seguinte divisão:

- Os números 1 a 121 da malha referem-se aos pontos nodais (nós) nos dormentes;
- Os números 122 a 167 da malha referem-se aos pontos nodais (nós) nos trilhos;
- Os números circulados 1 a 110 da malha correspondem aos elementos de viga referentes aos dormentes;
- Os números circulados 111 a 154 da malha correspondem aos elementos de viga referentes aos trilhos;
- Os números circulados 155 a 176 correspondem aos elementos de fixação (molas) que conectam os trilhos aos dormentes.

Figura 21: Grade de elementos finitos do programa FERROVIA (Adaptado de Spada, 2003 e Rodrigues, 1993)

Medina e Motta (2015) afirmam que o programa é constituído de sete subprogramas com as seguintes funções específicas:

- 1) RAILTIE: Gera a matriz de flexibilidade da superestrutura (trilhos, dormentes e fixações);
- 2) BALLAST: Gera a matriz de flexibilidade da fundação, que invertida pelo subprograma INVERSA2 gera a matriz de rigidez;
- 3) SOLVE: Resolve o sistema de equações lineares e calcula as tensões e deformações nos pontos nodais;
- 4) STRESS3: Determina os diagramas de pressão de contato entre os dormentes e o topo do lastro;
- 5) FLEXÃO: Calcula os esforços cortantes, os momentos fletores, as tensões de tração e as tensões cisalhantes ao longo dos trilhos e dos dormentes, bem como as reações entre os trilhos e os dormentes;
- 6) INFRA: Calcula as tensões, deformações e deslocamentos em vários pontos e profundidades da infraestrutura (sistema formado pelas camadas de lastro, sub-lastro, camadas intermediárias e plataformas ou subleito).

Medina e Motta (2015) também citam a sequência geral de funcionamento do programa, que pode ser resumida pelas etapas a seguir:

- 1) Montagem da matriz de rigidez da grade;
- 2) Partindo da estimativa inicial dos módulos de elasticidade das camadas (lastro, sub-lastro, reforço e subleito), faz-se a montagem da matriz de rigidez da infraestrutura;
- 3) Aplicação do carregamento externo e cálculo dos deslocamentos e rotações nodais;
- 4) Determinação do diagrama de pressões de contato entre cada dormente e o topo do lastro;
- 5) Aplicação do diagrama de tensões de contato sob os dormentes à infraestrutura, considerando-se a variação dos módulos resilientes das camadas com o estado de tensões, assim como o critério de ruptura Mohr-Coulomb, com o programa ELASTMCF incremental, calculando-se as tensões e deformações em cada camada.

6 MODELOS DINÂMICOS

Ainda que os modelos estáticos possibilitem análises simples, os mesmos são muito importantes no que diz respeito ao comportamento mecânico da via permanente, tanto do ponto de vista das solicitações a que a via está sujeita quanto da resposta mecânica da mesma. Porém, esses modelos acabam por omitir algumas particularidades muito significativas, principalmente no caso de vias em laje submetidas ao tráfego de trens de passageiros.

Sob o ponto de vista dinâmico, além do comportamento da via permanente propriamente dita, passam a ser importantes os aspectos relativos ao material rodante e à interação do mesmo com a via. Dessa forma, os modelos dinâmicos permitem análises de fenômenos não observados com modelos estáticos, como os referentes à geração e transmissão de vibrações, bem como a amplificação dinâmica das cargas estáticas verticais.

6.1 CARGA DINÂMICA VERTICAL

Conforme descrito, tradicionalmente os modelos utilizados para o cálculo de tensões e deslocamentos da via permanente são estáticos. Porém, sob condições dinâmicas, a carga aplicada à via pode ser maior que a carga estática. Uma das formas mais utilizadas para se estimar a carga dinâmica (Q_d) é expressá-la em função da carga estática (Q) e do fator de amplificação dinâmica (FAD), conforme indicado na equação (27). As principais formulações para o FAD são observadas na Tabela 7.

$$Q_d = Q * FAD \quad (27)$$

Tabela 7: Modelos de fator de amplificação dinâmica utilizados

Autor	FAD	Variáveis
EISENMANN (1970) <i>apud</i> SADEGUI, (2008)	$FAD = 1 + t * s * \varphi$	
	t = 1 para 68,3% de confiabilidade estatística	V = Velocidade (km/h)
	t = 2 para 95,5% de confiabilidade estatística	t = fator de segurança estatística
	t = 3 para 99,7% de confiabilidade estatística	
	s = 0,1 para infraestrutura em ótimo estado	s=fator dependente da qualidade da infraestrutura da via
	s = 0,2 para infraestrutura em bom estado	
	s = 0,3 para infraestrutura em mal estado	φ = fator dependente da velocidade
	$\varphi = 1 \text{ para } V \leq 60 \text{ km/h ou } \varphi = 1 + \frac{V - 60}{140} \text{ para } V \geq 60 \text{ km/h}$	
LI e SELIG (1998)	$FAD = 1 + \frac{0,521V}{D}$	V = Velocidade (km/h) D = Diâmetro da roda (cm)

Verifica-se que as formulações descritas dependem de características tanto do material rodante (velocidade e características geométricas das rodas) quanto da via (qualidade geométrica e da infraestrutura).

Teixeira (2003) afirma que as formulações empíricas, como a de Eisenmann⁶ (1970), apresentavam grandes dispersões nas medições experimentais, de forma que a SNCF passou a desenvolver alguns estudos específicos ao longo das décadas de 1960 e 1970, sob a direção do engenheiro francês André Prud'Homme. Tais estudos tinham o objetivo de analisar de forma precisa a influência das características da via e do material rodante na amplificação dinâmica das cargas estáticas verticais. Devido à complexidade do estudo teórico da interação dinâmica entre veículo e via, Teixeira (2003) afirma que Prud'Homme considerou as seguintes hipóteses simplificadoras:

- O movimento vertical pode ser dissociado do movimento transversal;
- Os amortecimentos podem ser considerados viscosos;

⁶ EISENMANN, J. Stress distribution in the permanent way due to heavy axle loads and high speeds. In: Proceedings of the American Railway Engineering Association (AREA), Vol. 71, 1970, pp. 24-59.

- As ligações entre os elementos da via são elásticas;
- A frequência natural do conjunto formado pelas massas suspensas (M_{susp}) e semissuspensas ($M_{semi-susp}$) do material rodante é substancialmente diferente da frequência natural do conjunto formado pela massa não suspensa (roda) e pela via permanente, de forma que cada conjunto pode ser analisado separadamente.

Essa última hipótese é esquematizada na Figura 22.

Figura 22: Simplificação da interação veículo-via, de acordo com Prud'Homme

Em termos quantitativos, a adequação da última hipótese é justificada por Alias (1984), que afirma que existem três bandas de frequência bem caracterizadas. A primeira, entre 0 e 10 Hz, corresponde à oscilação das massas suspensas do veículo. A segunda, entre 20 e 125 Hz, corresponde à oscilação das massas não suspensas do veículo e a massa da via, com seu apoio elástico. A terceira, entre 200 e 2000 Hz, corresponde às vibrações próprias das ligações elásticas intermediárias da via. Assim, a amplificação dinâmica passa a ser formulada como indicado na equação (28):

$$Q_d = Q + 2\sqrt{Q_{msusp}^2 + Q_{mnsusp}^2} \quad (28)$$

Assim, a formulação passa a ser diferente da utilizada para o *FAD*, de forma que no presente modelo de Prud'Homme a carga dinâmica é composta pela carga estática mais a média quadrática entre os esforços relacionados às massas suspensas (Q_{msusp}) e os relacionados às massas não suspensas ($Q_{m\tilde{nsusp}}$). O fator 2 que multiplica a média quadrática se refere a uma distribuição normal com confiabilidade estatística de 95,5 %. (LÓPEZ-PITA, 2006).

Na amplificação dinâmica causada pelas massas não suspensas, o mecanismo de excitação das oscilações está relacionado às irregularidades tanto da roda quanto da via. Segundo Lopez-Pita e Robusté (2003), tais esforços podem ser calculados através da formulação apontada na equação (29):

$$Q_{m\tilde{nsusp}} = f_{roda} f_{trilho} \frac{V}{100} \sqrt{K M_{\tilde{nsusp}}} \quad (29)$$

Em que:

$Q_{m\tilde{nsusp}}$ = carga dinâmica causada pelas massas não suspensas (t);

f_{roda} = fator dependente das irregularidades na roda ($\approx 0,42$);

f_{trilho} = fator dependente das irregularidades no trilho (1 a 2);

V = velocidade (km/h);

K = rigidez vertical da via (t/mm);

$M_{\tilde{nsusp}}$ = massa não suspensa (t).

No caso da amplificação dinâmica causada pelas cargas suspensas, López-Pita (2006) afirma que a experiência francesa permite estimar tais esforços através da equação (30). Segundo Teixeira (2003), o fator f_{mr} varia entre 0,11 (recomendado para vagões) e 0,16 (recomendado para locomotivas).

$$Q_{msusp} = f_{mr} Q_e \quad (30)$$

Em que:

f_{mr} = fator dependente do tipo do material rodante.

Assim, a formulação de Prud'Homme, assim como outras expressões descritas na Tabela 7, leva em consideração fatores como as irregularidades nas rodas e a velocidade. Porém, diferentemente das outras formulações, Prud'Homme indica que a rigidez vertical da via também é um fator que influencia a amplificação dinâmica das cargas estáticas, o que será discutido no item de análise paramétrica (8.2.1).

6.2 TRANSMISSIBILIDADE DE VIBRAÇÕES

Outra questão muito importante do ponto de vista do comportamento dinâmico da via permanente são as vibrações geradas no contato entre a roda e o trilho. Essas vibrações são transmitidas ao longo da estrutura da via, podendo se propagar até edificações, de modo a causar ruído indireto no interior das mesmas, também conhecido como ruído secundário (Figura 23). Esse problema é bastante comum no caso de vias mais rígidas, como as vias em laje, que serão descritas e modeladas a seguir.

Figura 23: Representação esquemática do problema de ruídos secundários (LOY, 2012)

As vibrações podem ser descritas em termos de deslocamento, velocidade e aceleração, sendo as duas últimas as mais comuns. No presente trabalho toda a análise será feita em termos de velocidade, pois os limites admissíveis utilizados como referência são quantificados dessa forma.

Carvalho (2015) afirma que o corpo humano responde a uma média de amplitudes, pois leva algum tempo para perceber a existência de vibrações. Assim, é comum a utilização de uma amplitude média correspondente à raiz quadrada da média das amplitudes do sinal ao quadrado, chamada RMS (*root mean square*).

No caso de vibrações, as velocidades são comumente quantificadas em decibéis (dBV), através da equação (31), em que L_v é a velocidade em dBV, v a amplitude de velocidade RMS e v_r uma velocidade de referência.

$$L_v = 20 \log \frac{v}{v_r} \quad (31)$$

Para a velocidade de referência (v_r) foi adotado o valor de $25,4 \times 10^{-9}$ m/s, que é o valor utilizado em algumas normas internacionais, inclusive pela FTA (2006), que é usualmente adotada como referência em projetos metroferroviários.

Tendo em vista que as velocidades de vibração variam em função da frequência, as mesmas podem ser quantificadas através do nível global de vibrações V_{global} , que é calculado em função da velocidade L_{vi} em cada banda de frequência de terças de oitava, conforme a equação (32). Cabe citar que para simplificar e facilitar as análises e comparações é usual a divisão do intervalo de frequência em bandas com larguras pré-definidas e normalizadas como as bandas de terças de oitavas, em que cada banda é caracterizada por sua frequência central.

$$V_{global} = 10 \log \left(\sum 10^{\frac{L_{vi}}{10}} \right) \quad (32)$$

A FTA (2006) recomenda os seguintes valores limites para diferentes edificações, em função do tipo de uso (Tabela 8).

Tabela 8: Limites de níveis globais de vibração (Carvalho, 2015 adaptado de FTA, 2006)

CATEGORIA DE USO DO SOLO	Nível Global de Vibração (dVB ref $25,4 \times 10^{-6}$ mm/s)		
	Eventos Frequentes ¹	Eventos Ocasionais ²	Eventos com pouca frequência ³
Categoria 1: Prédios onde a vibração pode interferir com as atividades no seu	65 dBV ⁴	65 dBV ⁴	65 dBV ⁴
Categoria 2: Residências e prédios onde pessoas dormem normalmente	72 dBV	75 dBV	80 dBV
Categoria 3: Espaço institucional com uso preferencialmente diurno	75 dBV	78 dBV	83 dBV
<p>Notas:</p> <p>1. "Eventos frequentes" é definido como mais de 70 acontecimentos da mesma fonte, por dia. A maior parte dos projetos de veículos leves sobre trilhos se enquadram nessa categoria.</p> <p>2. "Eventos ocasionais" é definido como de 30 a 70 acontecimentos da mesma fonte, por dia. A maior parte das linhas de trens suburbanos tem a sua operação nessa categoria.</p> <p>3. "Eventos com pouca frequência" é definido como menos de 30 acontecimentos da mesma fonte, por dia. Essa categoria inclui a maioria dos ramais de trens urbanos.</p> <p>4. Este critério é baseado em níveis aceitáveis para equipamentos moderadamente sensíveis como microscópios óticos. A sensibilidade à vibração exigirá pesquisa de avaliação detalhada para definir os níveis aceitáveis de vibração. Garantir menores níveis de vibração em prédios requer um projeto especial do sistema HVAC e lajes mais rígidas.</p> <p>5. Equipamentos em geral não possuem sensibilidade a vibração vinda do solo.</p>			

Se os níveis de vibração nas edificações forem maiores que os limites estabelecidos, passa a ser necessária alguma medida mitigadora, que pode ser realizada na fonte das vibrações (no caso, material rodante e via permanente), no caminho de propagação até os receptores ou nas próprias edificações afetadas.

Segundo Carvalho (2015), a mitigação das vibrações no receptor muitas vezes se torna inviável, pois costuma exigir a implementação de soluções ainda na fase de construção. Já a mitigação no caminho de propagação se basearia na implantação de barreiras e trincheiras, que são pouco utilizadas devido às possíveis interferências encontradas na escavação em centros urbanos.

Tendo em vista os problemas citados, a atenuação das vibrações em ferrovias pode ser obtida de diferentes formas na estrutura da via permanente, dentre elas com o uso de apoios elásticos sob as lajes das vias. Assim, serão discutidos, a seguir,

alguns aspectos relativos aos fenômenos de geração das vibrações e a transmissão e isolamento das mesmas no caso específico de vias em laje flutuante.

Com relação à geração de vibrações, Hunt e Hussein (2007) consideram cinco tipos de mecanismos:

- 1 - Quase-estático: relacionado à passagem de cada eixo, resultando em forças estáticas concentradas discretas aplicadas ao trilho;
- 2 - Excitação devido ao suporte discreto dos dormentes: faz com que haja diferentes rigidezes verticais na direção longitudinal;
- 3 - Imperfeições em juntas dos trilhos: tal mecanismo teve sua importância diminuída ao longo dos anos, devido à utilização de trilhos longos soldados;
- 4 - Geração de grandes amplitudes de vibração quando trens de alta velocidade se aproximam ou excedem certas velocidades de onda do solo: esse mecanismo não precisa ser analisado no caso de ferrovias urbanas de menor velocidade;
- 5 - Irregularidades das rodas e trilhos: principal mecanismo de geração de vibração, contribuindo para a produção de vibrações em um grande intervalo de frequências.

Nesse último, as irregularidades podem ser modeladas como ondas de comprimento λ (m), que percorridas a uma velocidade V (m/s) levam à frequência de excitação f (Hz), como indicado na equação (33) e na Figura 24.

$$f = \frac{V}{\lambda} \quad (33)$$

Figura 24: Mecanismo de geração de vibrações devido às irregularidades

O comportamento dinâmico da via do ponto de vista de vibrações pode ser interpretado através da utilização de modelos do tipo massa mola. Uma das possibilidades é a utilização de modelos desse tipo, excitados pelas irregularidades de trilhos e rodas. Nesse caso, o modelo (Figura 25) é composto pela massa não suspensa do veículo ($M_{\tilde{n}susp}$), que equivale aproximadamente à massa da roda, por uma superfície com irregularidades e pela massa da via (M_{via}), que é suportada por uma mola de constante k_{ae} , correspondente ao apoio elástico.

Figura 25: Modelo massa mola excitado por irregularidades

Alternativamente ao modelo massa mola com excitação devido às irregularidades, o mesmo pode ser simplificado por um típico modelo massa mola de um grau de liberdade, excitado por uma força harmônica. Esse modelo (Figura 26) é composto por uma massa que representa tanto a parte não suspensa do veículo quanto a via, por uma mola de constante k_{ae} e por um amortecedor de constante c . Esse conjunto é excitado por uma força harmônica ($Qsen(wt)$), que impõe um movimento com amplitudes, y_0 , v_0 e a_0 relativos ao deslocamento, velocidade e aceleração, respectivamente. Tendo em vista essas solicitações, o sistema transmite ao apoio uma força de amplitude Q_t , caso o mesmo seja considerado rígido, ou deslocamentos (y_t), velocidades (v_t) e acelerações (a_t), caso o apoio seja considerado móvel.

Figura 26: Modelo massa mola excitado por força harmônica

Thompson (2009) afirma que a utilização desse modelo simplificado, comumente utilizado em análises dinâmicas de estruturas, apesar de não prever adequadamente a vibração da roda do veículo, apresenta vantagens na interpretação dos fenômenos envolvidos no caso das vibrações causadoras de ruído secundário.

Gatzwiller (2013) utiliza uma terminologia em que a elasticidade da via em laje flutuante é dividida em superestrutura resiliente, que está ligada à palmilha da fixação e possíveis dormentes engalochados com material resiliente, além de subestrutura resiliente, que corresponde ao apoio elástico da laje flutuante.

Assim, outra simplificação inerente ao modelo utilizado diz respeito à não consideração da superestrutura resiliente. Caso essa hipótese não fosse adotada, as análises poderiam ser realizadas levando-se em conta duas massas (trilho e laje) e duas molas (palmilha da fixação e apoio elástico da laje flutuante), configurando um modelo de mais de um grau de liberdade. Ressalta-se que o número de graus de liberdade equivale numericamente à quantidade de massa vezes o número de possibilidades de movimento de cada massa, configurando dois graus de liberdade no caso citado.

A adoção de um modelo simplificado também se justifica pelo fato de que o objetivo do presente trabalho é analisar a influência da variação da rigidez vertical na resposta da via, e não buscar modelagens complexas capazes de quantificar com rigor os parâmetros envolvidos nessa resposta.

Verifica-se que, diferentemente dos modelos de viga sobre apoios elásticos descritos nas análises estáticas, tal modelo é discreto e a constante de mola

corresponde ao apoio elástico da laje flutuante, e não aos parâmetros estáticos já descritos (módulo de via, coeficiente de lastro e coeficiente de rigidez de apoio).

O conjunto em questão, se perturbado de forma a sair de sua situação de equilíbrio e mantido sem a influência de nenhuma força externa, passa a oscilar com a sua frequência natural f_n , que corresponde a uma frequência angular w_n , conforme a equação (34).

$$f_n = \frac{w_n}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{M}} \quad (34)$$

Segundo Clough e Penzien (2003), um sistema massa mola de um grau de liberdade, quando sujeito a uma força harmônica, tem seu movimento descrito pela equação diferencial (35), onde, para o caso analisado, a massa total M é dada pela equação (36).

$$Ma(t) + cv(t) + ky(t) = Qsen(wt) \quad (35)$$

$$M = M_{\tilde{n} susp} + M_{via} \quad (36)$$

Sob o ponto de vista dinâmico, a via permanente deve ser concebida de forma que a transmissibilidade de vibrações ao longo da mesma seja adequada, para que tais vibrações, ao se propagarem, não cheguem aos receptores em níveis acima dos estabelecidos. Nesse contexto, o isolamento das vibrações pode ser quantificado em termos de força ou de movimento (deslocamento, velocidade ou aceleração), através do parâmetro de Transmissibilidade (TR), que é a relação entre a amplitude da força ou movimento aplicados ao sistema e as respectivas amplitudes transmitidas pelo mesmo. Johnson (2002) mostra que o valor de TR é idêntico em

termos de deslocamento, velocidade, aceleração ou força e pode ser calculado conforme a equação (37).

$$TR = \frac{Q_t}{Q_0} = \frac{y_t}{y_0} = \frac{v_t}{v_0} = \frac{a_t}{a_0} = \sqrt{\frac{1 + (2\xi r)^2}{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2}} \quad (37)$$

Onde:

$r = \frac{w}{w_n}$ = parâmetro de frequência adimensional;

ξ = fator de amortecimento.

Para valores de TR maiores que 1 há amplificação de vibrações e para valores menores que 1 há atenuação das mesmas. A transmissibilidade (TR) em função de r é descrita pelo gráfico da Figura 27.

Figura 27: Transmissibilidade para diferentes fatores de amortecimento

O gráfico mostra que, independentemente do fator de amortecimento, TR só é menor que 1 para valores de r maiores que $\sqrt{2}$, de forma que só existe atenuação para frequências de excitação (f) maiores que $\sqrt{2} f_n$. Sendo assim, o princípio de atenuação de vibrações transmitidas pela via permanente está intimamente ligado à redução da frequência natural do sistema, para que haja atenuação em um maior intervalo de frequências de excitação. Para tanto, visto que f_n é dada pela equação (33), a redução da frequência natural pode ser obtida através da diminuição da rigidez ou do aumento da massa.

O último pode ser conseguido com o aumento da massa não suspensa ou com o aumento da massa da via. De acordo com a massa por comprimento de via e a frequência natural, Pichler (2000) classifica os sistemas massa mola conforme indicado na Tabela 9.

Tabela 9: Classificação de modelos massa mola (Adaptado de Pichler, 2000)

Classificação do sistema	Massa (t/m)	Frequência Natural (Hz)
Leve	≤ 4	≥ 15
Médio	≤ 8	≥ 10
Pesado	> 8	< 10

Com relação à diminuição da rigidez, a mesma é conseguida principalmente através do uso dos apoios elásticos sob a laje e é função da rigidez do material e da concepção do apoio, cujo contato com a laje pode se dar de maneira discreta ou contínua.

Vale ressaltar que a rigidez considerada no modelo apresentado é a rigidez dinâmica, não a rigidez quase estática. Carvalho (2015) diferencia essas propriedades, de forma que a rigidez quase estática é a taxa de deformação do material com um carregamento sendo aplicado lentamente, enquanto a dinâmica é a taxa de deformação com uma carga que varia em função da frequência.

Dentre os apoios contínuos, podem ser utilizadas mantas ou tiras elastoméricas. As mantas são posicionadas de forma que a laje fique envolvida através das faces laterais e da face inferior, conforme se verifica na Figura 28. Já as tiras elastoméricas costumam ser dois apoios longitudinais contínuos sob a laje flutuante,

conforme a Figura 29. Essa configuração resulta, em geral, em menor rigidez por comprimento de via, devido principalmente à menor área de apoio da laje.

Figura 28: Instalação de manta elastomérica no VLT de Santos no trecho Barreiros - Porto (GAVA, MORAIS e KRUK, 2015)

Figura 29: Instalação de apoios elastoméricos lineares na Linha 5 do METRO-SP no trecho Capão Redondo – Largo Treze (LAGE, 2004)

Os apoios discretos costumam ser dispostos em duas linhas longitudinais de apoios por via singela, de forma que quanto maior o espaçamento longitudinal, menor a rigidez por comprimento de via. Essa solução se baseia na utilização de materiais elastoméricos (*PAD's*) sob a laje flutuante, conforme a Figura 30, ou na utilização de

isoamortecedores (molas helicoidais de aço), que ficam embutidos na laje, conforme a Figura 31 e a Figura 32.

Figura 30: Via sobre laje flutuante com apoios elastoméricos discretos (GLICKMAN, 2012)

Figura 31: Configuração esquemática de isoamortecedor (www.gerb.com.br)

Figura 32: Via sobre laje flutuante com isoamortecedores na Linha 11 da CPTM no trecho Itaquera - Guaianazes

Carvalho (2015) cita que, para os materiais elastoméricos utilizados como apoios para lajes flutuantes, a rigidez dinâmica, na maior parte das vezes, é superior à rigidez quase estática, pois a amplitude das deformações se mantém constante e a tensão aumenta proporcionalmente com a frequência. Segundo Castellani *et al.* (1998), para tais materiais, a partir de uma certa frequência de estabilização a rigidez tende a se manter constante, conforme Figura 33. Já para os isoamortecedores, Wagner (2004) afirma que as rigidezes dinâmica e estática são equivalentes.

Figura 33: Relação entre rigidezes quase estática e dinâmica (Adaptado de Castellani *et al.*, 1998)

Assim, tendo em vista as diferentes concepções de laje flutuante citadas, algumas frequências naturais típicas de cada sistema são apresentadas na Tabela 10, em ordem decrescente.

Tabela 10: Frequências naturais típicas de diferentes concepções de lajes flutuantes

Tipo do apoio da laje flutuante	Frequência Natural Típica (Hz)	Fonte
Manta elastomérica	$14 \text{ Hz} \leq f_n \leq 25 \text{ Hz}$	Catálogo Getzner
Tiras elastoméricas	$8 \text{ Hz} \leq f_n \leq 15 \text{ Hz}$	
PAD	$5 \text{ Hz} \leq f_n \leq 12 \text{ Hz}$	
Isoamortecedor	$2 \text{ Hz} \leq f_n \leq 8 \text{ Hz}$	Wagner, 2004

Tendo em vista os modelos e conceitos citados, a atenuação (A_t) de vibrações, em dBV, pode ser descrita como a diferença entre o nível de vibração representativo da passagem do material rodante (L_{v_0}) e o nível de vibração transmitido pelo sistema (L_{v_t}). Assim, tem-se a relação apresentada na equação (38):

$$\begin{aligned}
 A_t &= L_{v_0} - L_{v_t} = 20 \log\left(\frac{v_0}{v_r}\right) - 20 \log\left(\frac{v_t}{v_r}\right) = 20 \log\left(\frac{v_0}{v_t}\right) = \\
 &= 20 \log(1/TR) = 20 \log\left(\sqrt{\frac{(1 - r^2)^2 + (2\xi r)^2}{1 + (2\xi r)^2}}\right)
 \end{aligned} \tag{38}$$

Caso o fator de amortecimento seja considerado nulo, a atenuação passa a ser descrita pela equação (39), citada por Juliani e Becocci (2005).

$$A_t = 20 \log(|1 - r^2|) \tag{39}$$

7 METODOLOGIA DO TRABALHO

Tendo em vista o objetivo da presente dissertação, foram analisados primeiramente alguns dos principais modelos estáticos e dinâmicos utilizados no dimensionamento de linhas férreas. Com relação aos estáticos, foram analisadas algumas variações das hipóteses clássicas de viga sobre fundação elástica, em que o apoio pode ser contínuo ou discreto e sua rigidez descrita em termos de diferentes parâmetros como módulo de via, coeficiente de lastro e coeficiente de rigidez de apoio. Outros modelos clássicos estudados foram o de Talbot e da JNR para o cálculo da dissipação das tensões verticais nas camadas abaixo da grade. Por fim, foi analisado o modelo mecanicista do programa FERROVIA 3.0, que modela a grade ferroviária através do método dos elementos finitos e as camadas de lastro, sublastro e subleito, por meio do método das camadas finitas. Com relação aos modelos dinâmicos, foram estudados os modelos massa mola de um grau de liberdade e o de Prud'Homme para amplificação dinâmica das cargas estáticas.

A partir da análise e interpretação desses modelos, estabeleceu-se quais seriam os mais adequados para descrever a influência da rigidez vertical na resposta da via, por meio de um estudo paramétrico. Esse estudo se dividiu em três partes, sendo a primeira relativa ao dimensionamento de vias de carga em lastro, a segunda relativa a linhas de média e alta velocidade e a última a questões de vibrações causadoras de ruídos secundários em vias de passageiros com laje flutuante.

Para as análises das vias lastradas de carga foi realizado, primeiramente, um estudo da influência do módulo de via no dimensionamento clássico da grade ferroviária, no que diz respeito a momentos fletores e deflexões nos trilhos, com variações de módulos de via entre 15 MPa e 75 MPa. Esse mesmo tipo de análise foi realizado com o modelo do programa FERROVIA 3.0, com variações de rigidez vertical das fixações (25.000 kgf/cm a 200.000 kgf/cm), tipo de dormente (madeira e concreto) e módulo de elasticidade do subleito (200 kgf/cm² a 2.000 kgf/cm²). Os resultados do modelo mecanicista foram comparados com os obtidos com o modelo clássico para módulos de via típicos de vias com dormentes de concreto e madeira. Essa comparação também foi realizada para as tensões verticais nas camadas de lastro, sublastro e subleito, em que os modelos clássicos utilizados foram o de Talbot e da JNR para a dissipação desses esforços verticais.

Para as vias de média e alta velocidade, o modelo de Prud'Homme serviu como base para análises relativas à influência do módulo de via na amplificação dinâmica das cargas estáticas, em que as velocidades foram variadas entre 100 km/h e 400 km/h. No caso de 100 km/h os resultados também foram comparados aos obtidos pela método clássico de Eisenmann para o cálculo de cargas dinâmicas.

Já o modelo massa mola de um grau de liberdade foi utilizado para o estudo paramétrico relacionado às vibrações causadoras de ruídos secundários. Nesse caso, foi verificada a influência de variações de rigidez (5kN/mm/m a 65 kN/mm/m), massa (espessuras de laje flutuante de 20 cm a 60 cm) e frequência natural (5 Hz a 20 Hz) na transmissibilidade e atenuação de vibrações. Por fim, essas análises foram aplicadas a um espectro típico de material rodante de passageiros, onde se comparou o espectro resultante e os valores globais obtidos com sistemas com diferentes frequências naturais. O resumo dessa metodologia é apresentado na Figura 34.

Figura 34: Fluxograma da metodologia do trabalho

8 ESTUDO PARAMÉTRICO

Conforme descrito na metodologia, foram realizados alguns estudos paramétricos com o objetivo de verificar a influência da rigidez vertical da via permanente na resposta da mesma e no seu dimensionamento. Esses estudos foram divididos em análises estáticas e dinâmicas, sendo as primeiras referentes a carregamentos de carga em vias lastradas. Já as análises dinâmicas se referem a carregamentos de passageiros, podendo ser aplicadas a qualquer tipo de via (modelo de Prud'Homme) ou ao caso específico de vias sobre lajes flutuantes (modelo massa mola de um grau de liberdade).

8.1 ANÁLISES ESTÁTICAS

Nas análises estáticas foram verificados os momentos e deflexões nos trilhos e as tensões verticais nas camadas subjacentes à grade ferroviária. A metodologia de estudo se baseou primeiramente em um estudo de sensibilidade da resposta da grade da via em função da variação do módulo de via (modelo clássico de viga sobre apoio elástico), seguido de uma comparação entre esses resultados e análises mecanicistas. Após a análise da resposta da grade, foi conduzido um estudo relativo às tensões verticais nas camadas de lastro, sub-lastro e subleito, através da comparação entre os modelos clássicos de Talbot e da JNR e o programa FERROVIA 3.0.

Nesses casos, devido à sua natureza estática, o carregamento crítico é produzido pelos trens de carga, portanto foi utilizado o trem-tipo de carga que é recomendado pela Especificação Técnica AN1016-3 da CPTM, conforme indicado na Figura 35.

Figura 35: Trem-tipo para as análises estáticas (Adaptado da Especificação Técnica AN1016-3 da CPTM)

A carga considerada para os cálculos foi obtida através da equação recomendada por Li e Selig (1998), conforme indicado na equação (40), em que V é a velocidade (em km/h) e D é o diâmetro da roda (em cm).

$$Q_d = Q * 1 + \frac{0,521 V}{D} = 15 * 1,27 = 19,07 t \quad (40)$$

Vale dizer que o cálculo levou em conta a velocidade máxima (45 km/h) e o diâmetro de roda (86,40 cm) recomendados pela ET AN1016-3 da CPTM, resultando numa carga dinâmica por roda de 19,07 t.

Como o carregamento crítico é de carga, o estudo tomou como base uma via permanente em lastro, pois é o caso mais comum para esse tipo de carregamento. Os parâmetros relativos à via permanente se encontram resumidos na Tabela 11.

Tabela 11: Parâmetros e propriedades da via permanente para as análises estáticas

Elemento		Parâmetros/Propriedades					
Trilho	Tipo	E (kgf/cm²)	I (cm^4)	Largura patim(cm)	Área da Seção (cm²)		
	UIC 60	2.100.000,00	3.055,00	15,00	76,87		
Fixação	Tipo (Rigidez)	k _{fixação} (kgf/cm)					
	Rígida	200.000,00					
	Média	100.000,00					
	Resiliente/Elástica	50.000,00					
		25.000,00					
Dormente	Tipo	Espaçamento (cm)	E (kgf/cm²)	I (cm^4)	Largura (cm)	Comprimento (cm)	Área da Seção (cm²)
	Madeira	54,00	150.000,00	9.826,00	24,00	280,00	408,00
	Concreto Monobloco	60,00	320.000,00	31.365,15	30,00	280,00	612,50
Lastro	Espessura (cm)	E (kgf/cm²)	Poisson	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kgf/cm²)	Subcamadas	
	30	2500	0,35	44	0	10	
Sub-Lastro	Espessura (cm)	E (kgf/cm²)	Poisson	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kgf/cm²)	Subcamadas	
	20	2000	0,35	44	0	10	
Subleito	Espessura (cm)	E (kgf/cm²)	Poisson	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kgf/cm²)		
	200	200 (CBR=2%)	0,4	28	0,15		
		500 (CBR=5%)					
		1000 (CBR=10%)					
		2000 (CBR=20%)					

O trilho considerado foi o UIC-60 e os dormentes de madeira e de concreto monobloco, com seus respectivos parâmetros geométricos e propriedades mecânicas. Com relação ao espaçamento entre dormentes, foram considerados os valores tipicamente adotados de 0,54 cm (1.852 dormentes/km) e de 0,60 cm (1.667 dormentes/km) para os dormentes de madeira e de concreto, respectivamente.

Com relação às camadas de lastro e sub-lastro, as espessuras foram mantidas constantes, visto que os valores comumente adotados em vias novas não apresentam grandes variações. Os módulos de resiliência também foram fixados em valores usuais, tendo como base os estudos de Li (1994), que mostraram pouca influência da variação desses parâmetros na resposta elástica da via. Quanto à espessura do subleito adotada, considerou-se um valor de 2 m, pois o efeito das cargas das rodas dos trens atinge aproximadamente essa profundidade no subleito, segundo Medina e Motta (2015). Por fim, foram adotados valores típicos de ângulos de atrito e coesão constantes, com base em estudos de Correia (2007) que demonstraram que tais parâmetros não são sensíveis no que diz respeito às deformações verticais calculadas pelo programa FERROVIA.

No caso do estudo mecanicista, além do tipo de dormente, um dos parâmetros variáveis foi a rigidez vertical das fixações (k_f). Os valores de k_f foram adotados conforme a classificação da norma EN 13481-5 (2006), em que foram simuladas fixações rígidas (200.000 kgf/cm), fixações de média elasticidade (100.000 kgf/cm) e fixações resilientes (50.000 kgf/cm e 25.000 kgf/cm). O uso do valor 25.000 kgf/cm teve por objetivo investigar os possíveis efeitos do uso de fixações tipicamente utilizadas em vias em laje em vias em lastro de carga.

Cabe aqui uma breve discussão a respeito da rigidez da fixação, em que no presente estudo foram adotados os mesmos valores para dormentes de madeira e concreto, tendo em vista que um dos objetivos é a análise do efeito relativo de variações desse parâmetro. Porém, a definição da rigidez da fixação é uma questão mais complexa, uma vez que deve-se levar em conta se há a consideração da rigidez individual da fixação ou do conjunto fixação/dormente. Nesse segundo caso, Spada (2003) em seus estudos com o programa FERROVIA diferencia as rigidezes em função do tipo de dormente com base nos estudos realizados por Selig e Li (1994) com o programa Geotrack. Os autores afirmam que o parâmetro em

questão expressa a compressão entre trilho e dormente e no caso de dormentes de concreto a maior influência é da palmilha do conjunto, enquanto que em dormentes de madeira também há a influência da compressão do próprio dormente, resultando em menor rigidez nesse último caso. Porém, caso seja considerada a rigidez individual do conjunto de fixação, pode ocorrer o contrário, pois em dormentes de concreto a presença da palmilha elastomérica pode resultar em maior elasticidade. Rangel; Aragão e Motta (2015) apresentam discussões mais aprofundadas a respeito dessa questão através de simulações numéricas mais complexas e também a respeito das limitações da modelagem dos conjuntos de fixação através de molas.

O outro parâmetro de rigidez variável foi o módulo de elasticidade do subleito, em que as análises foram realizadas com os valores 200 kgf/cm², 500 kgf/cm², 1.000 kgf/cm² e 2.000 kgf/cm². Tais valores foram escolhidos com o objetivo de se simular diferentes condições do subleito, com base na classificação sugerida por Esveld (2001), em que os módulos de elasticidade de 200 kgf/cm², 500 kgf/cm², 1.000 kgf/cm² corresponderiam a subleitos, com classificação ruim, moderada e boa, respectivamente. Os módulos de 2.000 kgf/cm² equivaleriam a subleitos muito bons, segundo Lichtberger (2011). Vale dizer que os valores foram adotados de modo a se ter módulos representativos de diferentes condições do subleito (incluindo subleitos extremamente ruins), e não em função da frequência de ocorrência desses valores no Brasil, principalmente no que diz respeito a solos tropicais. Informações nesse sentido são apresentadas por Balbo (2007), em que o autor discorre sobre valores de módulos obtidos a partir de testes laboratoriais e de campo e peculiaridades de solos lateríticos e não lateríticos.

Em alguns casos a rigidez das fixações e o módulo do subleito foram mantidos fixos, sendo adotados os valores de referência em amarelo na Tabela 11, de forma que, quando não houver informações sobre a variação de algum desses parâmetros, é porque tais valores de referência foram utilizados.

Por fim, a utilização de unidades fora do padrão do SI, como kgf/cm e kgf/cm², está relacionada ao fato de o programa FERROVIA se utilizar dessas unidades. Foram analisados 14 casos com diferentes parâmetros de rigidez, conforme a Tabela 12.

Tabela 12: Análises realizadas com o programa FERROVIA 3.0

Caso	Dormente	k Fixação (kgf/cm)	Modulo de Resiliência do Subleito (kgf/cm²)
1	concreto	100000	200
2	concreto	100000	500
3	concreto	100000	1000
4	concreto	100000	2000
5	concreto	25000	1000
6	concreto	50000	1000
7	concreto	200000	1000
8	madeira	100000	200
9	madeira	100000	500
10	madeira	100000	1000
11	madeira	100000	2000
12	madeira	25000	1000
13	madeira	50000	1000
14	madeira	200000	1000

Os pontos de carregamento estão descritos na Tabela 13 e esquematizados na Figura 36.

Tabela 13: Pontos de aplicação de carga no programa FERROVIA 3.0

Parâmetro	Tipo de Dormente	Pontos de Aplicação do Carregamento
Deflexões (trilhos)	Concreto/Madeira	Pontos nodais 132, 138, 155 e 161
Momentos Fletores (trilhos)	Concreto/Madeira	Pontos nodais 132, 138, 155 e 161
Tensão Vertical de contato dormente/lastro	Concreto	Pontos nodais 133, 139, 156 e 162
	Madeira	Pontos nodais 131, 137, 154 e 160
Tensões Verticais no pavimento ferroviário	Concreto	Pontos nodais 133, 139, 156 e 162
	Madeira	Pontos nodais 131, 137, 154 e 160

Figura 36: Nós nos trilhos para dormentes de concreto e de madeira (FERROVIA 3.0)

Essa diferença verificada entre os pontos de aplicação de carga na análise com o programa FERROVIA 3.0, conforme indica a Tabela 13, se dá devido a dois fatores. Primeiro, o fato de que as cargas devem ser posicionadas de forma a simular as distâncias entre eixos e truques do trem-tipo e, neste caso, os espaçamentos entre dormentes de madeira e concreto são diferentes. O outro fator está relacionado ao fato de que, dependendo do parâmetro analisado, a posição crítica das cargas pode ser no meio do “vão” entre dois dormentes (caso das deflexões e momentos nos

trilhos) ou exatamente sobre a região dos dormentes (caso das tensões verticais nas camadas de lastro, sub-lastro e subleito). As saídas do programa FERROVIA 3.0 são apresentadas nos anexos desta dissertação.

Nas comparações entre os modelos clássicos e mecanicistas, foram considerados os casos de vias com dormentes de concreto e de madeira já compactadas pelo tráfego, com valores de módulo de via (u) recomendados pela AREMA (2013) respectivamente iguais a 41,4 MPa e 20,7 MPa.

8.1.1 MOMENTOS FLETORES (TRILHOS)

O estudo paramétrico relacionado aos momentos fletores atuantes nos trilhos se baseou primeiramente numa análise de sensibilidade do módulo de via no modelo de viga sobre apoio elástico. Para tanto, o diagrama de momentos foi obtido através da equação (5). O diagrama da Figura 37 mostra que, para o trem-tipo utilizado, o momento máximo ocorre sob as rodas externas do conjunto, sendo que esse máximo corresponde à situação em que há tração no patim e compressão no boleto. Pelo gráfico ainda se identifica que aumentos de módulo de via levam a momentos máximos menores (tanto positivos quanto negativos) e que os momentos não diminuem de forma linear com o aumento do módulo, com o diagrama tendendo a se manter constante com o aumento da rigidez do apoio elástico.

Figura 37: Diagramas de momentos fletores calculados para diferentes módulos de via

Os momentos máximos são de grande importância no dimensionamento da via no que diz respeito à escolha do perfil de trilho a ser utilizado, pois tais valores são proporcionais às tensões normais máximas de tração e compressão no trilho. A AREMA (2013) recomenda valores próximos a 125 MPa para as tensões normais admissíveis no trilho ($\sigma_{admtrilho}$), para que não haja ruptura do trilho, levando em conta aspectos relativos à fadiga.

O momento máximo admissível (M_{adm}) é calculado em função da tensão admissível citada e do momento resistente (W) do trilho em questão (UIC 60), através da equação (41).

$$M_{adm} = W\sigma_{admtrilho} \approx 45 \text{ kNm} \quad (41)$$

A variação dos momentos máximos deste estudo em função do módulo de via resultou no gráfico da Figura 38.

Figura 38: Momentos fletores máximos calculados em função do módulo de via

A partir do gráfico acima, percebe-se que há maior variação de momentos até um certo valor de módulo de via, quando a partir daí a alteração dos momentos tende a ser linear e os aumentos de rigidez passam a não representar um ganho tão substancial. Além disso, ressalta-se que o limite admissível só é ultrapassado para módulos de via menores que aproximadamente 14 MPa, o que praticamente

corresponde ao limite inferior sugerido por Ahlf (1975), abaixo do qual a via passaria a ter um desempenho ruim.

A análise dos momentos fletores também foi realizada através do programa FERROVIA 3.0, de forma a se verificar a influência da variação da rigidez vertical das fixações, tanto para o caso com dormentes de concreto (Figura 39) quanto para dormentes de madeira (Figura 40).

Figura 39: Diagramas de momentos fletores calculados para diferentes rigidezes de fixação (dormente de concreto)

Figura 40: Diagramas de momentos fletores calculados para diferentes rigidezes de fixação (dormente de madeira)

O que se verifica é que fixações mais elásticas levam a maiores momentos fletores nos trilhos e, assim como no caso do módulo de via, o comportamento não é linear, com o diagrama tendendo a se manter constante com os aumentos de rigidez. De forma geral, os diagramas não se mostraram muito sensíveis às variações das fixações.

Comparativamente, para dormentes de concreto, a adoção do modelo do programa FERROVIA 3.0 leva a momentos máximos (positivos) próximos aos obtidos com o modelo de viga sobre apoio elástico com o módulo de via recomendado pela AREMA (2013), com valores ligeiramente superiores apenas para rigidezes da ordem de 25.000 kgf/cm².

No caso com dormentes de madeira a influência também foi pequena, porém os resultados obtidos mostram maior diferença em relação ao modelo de viga sobre apoio elástico, sendo o método clássico mais conservador, independentemente da rigidez das fixações.

Com relação à influência da variação do módulo de elasticidade do subleito, os resultados são apresentados na Figura 41 e na Figura 42.

Figura 41: Diagramas de momentos fletores calculados para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de concreto)

Figura 42: Diagramas de momentos fletores calculados para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de madeira)

Os resultados obtidos mostraram tendências parecidas com as observadas no caso da variação da rigidez das fixações, de forma que a variação do módulo de elasticidade não se mostrou um parâmetro tão sensível. Além disso, como no caso anterior, os resultados obtidos com o modelo mecanicista são próximos aos obtidos com o modelo clássico no caso com dormentes de concreto. Já no caso com dormentes de madeira a diferença é maior, com o modelo de viga sobre apoio elástico configurando um dimensionamento mais conservador.

Por fim, foi analisada a influência do tipo de dormente, conforme a Figura 43.

Figura 43: Comparação entre diagramas de momentos fletores calculados para diferentes tipos de dormente e modelos

O gráfico da Figura 43 mostra que o tipo de dormente tem maior influência no caso do modelo clássico, sendo o modelo mecanicista pouco sensível a esse tipo de variação. Outro fato que chama atenção é que no caso da viga sobre apoio elástico os maiores esforços ocorrem com dormentes de madeira, enquanto que no caso do programa FERROVIA 3.0 ocorre o contrário. No caso de concreto, mesmo com apoios mais rígidos (o que isoladamente resultaria em menores momentos), o espaçamento entre apoios é maior, o que faz com que os momentos aumentem devido ao aumento do “vão” entre apoios. Uma vez que o modelo clássico utilizado considera a hipótese de que o trilho é continuamente apoiado, o espaçamento entre dormentes passa a não influir no resultado, que fica condicionado apenas à diferença de rigidez entre os dois tipos de apoio. Esse fato corrobora os resultados obtidos por Klinevicius (2011), em que a autora mostra que o espaçamento entre dormentes não influi nas deflexões e tensões distribuídas nos trilhos, segundo o modelo de viga sobre apoio elástico contínuo. O problema citado poderia ser amenizado com a utilização de algum modelo clássico que considere o espaçamento entre dormentes, como no caso do modelo de Coeficiente de Lastro, que utiliza tal parâmetro no cálculo da largura do dormente longitudinal teórico ou no caso do modelo de Coeficiente de Rigidez de Apoio, que já parte da premissa de que os apoios são discretos.

Ressalta-se também que para todos os casos os momentos máximos obtidos pelo modelo mecanicista são menores que o limite de 45 kNm discutido anteriormente. Além disso, os diagramas do programa FERROVIA 3.0 apresentam uma incompatibilidade no eixo de simetria, uma vez que ocorrem momentos positivos nessa região, ao invés de momentos negativos. Esse fato muito provavelmente se deve às condições de vinculação e contorno impostas nesse eixo de simetria.

8.1.2 DEFLEXÕES (TRILHOS)

As deflexões no trilho são as deformações elásticas verticais que ocorrem com a passagem dos carregamentos. Esse parâmetro é de grande importância, pois deflexões elevadas podem estar associadas não só a problemas no próprio trilho, mas também a problemas nas camadas inferiores. Além disso, essas deflexões podem gerar problemas relacionados ao conforto dos usuários devido à aceleração

vertical durante a passagem do material rodante e à segurança devido a mecanismos de degradação relacionados à repetição dessas deflexões, como o bombeamento de finos e os processos de fadiga.

Para a análise das deflexões foram utilizados os mesmos esquemas de carregamento e valores de carga estática já descritos. Sendo assim, através da equação (3) foram obtidas as bacias de deflexões para um trem de carga que está ilustrada na Figura 44.

Figura 44: Bacias de deflexões calculadas para diferentes módulos de via

A partir do gráfico da Figura 44 percebe-se que as deflexões maiores ocorrem próximas às regiões sob as rodas externas do conjunto, porém tais valores são similares aos encontrados sob as outras rodas. Para vias menos rígidas os valores de deflexão entre as rodas de um mesmo truque se mantêm quase constantes. Claramente aumentos de rigidez levam a menores deslocamentos elásticos, mas esses deslocamentos não aumentam de forma linear com a diminuição do módulo de via. O que ocorre é que, para valores mais baixos de módulo de via, pequenas diminuições de sua magnitude levam a grandes aumentos na deflexão e as bacias tendem a se manter constantes com o aumento da rigidez do apoio elástico. Por fim, verifica-se que rigidezes menores levam a maiores deslocamentos verticais ascendentes (*uplift*), conforme estudado por Klinevicius (2011).

Também foram analisadas as deflexões máximas, que são muito importantes, pois além de poderem ser consideradas um parâmetro de desempenho da via, devem ser verificadas em seu dimensionamento, para que estejam dentro de limites preestabelecidos. Sendo assim, foram considerados alguns limites considerados por Lundgren *et al.*⁷ (1970) *apud* Hay (1982). O primeiro, chamado aqui de “Limite 1”, estabelece uma deflexão máxima de 5,0 mm para que a via tenha uma vida útil indeterminada (ou seja, tendendo a infinito). O outro critério utilizado pelo autor, chamado aqui de “Intervalo 2”, recomenda que as deflexões máximas se mantenham entre 3,3 e 6,4 mm, de modo a garantir uma adequada relação entre flexibilidade e rigidez para vias de carga pesada.

Assim, assumindo que as deflexões máximas ocorrem sob as rodas externas do conjunto, os resultados são apresentados na Figura 45.

Figura 45: Deflexão máxima calculada em função do módulo de via

Conforme já citado, a relação entre deflexões e módulos de via não é constante. Tal fato pode ser melhor observado no gráfico da Figura 45, em que há grande variação de deflexões máximas para vias mais elásticas, além de uma tendência de pouca variação em vias mais rígidas. Essa tendência mostra que os módulos de via devem ser mantidos acima de um valor mínimo, pois abaixo desse a via passa a ter grandes deflexões, podendo haver processos de degradação acelerados.

⁷ LUNDGREN, J. R. *et al.* A simulation Model of Ballast Support and the Modulus of Track Elasticity. Civil Engineering Studies, Transportation Series No. 14, University of Illinois, Urbana, Illinois, 1970.

Com relação aos limites citados, o intervalo recomendado para que se tenha uma boa combinação entre flexibilidade e rigidez equivale a módulos de via entre 16 e 33 MPa aproximadamente, enquanto o limite para que a via tenha uma vida útil indeterminada equivale a um módulo de via mínimo de 20 MPa.

Assim como no caso dos momentos fletores, também foi analisada a influência da rigidez vertical das fixações na bacia de deflexões com o programa FERROVIA 3.0, tanto para o caso de dormentes de concreto (Figura 46) quanto para dormentes de madeira (Figura 47).

Figura 46: Bacia de deflexões calculadas para diferentes rigidezes de fixação (dormente de concreto)

Figura 47: Bacias de deflexões calculadas para diferentes rigidezes de fixação (dormente de madeira)

O que se verifica é que fixações mais elásticas levam a maiores deflexões nos trilhos, porém a relação entre a variação desse parâmetro e as deflexões não é linear, pois para fixações mais rígidas o aumento de rigidez não apresenta grandes ganhos do ponto de vista das deflexões (diminuição destas). Por outro lado, é preciso atentar para o fato de que no caso de fixações mais elásticas, diminuições de rigidez podem levar a grandes aumentos de deflexão. Essa relação mostra que fixações muito resilientes utilizadas em vias em laje (rigidez menores que 10.000 kgf/cm) não devem ser utilizadas para o caso de vias lastradas sujeitas a carregamentos de carga.

Os resultados obtidos vão ao encontro das conclusões obtidas por Rangel; Aragão e Motta (2015) em que a rigidez das fixações foi variada em um intervalo até maior (entre 10.000 kgf/cm e 2.000.000 kgf/cm) que o utilizado no presente estudo. Nas análises realizadas com os programas FERROVIA 3.0 e FTOOL 3.0 a deflexão se mostrou sensível a fixações mais elásticas, com a tendência de as bacias sofrerem poucas alterações para fixações mais rígidas. Por outro lado, houve grande diferença comparativamente aos resultados obtidos pelos autores em análises realizadas com o programa ABAQUS, em que a variação de rigidez dentro do intervalo citado resultou em diferenças menores que 5%.

Comparativamente ao modelo clássico, os resultados com o modelo mecanicista apresentaram deflexões muito menores no caso de dormentes de madeira, de forma que o modelo de viga sobre apoio elástico com o módulo de via recomendado pela AREMA (2013) seria mais conservador até para fixações bastante elásticas.

Já para os dormentes de concreto, o modelo mecanicista leva a maiores deflexões apenas para fixações mais elásticas (25.000 kgf/cm), enquanto para todos os outros casos o modelo clássico é mais conservador.

Em seguida, é apresentada a influência da variação do módulo de elasticidade do subleito na Figura 48 e Figura 49, respectivamente para dormente de concreto e de madeira.

Figura 48: Bacias de deflexões calculadas para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de concreto)

Figura 49: Bacias de deflexões calculadas para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de madeira)

No caso de dormentes de concreto verificou-se que o módulo de elasticidade do subleito só se mostrou um parâmetro sensível no caso de valores muito baixos (200 kgf/cm^2). Nessa condição a bacia de deflexão quase que coincide com a obtida com o modelo clássico e o dimensionamento através do modelo de viga sobre apoio elástico estaria a favor da segurança, mesmo para valores muito baixos de módulos

de elasticidade do subleito. Já para o caso de subleitos mais rígidos, o método clássico, comparativamente, superestimaria muito as deflexões.

Já as análises com dormentes de madeira não permitiram conclusões tão relevantes, visto que o programa apresentou grande inconsistência (deflexões negativas) para o caso de módulo de elasticidade do subleito de 200 kgf/cm² (inconsistência similar foi encontrada nos estudos de Correia (2007) para esse mesmo valor de módulo de elasticidade utilizando o programa FERROVIA 1.0). É possível que esse fato se deva às condições de vinculação e contorno impostas no programa. Já com relação aos casos com subleitos mais rígidos, o programa apresentou pequena variação e valores consideravelmente menores que os obtidos com o modelo clássico.

Por fim, a comparação das bacias de deflexões entre os dormentes de concreto e madeira é apresentada na Figura 50.

Figura 50: Comparação entre bacias de deflexões calculadas para diferentes tipos de dormentes e modelos

Os resultados da análise evidenciam uma grande diferença entre os modelos utilizados, com o modelo clássico levando a deflexões muito maiores. Além disso, enquanto o modelo clássico apresenta deflexões muito maiores para dormentes de madeira, o modelo mecanicista apresenta bacias de deflexões muito próximas para os diferentes tipos de dormentes. Parte disso provavelmente se deve ao fato de que

o modelo de viga sobre apoio elástico utilizado ignora o espaçamento entre dormentes e considera apenas a rigidez do apoio, o que faz com que o caso mais rígido apresente deflexões muito menores, conforme comentado anteriormente. O mesmo não ocorre no modelo mecanicista, em que a menor rigidez do dormente de madeira é compensada por um menor espaçamento.

8.1.3 TENSÕES NAS CAMADAS DE LASTRO, SUB-LASTRO E SUBLEITO

Após os cálculos da resposta dos trilhos (momentos e deflexões), foi realizada uma análise relativa à resposta das camadas de lastro, sub-lastro e subleito, cujos modos de ruptura considerados nos dimensionamentos estão relacionados às tensões verticais.

Sendo assim, foi realizado um estudo preliminar a respeito da distribuição dessas tensões no topo da camada de lastro obtidas com os modelos clássicos e mecanicistas para os 22 dormentes considerados. Essa distribuição é mostrada na Figura 51, sendo que os resultados do modelo do programa FERROVIA 3.0 estão descritos por barras devido à consideração de apoios discretos e os resultados do modelo de viga sobre apoio elástico estão descritos por linhas tracejadas, devido à hipótese de apoios contínuos utilizada.

Figura 51: Distribuições de tensões calculadas no topo da camada de lastro

É importante dizer que a distribuição apresentada é uma forma esquemática, uma vez que, diferentemente do que é apresentado no gráfico da Figura 51, os espaçamentos entre dormentes de concreto e de madeira são diferentes. Mesmo assim, é possível verificar que a forma das distribuições é similar entre os diferentes modelos e o programa FERROVIA 3.0 apresenta menores tensões para praticamente todos os dormentes. Por outro lado, devido ao maior espaçamento entre os dormentes de concreto, as tensões ficam mais concentradas sob as rodas, de modo que os dormentes mais externos não são carregados.

Adicionalmente, verifica-se que em ambos os modelos as tensões máximas são atingidas com dormentes de madeira, com a diferença de que no modelo clássico as tensões máximas ocorrem sob as rodas externas e no modelo mecanicista nas rodas internas. Tal fato está relacionado à menor área de contato do dormente de madeira com o lastro, e não a questões relacionadas à rigidez dos dormentes.

Com relação à dissipação das tensões verticais máximas, o modelo de Talbot foi utilizado com base apenas no dormente mais carregado. Isso se justifica através das conclusões de Klinevicius (2011) já citadas, que indicam que a influência do carregamento dos demais dormentes só começa a ser relevante para profundidades maiores que 50 cm. Sendo assim, foram considerados apenas os carregamentos máximos, uma vez que a região crítica para o dimensionamento (topo do subleito) está a uma profundidade de 50 cm.

Assim, é apresentada a seguir a análise da influência da rigidez vertical das fixações nas tensões verticais nas camadas de lastro, sub-lastro e subleito, tanto para o caso de dormentes de concreto (Figura 52) quanto para dormentes de madeira (Figura 53), em relação à profundidade.

Figura 52: Tensões calculadas nas camadas subjacentes à grade ferroviária para diferentes rigidezes de fixação (dormente de concreto)

Figura 53: Tensões calculadas nas camadas subjacentes à grade ferroviária para diferentes rigidezes de fixação (dormente de madeira)

No modelo mecanicista se verifica que fixações mais rígidas levam a maiores tensões no topo da camada de lastro ($z = 0$), porém as curvas convergem, alcançando valores muito próximos no topo do subleito. Além disso, percebe-se que grande parte da dissipação de tensões ocorre na camada de lastro, de forma que a partir daí a diminuição das tensões passa a ser mais lenta. Tal fato vai ao encontro das diferentes capacidades de dissipação de tensões verticais sugeridas por Medina

e Motta (2015), que consideram que a camada de lastro tem um maior ângulo de espraio das mesmas.

Comparativamente ao programa FERROVIA 3.0, os modelos clássicos resultaram em tensões no topo da camada de lastro equivalentes a fixações bastante rígidas e menores para todos os demais valores de rigidez no caso de dormentes de concreto. Já no caso de dormentes de madeira, as tensões no topo do lastro equivalem a um valor de rigidez de fixação entre 50.000 kgf/cm² e 100.000 kgf/cm². Dessa forma, o uso dos modelos clássicos se mostrou mais conservador para todos os tipos de fixação em dormentes de concreto, mas apenas para as fixações mais elásticas no caso dos dormentes de madeira.

Com relação à influência da variação do módulo de elasticidade do subleito, os resultados podem ser verificados a seguir, tanto para dormentes de concreto (Figura 54) quanto para dormentes de madeira (Figura 55).

Figura 54: Tensões calculadas nas camadas subjacentes à grade ferroviária para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de concreto)

Figura 55: Tensões calculadas nas camadas subjacentes à grade ferroviária para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de madeira)

As análises mostraram, em geral, que subleitos menos rígidos ficam sujeitos a menores tensões verticais e também levam a menores esforços verticais nas camadas de lastro e sub-lastro. A diferença entre tais valores é maior no topo da camada do subleito e muito menor no topo da camada de lastro. O único caso que destoa desse comportamento é a análise com módulo de elasticidade do subleito de 200 kgf/cm² para dormentes de concreto, que apresentou tensões consideravelmente menores já no topo da camada de lastro. A grande diferença entre as análises com os dois tipos de dormentes para esse valor de módulo de elasticidade, juntamente com a incompatibilidade verificada para as deflexões, levanta dúvidas com relação a possíveis limitações do programa no caso de valores de módulo do subleito tão baixos, prejudicando a obtenção de conclusões mais aprofundadas.

Para maiores profundidades, o que se nota é que as curvas tendem a convergir, com subleitos mais rígidos, levando a dissipações mais “rápidas” ao longo da profundidade.

Comparativamente ao modelo mecanicista, os modelos clássicos apresentaram tensões maiores no topo da camada de lastro para dormentes de concreto e ligeiramente menores para dormentes de madeira. Já os esforços no topo do sub-lastro calculados pela equação da JNR foram similares, diferentemente das tensões

obtidas com o modelo de Talbot, que foram superestimadas em todos os casos. Por fim, as tensões na face superior do subleito calculados por Talbot são muito próximas às calculadas pelo programa FERROVIA 3.0 para o caso de referência com módulo de elasticidade de 1.000 kgf/cm², enquanto que o modelo da JNR resultou em tensões consideravelmente menores.

Com relação à dissipação das tensões verticais, o modelo de Talbot apresentou em todos os casos uma diminuição de esforços mais significativa na camada de sublastro, o que difere bastante do programa FERROVIA 3.0 e do modelo da JNR, que apresentam maior dissipação na camada de lastro. Tal fato contraria os coeficientes de equivalência estrutural citados por Medina e Motta (2015) e resultaria em um dimensionamento mais conservador da camada de sublastro, pois superestima os esforços no topo da camada, exigindo maior capacidade de suporte da mesma. Porém, para as tensões atuantes no topo do subleito a tendência é diferente, pois a equação de Talbot resulta em tensões similares às obtidas com o programa FERROVIA 3.0 e a equação da JNR subestima tais esforços.

Conforme visto, subleitos menos rígidos ficam sujeitos a menores tensões verticais, porém, por outro lado, têm menor resistência. Esse fato pode ser melhor exemplificado através da fórmula de Heukelom, sugerida por Stopatto (1987) e largamente utilizada até os dias atuais nos dimensionamentos de reforços para o subleito e definição de capacidades de suporte mínimas para o mesmo. Tal fórmula é descrita na equação (42), em que a tensão vertical admissível no subleito ($\sigma_{admsubleito}$) é função do módulo de elasticidade do subleito ($E_{subleito}$) e do número de repetições de carga (N).

$$\sigma_{admsubleito} = \frac{0,006 * E_{subleito}}{1 + 0,7 \log N} \quad (42)$$

Dessa forma, impondo que as tensões verticais no subleito ($\sigma_{subleito}$) sejam iguais aos limites admissíveis, se tem a equação (43), que permite o cálculo do número de repetições admissível (N_{adm}).

$$N_{adm} = 10^{\frac{\frac{0,006 \cdot E_{subleito} - 1}{\sigma_{subleito}}}{0,7}} \quad (43)$$

Segundo Liu (2013), o número N corresponde ao número de passagens de vagões, pois uma repetição de carga corresponde ao carregamento imposto pelo conjunto de dois truques vizinhos de vagões consecutivos, conforme a Figura 56.

Figura 56: Carregamento correspondente a uma repetição de carga

Assim, o número de repetições de carga admissível para os diferentes casos é descrito na Figura 57.

Figura 57: Números de repetições de carga admissível calculados para diferentes módulos de elasticidade do subleito (dormente de madeira e de concreto)

Os resultados mostram que, mesmo levando a maiores tensões verticais atuantes, o aumento da rigidez do subleito leva a ganhos de outra ordem de grandeza no que diz respeito ao número admissível de repetições de carga. Tal fato é notado na Figura 57, em que módulos de elasticidade da ordem de 200 kgf/cm² se mostram praticamente inviáveis do ponto de vista prático, por limitarem o número de repetições de carga a valores extremamente baixos. Para módulos de elasticidade da ordem de 500 kgf/cm² já há uma considerável melhora, porém, quando calculado pelos modelos de Talbot e do programa FERROVIA 3.0, N_{adm} passa a ser da ordem de 10^3 repetições, que ainda é um valor baixo tendo em vista tráfegos típicos de ferrovias brasileiras em um horizonte de projeto minimamente aceitável (da ordem de 20 anos). Módulos de elasticidade de 1.000 kgf/cm², quando calculados pelos modelos de Talbot e pelo programa FERROVIA 3.0, levariam a valores de N_{adm} da ordem de 10^7 repetições, que é próximo aos números de solicitações em torno 10^6 sugeridos por Stopatto (1987). Por fim, módulos de elasticidade de 2.000 kgf/cm² calculados pelos modelos citados anteriormente levam valores de N_{adm} da ordem de 10^{15} repetições, que é um valor alto, mesmo para vias de passageiros com *headways* pequenos.

Essa última conclusão é evidenciada pelo fato de que, segundo a Especificação Técnica AN1016-3 da CPTM, a previsão para o ano de 2010 para a linha mais carregada da malha, a Linha 8 (antiga Linha B), seria de $4,7 \cdot 10^6$ eixos por ano, que resultaria em aproximadamente 10^8 eixos num horizonte de 30 anos.

É importante ressaltar que mesmo que subleitos com módulos de elasticidade da ordem de 2.000 kgf/cm² resultem em N_{adm} muito altos, esse fato não pode levar à ideia de que subleitos mais rígidos representem um ganho desnecessário, pois essa conclusão diz respeito apenas às tensões verticais no topo do subleito e alguns estudos como o de Li (1994), diferentemente do presente estudo, apresentaram maior influência do módulo de elasticidade do subleito em outros parâmetros como as deflexões. Outra questão que justifica esse cuidado é o fato de que, uma vez que as camadas de lastro e sub-lastro e a grade estão assentadas, intervenções no subleito (como a sua troca) passam a ser onerosas tanto pela operação em si quanto pelo tempo sem operação necessário para a manutenção.

Com relação aos resultados obtidos com a equação da JNR, nota-se que os valores de N_{adm} são muito maiores quando comparados aos valores resultantes dos outros modelos e que essa diferença aumenta no caso de subleitos mais rígidos. Essa desigualdade é resultado da subestimação das tensões verticais no topo do subleito já verificada nos gráficos anteriores e mostra que a o uso dessa equação pode superestimar o tráfego admissível, do ponto de vista da ruptura do subleito.

Dessa forma, a realização de estudos de demanda e tráfego passa a ser muito importante no dimensionamento da via, pois fornece embasamento para a previsão de um número de repetições de carga mais realista. Tal metodologia, quando possível, é mais recomendada em comparação à prática comum de adoção indiscriminada do número de $2,2 \times 10^6$ repetições, que corresponde ao maior valor sugerido por Stopatto (1987) e que pode já não atender às condições atuais de vias sujeitas a carregamentos de alta frequência.

Assim, a partir da estimativa do número de solicitações de carga, parte do dimensionamento consiste na definição do módulo de elasticidade mínimo do subleito. Para tanto, no caso de aterros, a última camada de terraplenagem deve atender a esse requisito e no caso de cortes, deve ser realizado um reforço para o subleito, caso o mesmo não tenha tal módulo de elasticidade mínimo.

8.1.4 RESUMO DOS RESULTADOS DAS ANÁLISES ESTÁTICAS

Tendo em vista os resultados apresentados nas análises estáticas, a Tabela 14 apresenta um resumo com as tendências gerais observadas nos estudos de sensibilidade realizados. O efeito de maiores rigidezes, em termos de aumentos de módulo de via, rigidezes da fixação, módulos de elasticidade do subleito ou uso de dormentes de concreto, é apresentado de forma simples, em que foi avaliado apenas se há ganhos ou não, do ponto de vista dos parâmetros verificados no dimensionamento. Esses ganhos estão relacionados a diminuições de momentos fletores e deflexões nos trilhos, diminuições de tensões verticais nas camadas de lastro, sub-lastro e subleito e aumentos do número admissível de repetições de carga. Nos casos em que a influência do aumento de rigidez é positiva (diminuição dos esforços atuantes e aumento de N_{adm}) os efeitos estão representados em verde e nos casos em que esses aumentos têm influência negativa (aumentos dos

esforços atuantes e diminuição de N_{adm}) os efeitos estão representados em vermelho.

Descrições mais aprofundadas a respeito da sensibilidade desses aumentos de rigidez são encontradas no estudo paramétrico de cada caso, apresentado nos itens anteriores do presente trabalho.

Tabela 14: Resumo dos resultados das análises estáticas resultantes do estudo paramétrico

Parâmetro verificado no dimensionamento	Efeito do aumento de rigidez				Comparação entre modelos
	Modelo Clássico (Módulo de via/Talbot/JNR)	Modelo Mecanicista (FERROVIA 3.0)		Módulo de Elasticidade do subleito (E_{subleito})	
		Tipo de dormente	Rigidez da fixação (k_f)		
Momentos fletores nos trilhos	Menores Momentos	Dormentes de concreto resultaram em maiores momentos devido ao maior espaçamento	Menores Momentos		Modelo clássico superestima os momentos para dormentes de madeira
Deflexão nos trilhos	Menores Deflexões	Dormentes de concreto resultaram em maiores deflexões devido ao maior espaçamento	Menores Deflexões		Modelo clássico superestima as deflexões
Tensão vertial no topo da camada de lastro	Dormente de concreto resultou em menores tensões devido à maior área de apoio		Maiores Tensões		Modelo clássico superestima as tensões para dormentes de concreto
Tensão vertical no topo da camada de sublastro			Maiores Tensões		Equação de Talbot superestima as tensões
Tensão no topo do subleito	Resultado condicionado à tensão no topo do lastro, pois não influencia a dissipação vertical em função da profundidade		Maiores Tensões		Equação da JNR subestima as tensões
Número admissível de repetições de carga			Maior N_{adm}		Equação da JNR superestima N_{adm}

8.2 ANÁLISES DINÂMICAS

Conforme descrito na metodologia, foram utilizados os modelos dinâmicos de Prud'Homme e massa mola de um grau de liberdade para as análises relativas à carga dinâmica e atenuação de vibrações, respectivamente. No primeiro caso, foi analisada a influência do módulo de via na variação das cargas dinâmicas em casos de ferrovias de média e alta velocidade. Já o segundo modelo serviu de base para os estudos relacionados à transmissibilidade e atenuação de vibrações em casos de vias em laje flutuante.

8.2.1 CARGA DINÂMICA

Foi realizado um estudo com o objetivo de se verificar a influência da rigidez vertical (expressa em termos de módulo de via) na carga dinâmica por roda, em casos de alta velocidade. Tendo em vista as equações (27) a (29) e a Tabela 6, a carga dinâmica pode ser expressa pela equação (44) a seguir.

$$Q_d = Q + 2 \sqrt{(f_{mr}Q)^2 + (f_{roda} f_{trilho} \frac{V}{100} \sqrt[4]{\sqrt{64EIu^3} M_{\tilde{n}susp}})^2} \quad (44)$$

O estudo teve como base os seguintes fatores:

- Fator relativo às irregularidades da roda (f_{roda}) recomendado por Lopez-Pita e Robusté (2003) de 0,42;
- Fator relativo às irregularidades do trilho (f_{trilho}) de 1 (equivalente a trilhos em boas condições);
- Fator relativo ao material rodante (f_{mr}) de 0,16, que é o valor máximo recomendado por Lopez-Pita e Robusté (2003).

Quanto à carga estática e à massa não suspensa por roda, foram utilizados os valores de 8,5 t e 0,85 t, respectivamente. Esses parâmetros foram adotados com base na norma UNI 11389-1 (2011), que sugere um valor para massa não suspensa por eixo equivalente a 10% da carga estática por eixo, cujo valor máximo recomendado pela norma para trens de alta velocidade é de 17 t. Com relação às velocidades, foram adotados valores representativos de casos de vias de passageiros de média e alta velocidade. Os resultados obtidos com o modelo de Prud'Homme também foram comparados à carga estática e à carga dinâmica calculada pela equação de Eisenmann (1970) para uma velocidade típica de projetos metroviários nacionais de 100 km/h, em uma situação de máxima confiabilidade estatística ($t = 3$) e uma infraestrutura em bom estado ($s = 0,1$), pois foi adotado o caso de uma construção de uma via nova. A Figura 58 apresenta os resultados obtidos nesta análise.

Figura 58: Cargas dinâmicas calculadas em função do módulo de via (trens de média e alta velocidade)

Nota-se claramente que para velocidades mais altas a carga dinâmica total é muito mais sensível a alterações de rigidez e que há uma tendência de aumento linear dessas cargas, principalmente para vias mais rígidas.

Assim, para uma velocidade de projeto da ordem de 100 km/h nota-se que o módulo de via não possui influência relevante e que a formulação clássica de Eisenmann (1970) praticamente leva aos mesmos resultados.

A rigidez passa a ser um fator de grande importância nos casos de maiores velocidades, mostrando que o aumento em relação às cargas estáticas pode chegar a aproximadamente 150% em situações de velocidades muito altas em vias muito rígidas.

8.2.2 FREQUÊNCIA NATURAL E TRANSMISSIBILIDADE

Tendo em vista diversas considerações já feitas na revisão bibliográfica, as análises dinâmicas mais simples podem ser realizadas através de um modelo massa mola de um grau de liberdade, de forma que um de seus principais parâmetros é a frequência natural do conjunto. Esse parâmetro tem grande influência na capacidade de isolamento de vibrações da via, sendo que frequências naturais menores levam a

uma atenuação de vibrações em um maior intervalo de frequências de excitação. Dessa forma, foi realizada uma análise paramétrica (Figura 59) com o objetivo de se verificar o comportamento da transmissibilidade (TR) em função da variação das frequências naturais (f_n), que foram escolhidas de forma a simular sistemas massa mola com mantas elastoméricas (20 Hz), tiras resilientes (15 Hz), PAD's (10 Hz) e isoamortecedores (5 Hz), conforme Tabela 10. Ressalta-se que em todas as análises foi adotado fator de amortecimento típico de 0,08. A Figura 59 apresenta os resultados obtidos por meio da equação (37) quanto à transmissibilidade em função da frequência de excitação.

Figura 59: Transmissibilidade calculada em função da frequência de excitação

O gráfico mostra que a transmissibilidade é bastante influenciada por variações na frequência natural, de forma que esses resultados podem ser aplicados em termos de amplitudes de força, deslocamento, velocidade e aceleração. Com relação à atenuação das vibrações, que no estudo é quantificada em termos de velocidade, a Figura 60 mostra a relação entre esse parâmetro e a frequência natural do sistema, calculada através da equação (38).

Figura 60: Atenuação calculada em função da frequência de excitação

Os resultados obtidos reafirmam o que foi apresentado na revisão bibliográfica, em que há um pico de amplificação quando o sistema é excitado com frequências próximas à sua frequência natural e a atenuação das vibrações só ocorre para frequências maiores que $\sqrt{2} f_n$. Esse último fato é exemplificado na Tabela 15.

Tabela 15: Frequências a partir das quais há atenuação de vibrações

f_n (Hz)	Frequência a partir da qual há atenuação (Hz)
5	7
10	14
15	21
20	28

A seguir, foram analisados os efeitos de variações da rigidez e da massa por comprimento de via na atenuação de vibrações. Em ambos os casos, considerou-se uma massa não suspensa de 1,6 t, que é o valor de referência recomendado pela UNI 11389-1 (2011) para comboios ferroviários urbanos e uma laje flutuante com 3,0 m de largura e concreto com 2,5 t/m³ de densidade.

Para as análises da variação da rigidez por comprimento de via, foi adotado um valor típico de espessura da laje flutuante de 40 cm, de forma que a massa da via foi mantida fixa em 3,0 t por comprimento de via. Os resultados obtidos são mostrados na Figura 61.

Figura 61: Atenuação calculada em função da rigidez por comprimento de via

Os resultados mostram que, para vias mais elásticas, diminuições de rigidez geram ganhos mais significativos do ponto de vista de atenuações. Para o caso analisado, uma redução de 20 kN/mm/m para 5 kN/mm/m é bastante significativa, visto que no primeiro caso há atenuação a partir de aproximadamente 15 Hz e no segundo a partir de aproximadamente 7 Hz. Já para o caso de vias com rigidez maior que 20 kN/mm/m, a diferença não é tão grande, com as curvas tendendo a se manter cada vez mais próximas umas das outras.

Para a análise da variação da massa da via, foi fixado um valor típico de rigidez da via de 15 kN/mm/m e, assim como no caso anterior, a massa não suspensa do material rodante e a largura da laje flutuante foram mantidas constantes. A variação da massa da via foi analisada através de diferentes espessuras da laje flutuante. Os resultados dessa análise são mostrados na Figura 62.

Figura 62: Atenuação calculada em função da espessura da laje flutuante

O que se verifica é que o ganho devido ao aumento de espessura da laje não é tão significativo, visto que, no caso analisado, uma espessura de 20 cm levaria a atenuações a partir de aproximadamente 16 Hz e um aumento de 40 cm (portanto espessura igual a 60 cm) faria com que as vibrações passassem a ser atenuadas a partir de aproximadamente 11 Hz.

Assim, se verifica que as variações na rigidez da via se mostram mais eficientes para a atenuação de vibrações, pois, diferentemente das variações de massa da via, as curvas de atenuação se mostram mais sensíveis às alterações de rigidez. Parte disso se deve ao fato de que a resiliência da via pode variar em um intervalo muito maior que a massa da via, através da utilização de diferentes concepções, materiais, espessuras e espaçamentos dos apoios elásticos. Por outro lado, o acréscimo da massa em casos de vias em laje costuma ser obtido através do aumento da espessura da laje, que pode ocorrer dentro de um menor intervalo, devido a restrições econômicas e executivas.

No caso específico de túneis, Cox e Wang (2003) citam que o aumento da massa da via tende a ser uma solução menos econômica, não apenas devido ao custo da própria laje, mas também devido à maior seção de túnel necessária para acomodar a via. Já no caso de vias em elevado, o aumento de massa pode levar a maiores esforços nas estruturas de sustentação, devido ao maior peso próprio da via permanente.

Outra possibilidade para o aumento de massa seria o incremento da massa não suspensa, o que pode gerar aumentos da carga dinâmica solicitante, conforme a formulação apresentada de Prud'Homme.

Por fim, foi realizado um estudo paramétrico com o objetivo de se comparar o efeito de sistemas massa mola com diferentes frequências naturais num espectro de vibrações de referência. Para tanto, foram traçados os espectros resultantes (Figura 63) da atenuação de vibrações em diferentes frequências e comparados os respectivos valores globais. Nesse estudo paramétrico também foi analisado um sistema com 25 Hz de frequência natural, para subsidiar algumas discussões apresentadas a seguir.

É importante notar que os espectros resultantes representam o efeito da ação dos sistemas massa mola nesse espectro de referência, representativo da solicitação imposta pela passagem do material rodante. Assim, esses espectros resultantes dizem respeito aos níveis de vibração transmitidos pela via permanente e a comparação entre os valores globais resultantes e os limites estabelecidos na Tabela 8 não é válida, uma vez que tais vibrações ainda seriam atenuadas e/ou amplificadas no caminho de transmissão entre a via e o receptor e na própria estrutura do último.

O espectro de referência utilizado nas análises foi baseado em resultados obtidos por Wettschureck e Daiminger (2001) em medições realizadas na cidade de Berlim, num trecho da linha norte-sul da rede de trens urbanos (*S-Bahn*), próximo à estação *Friedrichstrasse*. Apesar de o espectro se referir a uma média de medições realizadas na parede e no teto do túnel, o mesmo foi adotado como sendo representativo do espectro do material rodante, pois o objetivo do presente estudo é a análise comparativa entre os resultados de diferentes sistemas atenuadores, não uma previsão precisa dos níveis de vibração. O espectro utilizado equivale aos máximos valores em cada frequência, medidos em alguns pontos do túnel, para diferentes trens.

Figura 63: Espectros resultantes calculados de diferentes sistemas atenuadores de vibrações

Os espectros resultantes reafirmam os resultados obtidos anteriormente, pois passa a haver um pico na frequência equivalente à f_n do sistema e quanto menor o valor de f_n , os níveis de vibrações passam a ser atenuados em um maior intervalo de frequências. Os valores globais obtidos são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16: Valores globais calculados para diferentes sistemas

Situação	Valor Global (dBV ref $2,54 \times 10^{-8}$ m/s)
Espectro de Referência	77,9
$f_n = 25$ Hz	79,5
$f_n = 20$ Hz	73,5
$f_n = 15$ Hz	67,0
$f_n = 10$ Hz	67,8
$f_n = 5$ Hz	65,1

O que se verifica é uma redução do valor global na maioria dos casos de diminuição da frequência natural do sistema. Porém, para uma diminuição de f_n de 15 Hz para 10 Hz isso não ocorre, de forma que, dependendo do espectro do material rodante, menores frequências naturais não necessariamente levariam a menores valores globais. Mesmo que os níveis de vibração sejam reduzidos substancialmente em

diversas frequências, o pico obtido apenas na frequência natural do sistema pode fazer com que o valor global seja maior. Esse fato também permite que até sistemas com frequências naturais mais altas, como no caso de 25 Hz, resultem em valores globais maiores que o próprio espectro de referência, representando uma amplificação do nível de vibrações.

Essa tendência verificada nos modelos de um grau de liberdade mostra que o valor global é bastante influenciado pelo pico obtido na frequência natural do sistema e a forma das curvas resultantes se diferencia bastante do espectro de referência, pois as maiores vibrações passam a ocorrer não mais em torno de 63 Hz, que corresponde aos maiores níveis de vibração do espectro. Gatzwiller (2015) afirma que esse valor de 63 Hz é muitas vezes escolhido como a frequência central em que se é solicitado um nível mínimo de atenuação. Sendo assim, no presente estudo, menores frequências naturais resultaram em menores níveis de vibração nessa banda de frequência, com atenuações de até 37 dBV para o caso de sistemas com frequência natural de 5 Hz.

Vale ressaltar que esse comportamento dos espectros obtidos pelo modelo massa mola de um grau de liberdade pode superestimar os valores globais, conforme os resultados apresentados por Carvalho (2015), em que o espectro resultante do modelo de um grau de liberdade, comparativamente a resultados obtidos experimentalmente, apresentou diferenças de 5 dBV e 20 dBV para sistemas com frequências naturais de 10,7 Hz e 6,7 Hz, respectivamente.

Assim, o dimensionamento de vias em laje exige análises mais complexas a respeito do espectro representativo do material rodante, dos tipos de edificações lindeiras, da distância entre a via e tais receptores, do tipo de solo e até o uso de modelos mais complexos que o utilizado nesse trabalho (massa mola de um grau de liberdade). Com isso, se teria um maior embasamento para a tomada de decisão a respeito da necessidade de um sistema massa mola na via e, em caso positivo, a solução mais econômica que garanta o conforto da população lindeira.

Por fim, cabe ressaltar que o dimensionamento da via em laje envolve outros aspectos, além das questões de ruídos secundários, como o dimensionamento estrutural da própria laje flutuante, dentre outros. Nesse contexto, a diminuição da rigidez do apoio das lajes não está atrelada apenas a maiores intervalos de

atenuação de vibrações, mas também a alguns possíveis problemas, como uma menor estabilidade da via, que fica suscetível a maiores deslocamentos verticais.

8.2.3 RESUMO DOS RESULTADOS DAS ANÁLISES DINÂMICAS

Tendo em vista os resultados apresentados nas análises dinâmicas, a Tabela 17 apresenta um resumo com as tendências gerais observadas nos estudos de sensibilidade realizados. O efeito de maiores rigidezes, em termos de aumentos de módulo de via ou rigidez do apoio elástico da laje flutuante, assim como no caso das análises estáticas, foi avaliado de forma simples, com uma breve descrição do efeito desses aumentos. Diferentemente das análises estáticas, os aumentos de rigidez não resultaram em ganhos (diminuição dos esforços atuantes) nos parâmetros analisados no estudo dinâmico, de forma que os efeitos estão representados em vermelho.

Descrições mais aprofundadas a respeito da sensibilidade desses aumentos de rigidez são encontradas no estudo paramétrico de cada caso, apresentado nos itens anteriores do presente trabalho.

Tabela 17: Resumo dos resultados das análises dinâmicas resultantes do estudo paramétrico

Parâmetro verificado/utilizado no dimensionamento	Efeito do aumento de rigidez	
Carga Dinâmica	Vias com $V \leq 100$ km/h	Maiores cargas dinâmicas, porém a influência é pequena
	Vias de média/alta velocidade	Maiores cargas dinâmicas. Quanto maior for a velocidade maior é o aumento da carga dinâmica
Vibrações	Transmissibilidade	Isolamento das vibrações (menor transmissibilidade) em um maior intervalo de frequências
	Atenuação de vibrações	Atenuação das vibrações em um maior intervalo de frequências
	Espectro de vibrações	Em geral resulta em menores valores globais, devido a reduções da frequência natural

9 CONCLUSÕES

O comportamento mecânico da via permanente, seja ela em lastro ou em laje, é bastante dependente da rigidez vertical de seus elementos e camadas. Tendo em vista que o dimensionamento se baseia na comparação entre a resposta da via do ponto de vista de diferentes parâmetros e os limites admissíveis, a escolha de elementos com rigidezes adequadas é muito importante para o dimensionamento de uma estrutura que garanta a segurança e o conforto necessários, em função do material rodante solicitante e da região lindeira à via.

No caso das vias em lastro sujeitas a carregamentos de carga, fica claro que o aumento de rigidez tem influência positiva nos diagramas de momentos atuantes nos trilhos. Essa tendência foi verificada para aumentos de módulos de via, rigidezes de fixação e módulos de elasticidade do subleito, sendo que os últimos mostraram pouca influência do ponto de vista de momentos fletores. O único caso que contraria essa tendência foram os resultados do método mecanicista, em que os dormentes de concreto (mais rígidos) resultaram em maiores momentos. Entretanto, essa diferença não está ligada à rigidez do dormente em si, e sim ao maior espaçamento utilizado para esse tipo de dormente.

Comparativamente ao modelo clássico, e tendo em vista os valores de módulo de via recomendados pela AREMA (2013), o modelo mecanicista resultou em dimensionamentos similares para dormentes de concreto e menos conservadores para dormentes de madeira.

Com relação às deflexões, assim como no estudo dos momentos fletores, maiores rigidezes também têm influência positiva, visto que tal fato foi verificado para aumentos de módulo de via, rigidez das fixações e módulos de elasticidade do subleito. Em todos os casos a variação dos parâmetros levou a bacias de deflexão praticamente paralelas, porém, para vias e elementos mais elásticos, a diminuição da rigidez gerou grandes aumentos de deflexões de forma não linear.

A variação da rigidez das fixações só levaria a deflexões próximas aos valores obtidos com o modelo clássico no caso de conjuntos muito elásticos. Já a alteração do tipo de dormente só se mostrou significativa no modelo clássico, pois no modelo mecanicista as bacias de deflexão mostraram-se similares, com a diferença de

rigidez entre os dormentes de concreto e de madeira sendo compensada pelos diferentes espaçamentos.

Nas análises com o modelo de viga sobre apoio elástico, o limite recomendado por Lundgren *et al.* (1970) *apud* Hay (1982) para que a via tenha uma vida útil indeterminada só é ultrapassado para módulos de via menores que 20 MPa. Já os limites recomendados para que uma via tenha uma relação adequada de rigidez e flexibilidade equivaleram a módulos de via entre 16 e 36 MPa. Verifica-se que os valores mínimos de módulo de via obtidos, tanto na análise de momentos quanto na de deflexões, são próximos ao limite inferior de 13,7 MPa recomendado por Ahlf (1975) para que a via não tenha um desempenho ruim. Já o limite superior de 36 MPa obtido é muito restritivo, inclusive diferindo consideravelmente do limite superior considerado por Raymond (1985) e Bilow e Randich (2000), que é de 70 MPa e indiretamente considera o uso de dormentes de concreto inadequado, uma vez que o valor recomendado pela AREMA (2013) para esse tipo de dormente em via compactada é de aproximadamente 40 MPa.

Outra verificação muito importante no dimensionamento das vias em lastro diz respeito às tensões verticais no topo das camadas de lastro, sub-lastro e subleito. Nesse contexto, verificou-se que há aumentos das pressões máximas no topo da camada de lastro quando ocorrem acréscimos de rigidez das fixações e módulos de elasticidade do subleito. O contrário ocorre com relação ao tipo de dormente, pois os maiores esforços são alcançados com os dormentes de madeira (menos rígidos), devido à menor área de contato.

A variação do tipo de dormente e da rigidez da fixação gerou diferenças mais significativas apenas nas tensões máximas no topo da camada de lastro, pois não influem na dissipação desses esforços com o aumento da profundidade.

Já a variação do módulo de elasticidade do subleito implicou em diferentes formas da curva de dissipação das tensões verticais, pois subleitos mais rígidos resultam em maiores tensões na própria camada, mas também levam a uma maior taxa de diminuição das tensões verticais em função da profundidade.

Por outro lado, as equações clássicas da JNR e de Talbot para o cálculo da dissipação das tensões verticais apresentaram algumas diferenças significativas, pois, comparativamente ao modelo mecanicista, o método clássico de Talbot

superestimou as tensões máximas na camada de sub-laço, a equação da JNR, em contrapartida, subestimou as tensões no topo do subleito, resultando em valores superestimados de números de repetições de carga admissíveis.

É importante ressaltar que a confrontação entre resultados de métodos analíticos clássicos e métodos mecanicistas é bastante útil do ponto de vista comparativo, porém análises mais definitivas dependem da validação dos resultados através de medições experimentais.

Notou-se que, apesar de subleitos com menores módulos de elasticidade ficarem submetidos a menores tensões verticais máximas, há uma redução muito significativa do número de repetições de carga admissíveis. Dessa forma, subleitos com módulo de elasticidade da ordem de 200 kgf/cm² e 500 kgf/cm² necessitariam de camadas de reforço, pois o tráfego admissível é muito baixo. Já os módulos de elasticidade da ordem de 1000 kgf/cm² apresentam ganhos substanciais, uma vez que possibilitam um tráfego condizente com os valores usualmente encontrados e recomendados na literatura. Por fim, os módulos de elasticidade de 2000 kgf/cm² possibilitariam uma vida útil quase indeterminada.

Com relação às cargas dinâmicas, fica claro que a influência da rigidez é relevante apenas para vias com velocidades típicas de trens de alta velocidade. Dessa forma, conclui-se que para os projetos metroviários nacionais, que costumam ter velocidades diretrizes em torno de até 100 km/h, a rigidez não é um parâmetro crítico do ponto de vista do aumento das cargas dinâmicas e um dimensionamento com base nos fatores de amplificação dinâmica usuais de Eisenmann (1970) levaria praticamente aos mesmos resultados no caso de vias com infraestrutura em bom estado.

Os estudos relativos à transmissibilidade de vibrações evidenciaram que o isolamento dessas vibrações está relacionado à diminuição da frequência natural da via, de forma que, em geral, a maneira mais adequada de se alcançar tal diminuição é através de reduções da rigidez do apoio sob a laje, e não por meio do aumento da massa da laje ou da massa não suspensa do material rodante.

A diminuição da frequência natural resultou, na maioria dos casos, em reduções dos níveis globais das vibrações transmitidas pela via. Porém, o uso de modelos de um grau de liberdade faz com que essa tendência não seja uma regra, devido aos picos

de amplificação na frequência natural do sistema. Dessa forma, dependendo do espectro do material rodante, menores frequências naturais podem resultar em maiores níveis globais e, em alguns casos, pode haver até níveis globais superiores ao próprio espectro de referência. Por outro lado, menores frequências naturais resultaram em maiores atenuações nas frequências em que o espectro de referência apresentou os maiores níveis de vibrações.

De forma geral, o estudo paramétrico realizado mostrou que a rigidez vertical da via como um todo (módulo de via) e de seus elementos deve se manter dentro de um intervalo ótimo, havendo limites inferiores e superiores para tal parâmetro. Esse fato indica que uma via mais rígida não necessariamente apresentará melhor desempenho que uma via menos rígida, pois ao mesmo tempo em que ela fica mais estável e sujeita a menores deslocamentos verticais, também podem ocorrer aumentos da carga dinâmica e de tensões verticais em alguns elementos, bem como a atenuação de vibrações em um menor intervalo de frequências.

Tal entendimento evidencia que o dimensionamento da via permanente deve ser realizado através do cálculo da resposta da via do ponto de vista de diferentes parâmetros, em que as verificações críticas podem variar em função de características do material rodante, do entorno da via e de características da sua própria estrutura. Dessa forma, a escolha da concepção e dos elementos da via pode levar a ganhos em termos econômicos, sem que os requisitos técnicos deixem de ser garantidos, inclusive evitando o pensamento simplista de que “quanto mais rígido melhor”.

10 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Visando a continuidade do trabalho aqui apresentado, podem ser feitas as seguintes sugestões para pesquisas futuras:

- 1) Realizar instrumentações de vias, a fim de se possibilitar a comparação dos resultados de deslocamentos, tensões e deformações dos modelos clássicos e mecanicistas com medições de em campo.
- 2) Realizar estudos teóricos e experimentais relacionados ao comportamento mecânico de vias com camadas asfálticas em sua superestrutura, bem como a utilização de dormentes de aço e poliméricos;
- 3) Verificar e analisar as possíveis soluções para transições entre estruturas com diferentes rigidezes, como regiões onde há transições entre vias em lastro e vias em laje, em elevado ou em túneis;
- 4) Realizar análises dinâmicas através de modelos mais complexos, com a consideração da irregularidade nos trilhos e rodas, além de outras camadas elásticas e soluções, como palmilhas sob trilhos e dormentes, fixações mais resilientes, trilhos engalochados e vias embebidas;
- 5) Estudar o problema da transmissão de vibrações entre a via e o receptor, bem como os efeitos e possíveis soluções;
- 6) Estudar a geração, transmissão, efeitos e possíveis medidas mitigadoras relacionadas ao problema de ruídos primários resultante da passagem de materiais rodantes.

11 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHLF, R. E. Maintenance of way costs, how they are affected by car weights and track structure, *Railway Track and Structures*, Vol. 71, No. 3, 1975."

ALIAS, J. La voie ferrée: techniques de construction et d'entretien. 2ª edição, Eyrolles, 1984. 514 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11709 Dormentes de Concreto - Projeto, Materiais e Componentes. 2ª edição. Rio de Janeiro, 2009.

COMPANHIA PAULISTA DE TRENS METROPOLITANOS. Especificação Técnica AN 1016-6 Interfaces, Dados Técnicos e Operacionais para Elaboração de Projetos de Super e Infraestrutura das Vias da CPTM. São Paulo, 2008.

AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE-OF-WAY ASSOCIATION. Manual for Railway Engineering. Lanham., 2013.

BALBO, J. T. Pavimentação Asfáltica – materiais, projeto e restauração. Oficina de Textos. São Paulo, 2007

BASTOS, P. S. S. Análise experimental de dormentes de concreto protendido reforçados com fibras de aço. 1999. Tese de doutorado em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 256 p.

BATHURST, L. A., KERR, A. D. An improved analysis for the determination of required ballast depth. *Proceedings, American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association*, 1995, pp. 916-947.

BILOW, D., RANDICH, G. Slab Track for the next 100 years. *Proceedings of the American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association*, 2000. , 21 pp.

BRINA, H. Estradas de Ferro – Volume 1 – Via permanente. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos S. A.1979.

CARVALHO, J. T. Comportamento Mecânico das Lajes Flutuantes de Vias Permanentes em Sistemas Metroferroviários. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2015.

CASTELLANI, A., KAJON, G., PANZERI, P., PEZZOLI, P. Elastomeric Materials Used for Vibration Isolation of Railway Lines. Journal of Engineering Mechanics, Virginia, p. 614-621. Jun. 1998.

CLOUGH, R. W. e PENZIEN, J. Dynamics of Structures. Third Edition. Computers & Structures, Inc. (2003)

CORREIA, L. F. Estudo da Sensibilidade dos Parâmetros de Dimensionamento de uma Via Férrea Submetida às Deformações Verticais. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2007.

COX, S. J. e WANG, A. Effect of track stiffness on vibration levels in railway tunnels. Journal of Sound and Vibration 267, 2003.

DANIELS, L. E. Direct Fixation Track Design. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1863, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2004, pp. 45–55.

DARR, E. e FIEBIG, W. Slab Track Systems - Overview. Rail Technology Review (RTR). Slab Track - High Speed and Mass Rapid transit (MRT)/Light Rail transit (LRT). Eurailpress. Hamburg, 2011.

ESVELD, C. Modern railway track. MRT Productions, 2001, 654p.

EUROPEAN STANDARD. EN 13481-5 Railway applications — Track — Performance requirements for fastening systems — Part 5: Fastening systems for slab track. EUROPEAN STANDARD. 2006

FEDERAL TRANSIT ADMINISTRATION. Transit Noise and Vibration Impact Assessment. FTA-VA-90-1003-06. Washington, 2006.

GATZWILLER, K B. Differences Between superstructure and Substructure Resilience: Indicative Ground-Borne Vibration and Insertion Loss Predictions Based on the Pipe-in-Pipe Model. 19ª Semana de Tecnologia Metroferroviária. São Paulo, 2013.

GATZWILLER, K B. The Tunnel and Underground Engineering Experimental Research Centre of Beijing Jiaotong University: Dynamic Performance Characteristics of The Rheda Rx Trackforms. Railway Engineering 2015 - 13th International Conference & Exhibition. Edinburgh, 2015.

GAVA, M. C., MORAES, A. V., KRUK, T. C. Veículo Leve Sobre Trilhos – VLT. Conceito e Estudo de Caso do VLT da Baixada Santista. Trabalho de Formatura. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2015.

GETZNER. Mass-Spring Systems Brochure. Disponível em <http://www.getzner.com/en/downloads/brochures/> Acesso em 11 de agosto de 2015.

GLICKMAN, G. The Benefits and Limitations of Floating Slab Track for Controlling Groundborne Noise and Vibration. Rail Conference, 2012

HAY, W. W. Railroad Engineering. 2nd Edition. Wiley Interscience, 1982. 758p.

HUNT, H. E. M. e HUSSEIN, M. F. M. Ground-Borne Vibration Transmission from Road and Rail Systems: Prediction and Control. Manual in Ground Transmission, Chapter 123, 2007.

INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA. Transporte Ferroviário de Cargas no Brasil: Gargalos e Perspectivas para o Desenvolvimento Econômico e Regional. [S.I.]: 2010. 58p.

JOHNSON, T. J. Analysis of Dynamic Transmissibility as a Feature for Structural Damage Detection. Dissertação de Mestrado em Engenharia Mecânica. Purdue University. Indiana, West Lafayette, 2002.

JULIANI, M. e BECOCCI, L. Método Brasileiro para Avaliação da Propagação de Vibrações em Vias Metro-Ferrovíarias. 11ª Semana de Tecnologia Metroferroviária. São Paulo, 2005.

KERR, A. D. On the Stress Analysis of Rails and Ties. Bulletin 659, in: Proceedings of the American Railway Engineering Association, Vol. 78, 1977, pp. 19-43.

KLINCEVICIUS, M. G. Estudo de propriedades, de tensões e do comportamento mecânico de lastros ferroviários. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2011.

LAGE, J. T. Atenuação de ruídos e vibrações. Linha 5 Capão Redondo – Largo Treze Soluções Tecnológicas. 10ª Semana de Tecnologia Metroferroviária. São Paulo, 2004.

LECHNER, B. Concrete Railway Pavements. 2nd International Conference on Best Practices for Concrete Pavements. Florianopolis.2011

LI, D. Railway track granular layer thickness design based on subgrade performance under repeated loading. Tese de doutorado. University of Massachusetts Amherst, 1994, 321pp.

LI,D.; SELIG, E.T. (a) Method for Railroad Track Foundation Design. I: Development. In: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol.124. Nº 4, 1998, pp. 316-322.

LICHTBERGER B. Track compendium, Second edition. Eurail Press, 2011.

LIU, S. KENTRACK 4.0: A Railway Trackbed Structural Design Program. Master Thesis. University of Kentucky, 2013.

LÓPEZ-PITA, A. Infraestructuras ferroviarias. Ediciones UPC. Universidad Politécnica de Cataluña, ISBN 84-8301-853-5. 450 p, 2006.

LOPEZ-PITA, A e ROBUSTE, F. Effect of Very High-Speed Traffic on the Deterioration of Track Geometry. Transportation Research Record, 2003 Vol. 1825, p. 22-27.

LOY, H. Mitigating vibration Using Under-Sleeper Pads. Railway Gazette International. p 40-42. Abril, 2012

MARQUES, F. L. Estudo do Comportamento do Castro Frente à Utilização de Palmilhas Sobdormentes (“under sleeper pads”), Através de um Método Mecânico. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

MACÊDO, J. A. G. Interpretação de Ensaio Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 1996.

MEDINA, J. e MOTTA, L. G. Mecânica dos Pavimentos. 640 p. 3ª edição. Editora Interciência. Rio de Janeiro, 2015.

MICHAS, G. Slab track systems for high-speed railways. KTH, School of Architecture and the Built Environment (ABE), Transport Science, Highway and Railway Engineering. Estocolmo, 2012.

MUNIZ DA SILVA, L. F. Fundamentos para um Sistema de Gerência de Manutenção de Pavimentos Ferroviários Utilizando Critério de Deformação Resiliente. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil. 2002.

PANDROL TRACK SYSTEMS. Vanguard Datasheet. Disponível em <http://pandrol.com/downloads/V9113_Product_Datasheets_Vanguard_AW111.pdf> Acesso em 11 de agosto de 2015.

PICHLER, D. Vibration Attenuating Systems for Modern High Performance Railway Lines. 16TH CONGRESS OF IABSE, LUCERNE, 2000.

PROFILLIDIS, V. A., Railway Management and Engineering. 3rd ed., Ashgate, Vermont, 2006.

RANGEL, G. W. A., ARAGÃO, F. T. S., MOTTA, L. G. Avaliação Computacional da Rigidez da Fixação Pandrol E-Clip para Utilização em Simulações do Pavimento Ferroviário. 44ª Reunião Anual de Pavimentação. Foz do Iguaçu, 2015.

RAYMOND, G. P. Analysis of Track Support and Determination of Track Modulus. Transportation Research Record 1022, TRB, National Research Council, Washington D.C., 1985, pp.80-90.

RIVES, F. O., LÓPEZ-PITA, A., PUENTE, M. J. M. Tratado de Ferrocarriles – Via. Madri. Rueda, 1977.

RODRIGUES, R. M. DYNATEST ENGENHARIA Ltda. Análise Estrutural da Via Permanente Ferroviária” - São Paulo, 1993.

SADEGHI, J.M. Experimental Evaluation of Accuracy of Current Practices in Analysis and Design of Railway Track Sleepers. In: Canadian Journal of Civil Engineering, 2008, Vol. 35, pp. 881-893.

SCHRAMM, G. Técnica e economia na via permanente. 1977.

SELIG, E. T., WATERS, J. M., Track geotechnology and substructures management. Thomas Telford Services Ltd., Londres, 1994. 446 pp.

SELIG, E. T., LI, D. Track Modulus: Its Meaning and Factors Influencing It. Transportation Research Record 1470. Washington, D.C. pp.47-53, 1994.

SILVA FILHO, J. C. Análise Numérica do Comportamento Mecânico de Um Pavimento Ferroviário para Diferentes Tipos de Veículos de Via. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2013.

SPADA, J. L. G. Uma Abordagem de Mecânica de Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão-Deformação da Via Férrea. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

STOPATTO, S. Via Permanente Ferroviária: Conceitos e Aplicações. São Paulo. Editora da Universidade de São Paulo, 1987.

TALBOT, A. N. Second progress report of the Special Committee on Stresses in Railroad Track. Proceedings of the AREA, Vol. 21, 1920, pp. 645-814.

TALBOT, A. N. First progress report of the Special Committee on Stresses in Railroad Track. Proceedings of the AREA, Vol. 19, 1918.

TCRP. TRANSIT COOPERATIVE RESEARCH PROGRAM. Report 155. Track Design Handbook for Light Rail Transit, 2ª Edição. Transportation Research Board, 2012.

TEIXEIRA, P. F. Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de las vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical. PhD Thesis, Technical University of Catalonia, (2003).

THOMPSON, D. Railway Noise and Vibration. Mechanisms, Means and Control. Elsevier. 2009.

UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione. Vibrazioni: Valutazione del Comportamento Statico e Dinâmico di Sistemi di Armamento Ferrotranviario. Parte 1: Informazione Generali. UNI 11389-1. Milano, 2001.

VOSSLOH FASTENING SYSTEMS. System 336/336D. Disponível em http://www.vossloh-fastening-systems.com/media/downloads/pdfs/prospekte/system336_336sd_gb.pdf> Acesso em 11 de agosto de 2015.

WAGNER, H. Vibration Control Systems for Trackbeds and Buildings Using Coil Steel Springs. In: Acoustics, 4., 2004, Gold Coast. Proceedings. Darlinghurst: Australian Acoustical Society, 2004. p. 99 – 104.

WETTSCHURECK, R. G. e DAIMINGER, W. Installation of High Performance Ballast Mats in an Urban Railway Tunnel in the City of Berlin.-4th Conference on Noise Control. Euronoise, 2001.

ANEXO A – SAÍDAS DO PROGRAMA FERROVIA 3.0 PARA DEFLEXÕES

Pontos nodais		Distancia do centro do carregamento (m)	Deflexão (mm)						
			Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7
122	145	-6,6	0,79984	-0,1093	-0,0306	-0,0206	-0,4519	-0,1421	0,00579
123	146	-6,3	0,84688	-0,1155	-0,0315	-0,0268	-0,3186	-0,1126	-0,0012
124	147	-6	0,89906	-0,119	-0,0302	-0,0312	-0,1802	-0,0796	-0,0068
125	148	-5,7	0,98214	-0,107	-0,0156	-0,0241	-0,0114	-0,0256	-0,0039
126	149	-5,4	1,12196	-0,0617	0,02796	0,00824	0,21897	0,07191	0,01846
127	150	-5,1	1,32432	0,04376	0,12529	0,08945	0,54542	0,24256	0,08131
128	151	-4,8	1,5952	0,23549	0,30129	0,24389	0,99624	0,51335	0,20749
129	152	-4,5	1,96161	0,52768	0,57228	0,48951	1,57213	0,89413	0,41725
130	153	-4,2	2,42712	0,91237	0,93344	0,82401	2,24512	1,37013	0,7124
131	154	-3,9	2,88049	1,30474	1,30407	1,17054	2,89997	1,84524	1,02382
132	155	-3,6	3,14882	1,55653	1,53955	1,38796	3,35951	2,16057	1,21752
133	156	-3,3	3,06086	1,4761	1,44912	1,28606	3,41955	2,12104	1,10469
134	157	-3	2,88512	1,30976	1,27865	1,11021	3,32226	1,97288	0,92896
135	158	-2,7	2,77702	1,22839	1,19603	1,02646	3,24944	1,89296	0,8478
136	159	-2,4	2,79887	1,31082	1,27769	1,10979	3,28967	1,96502	0,92946
137	160	-2,1	2,88737	1,47686	1,4458	1,28393	3,35288	2,10316	1,10495
138	161	-1,8	2,88766	1,55445	1,53121	1,38162	3,25677	2,12877	1,21601
139	162	-1,5	2,53789	1,2966	1,28727	1,15654	2,76261	1,7957	1,01822
140	163	-1,2	2,0173	0,89505	0,90475	0,79857	2,08093	1,30077	0,69988
141	164	-0,9	1,50583	0,50081	0,53088	0,4507	1,40331	0,80951	0,39581
142	165	-0,6	1,12532	0,20383	0,25144	0,19393	0,86391	0,42817	0,17771
143	166	-0,3	0,89826	0,02422	0,08372	0,04171	0,51999	0,19083	0,05209
144	167	0	0,82271	-0,0358	0,0278	-0,0088	0,40323	0,11082	0,01076
Simetria		0,3	0,89826	0,02422	0,08372	0,04171	0,51999	0,19083	0,05209
		0,6	1,12532	0,20383	0,25144	0,19393	0,86391	0,42817	0,17771
		0,9	1,50583	0,50081	0,53088	0,4507	1,40331	0,80951	0,39581
		1,2	2,0173	0,89505	0,90475	0,79857	2,08093	1,30077	0,69988
		1,5	2,53789	1,2966	1,28727	1,15654	2,76261	1,7957	1,01822
		1,8	2,88766	1,55445	1,53121	1,38162	3,25677	2,12877	1,21601
		2,1	2,88737	1,47686	1,4458	1,28393	3,35288	2,10316	1,10495
		2,4	2,79887	1,31082	1,27769	1,10979	3,28967	1,96502	0,92946
		2,7	2,77702	1,22839	1,19603	1,02646	3,24944	1,89296	0,8478
		3	2,88512	1,30976	1,27865	1,11021	3,32226	1,97288	0,92896
		3,3	3,06086	1,4761	1,44912	1,28606	3,41955	2,12104	1,10469
		3,6	3,14882	1,55653	1,53955	1,38796	3,35951	2,16057	1,21752
		3,9	2,88049	1,30474	1,30407	1,17054	2,89997	1,84524	1,02382
		4,2	2,42712	0,91237	0,93344	0,82401	2,24512	1,37013	0,7124
		4,5	1,96161	0,52768	0,57228	0,48951	1,57213	0,89413	0,41725
		4,8	1,5952	0,23549	0,30129	0,24389	0,99624	0,51335	0,20749
		5,1	1,32432	0,04376	0,12529	0,08945	0,54542	0,24256	0,08131
		5,4	1,12196	-0,0617	0,02796	0,00824	0,21897	0,07191	0,01846
		5,7	0,98214	-0,107	-0,0156	-0,0241	-0,0114	-0,0256	-0,0039
		6	0,89906	-0,119	-0,0302	-0,0312	-0,1802	-0,0796	-0,0068
		6,3	0,84688	-0,1155	-0,0315	-0,0268	-0,3186	-0,1126	-0,0012
		6,6	0,79984	-0,1093	-0,0306	-0,0206	-0,4519	-0,1421	0,00579

Pontos nodais		Distancia do centro do carregamento (m)	Deflexão (mm)						
			Caso 8	Caso 9	Caso 10	Caso 11	Caso 12	Caso 13	Caso 14
122	145	-5,94	-1,5333	-0,2566	-0,1156	-0,0875	-0,6263	-0,2671	-0,0534
123	146	-5,67	-1,6211	-0,2284	-0,0854	-0,0685	-0,4152	-0,1872	-0,0418
124	147	-5,4	-1,7063	-0,1974	-0,0526	-0,047	-0,1998	-0,1039	-0,0283
125	148	-5,13	-1,7754	-0,1491	-0,0041	-0,0115	0,04202	0,00013	-0,0025
126	149	-4,86	-1,8087	-0,0649	0,07717	0,05382	0,33651	0,14629	0,0492
127	150	-4,59	-1,7703	0,07925	0,21318	0,16989	0,71022	0,3591	0,14701
128	151	-4,32	-1,6288	0,30459	0,4239	0,35641	1,18348	0,65921	0,31027
129	152	-4,05	-1,3847	0,61615	0,71605	0,62186	1,75145	1,04887	0,54896
130	153	-3,78	-1,059	0,99956	1,07764	0,95676	2,3863	1,50971	0,85589
131	154	-3,51	-0,7216	1,37927	1,43497	1,29099	2,99306	1,95947	1,16432
132	155	-3,24	-0,4877	1,63472	1,66904	1,50905	3,43202	2,27096	1,36209
133	156	-2,97	-0,5067	1,62389	1,63861	1,47179	3,5489	2,29849	1,31213
134	157	-2,7	-0,6046	1,52735	1,52436	1,36114	3,51686	2,22065	1,19708
135	158	-2,43	-0,6423	1,47371	1,45321	1,30318	3,46801	2,16777	1,13954
136	159	-2,16	-0,5493	1,5236	1,4852	1,35611	3,46754	2,20223	1,1948
137	160	-1,89	-0,3978	1,61506	1,5641	1,46014	3,45158	2,26036	1,30632
138	161	-1,62	-0,3291	1,61851	1,56877	1,48793	3,29033	2,21119	1,35043
139	162	-1,35	-0,5212	1,35381	1,32671	1,25748	2,81693	1,87807	1,14423
140	163	-1,08	-0,8283	0,96461	0,97133	0,90898	2,19466	1,41056	0,82537
141	164	-0,81	-1,1374	0,57667	0,6187	0,56229	1,57926	0,94496	0,50915
142	165	-0,54	-1,3794	0,27325	0,34465	0,29437	1,08527	0,57583	0,26762
143	166	-0,27	-1,5309	0,08313	0,17387	0,12843	0,76757	0,34145	0,11971
144	167	0	-1,5821	0,01892	0,11628	0,07257	0,65945	0,26198	0,07009
Simetria		0,27	-1,5309	0,08313	0,17387	0,12843	0,76757	0,34145	0,11971
		0,54	-1,3794	0,27325	0,34465	0,29437	1,08527	0,57583	0,26762
		0,81	-1,1374	0,57667	0,6187	0,56229	1,57926	0,94496	0,50915
		1,08	-0,8283	0,96461	0,97133	0,90898	2,19466	1,41056	0,82537
		1,35	-0,5212	1,35381	1,32671	1,25748	2,81693	1,87807	1,14423
		1,62	-0,3291	1,61851	1,56877	1,48793	3,29033	2,21119	1,35043
		1,89	-0,3978	1,61506	1,5641	1,46014	3,45158	2,26036	1,30632
		2,16	-0,5493	1,5236	1,4852	1,35611	3,46754	2,20223	1,1948
		2,43	-0,6423	1,47371	1,45321	1,30318	3,46801	2,16777	1,13954
		2,7	-0,6046	1,52735	1,52436	1,36114	3,51686	2,22065	1,19708
		2,97	-0,5067	1,62389	1,63861	1,47179	3,5489	2,29849	1,31213
		3,24	-0,4877	1,63472	1,66904	1,50905	3,43202	2,27096	1,36209
		3,51	-0,7216	1,37927	1,43497	1,29099	2,99306	1,95947	1,16432
		3,78	-1,059	0,99956	1,07764	0,95676	2,3863	1,50971	0,85589
		4,05	-1,3847	0,61615	0,71605	0,62186	1,75145	1,04887	0,54896
		4,32	-1,6288	0,30459	0,4239	0,35641	1,18348	0,65921	0,31027
		4,59	-1,7703	0,07925	0,21318	0,16989	0,71022	0,3591	0,14701
		4,86	-1,8087	-0,0649	0,07717	0,05382	0,33651	0,14629	0,0492
		5,13	-1,7754	-0,1491	-0,0041	-0,0115	0,04202	0,00013	-0,0025
		5,4	-1,7063	-0,1974	-0,0526	-0,047	-0,1998	-0,1039	-0,0283
	5,67	-1,6211	-0,2284	-0,0854	-0,0685	-0,4152	-0,1872	-0,0418	
	5,94	-1,5333	-0,2566	-0,1156	-0,0875	-0,6263	-0,2671	-0,0534	

ANEXO B – SAÍDAS DO PROGRAMA FERROVIA 3.0 PARA MOMENTOS FLETORES NOS TRILHOS

Pontos nodais		Distancia x (m)	Momento (kN x m)						
			Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7
122	145	-6,6	3,37259E-05	4,42818E-06	-2,4906E-06	-3,4541E-06	3,03087E-05	-3,63151E-06	-7,95E-08
123	146	-6,3	-3,75894E-05	-2,3417E-05	8,06229E-07	-1,8828E-06	-5,1948E-05	2,23093E-05	-7,5809E-07
124	147	-6	-2,159199758	-1,08651798	-0,93243825	-0,79909556	-2,12586205	-1,462349015	-0,59302735
125	148	-5,7	-4,318422071	-2,17311736	-1,86487473	-1,59819073	-4,25178392	-2,924713721	-1,18605352
126	149	-5,4	-4,370754278	-4,20518272	-3,75751503	-3,41504132	-6,71399838	-5,112480251	-2,82985105
127	150	-5,1	-4,423674884	-6,23727849	-5,65017397	-5,23187229	-9,17627363	-7,300194804	-4,47364565
128	151	-4,8	-6,678530667	-7,02296081	-6,63983265	-6,3737292	-8,74397885	-7,688871571	-5,84190966
129	152	-4,5	-8,932749018	-7,80874806	-7,62935011	-7,51558218	-8,31121923	-8,077393392	-7,21014132
130	153	-4,2	0,848269831	-0,53745365	-0,66206852	-0,84121728	1,267044677	0,062202179	-1,13690945
131	154	-3,9	10,62845708	6,734240284	6,306003492	5,832910102	10,84508598	8,201576962	4,9361812
132	155	-3,6	34,24832277	32,56488382	32,12359437	31,66284853	37,27728315	34,14745157	30,76857031
133	156	-3,3	1,822487449	2,350575552	1,896935613	1,44759393	7,605100224	4,047369207	0,556514345
134	157	-3	-4,728104681	-5,93960743	-6,14123902	-6,43776368	-1,70992476	-4,770946012	-6,61161303
135	158	-2,7	-11,27924598	-14,2288019	-14,1789155	-14,3236714	-11,025293	-13,58865322	-13,7795004
136	159	-2,4	-4,658841293	-5,8455038	-6,04343044	-6,34796811	-1,60624493	-4,619700991	-6,55901604
137	160	-2,1	1,961135828	2,538487637	2,091152394	1,627110542	7,812384366	4,350535907	0,661684292
138	161	-1,8	33,81207395	32,79040735	32,36393575	31,90421961	37,17720628	34,41438859	30,93186084
139	162	-1,5	9,617328699	6,997165397	6,591741814	6,135529592	10,43832575	8,43320317	5,156243407
140	163	-1,2	-0,63697173	-0,51090666	-0,60432441	-0,70660561	-0,28357605	-0,256378683	-0,99697052
141	164	-0,9	-10,89126549	-8,01894183	-7,8000172	-7,54865707	-11,0059248	-8,946073313	-7,15039332
142	165	-0,6	-10,72738656	-8,20503871	-7,8087814	-7,30806758	-13,6646155	-10,06584957	-6,4642838
143	166	-0,3	-10,56338015	-8,39101202	-7,81757306	-7,06744377	-16,323522	-11,18546499	-5,77815958
144	167	0	10,56333111	8,391023788	7,81758091	7,06745358	16,32359061	11,18542576	5,778147807
Simetria		0,3	-10,56338015	-8,39101202	-7,81757306	-7,06744377	-16,323522	-11,18546499	-5,77815958
		0,6	-10,72738656	-8,20503871	-7,8087814	-7,30806758	-13,6646155	-10,06584957	-6,4642838
		0,9	-10,89126549	-8,01894183	-7,8000172	-7,54865707	-11,0059248	-8,946073313	-7,15039332
		1,2	-0,63697173	-0,51090666	-0,60432441	-0,70660561	-0,28357605	-0,256378683	-0,99697052
		1,5	9,617328699	6,997165397	6,591741814	6,135529592	10,43832575	8,43320317	5,156243407
		1,8	33,81207395	32,79040735	32,36393575	31,90421961	37,17720628	34,41438859	30,93186084
		2,1	1,961135828	2,538487637	2,091152394	1,627110542	7,812384366	4,350535907	0,661684292
		2,4	-4,658841293	-5,8455038	-6,04343044	-6,34796811	-1,60624493	-4,619700991	-6,55901604
		2,7	-11,27924598	-14,2288019	-14,1789155	-14,3236714	-11,025293	-13,58865322	-13,7795004
		3	-4,728104681	-5,93960743	-6,14123902	-6,43776368	-1,70992476	-4,770946012	-6,61161303
		3,3	1,822487449	2,350575552	1,896935613	1,44759393	7,605100224	4,047369207	0,556514345
		3,6	34,24832277	32,56488382	32,12359437	31,66284853	37,27728315	34,14745157	30,76857031
		3,9	10,62845708	6,734240284	6,306003492	5,832910102	10,84508598	8,201576962	4,9361812
		4,2	0,848269831	-0,53745365	-0,66206852	-0,84121728	1,267044677	0,062202179	-1,13690945
		4,5	-8,932749018	-7,80874806	-7,62935011	-7,51558218	-8,31121923	-8,077393392	-7,21014132
		4,8	-6,678530667	-7,02296081	-6,63983265	-6,3737292	-8,74397885	-7,688871571	-5,84190966
		5,1	-4,423674884	-6,23727849	-5,65017397	-5,23187229	-9,17627363	-7,300194804	-4,47364565
		5,4	-4,370754278	-4,20518272	-3,75751503	-3,41504132	-6,71399838	-5,112480251	-2,82985105
		5,7	-4,318422071	-2,17311736	-1,86487473	-1,59819073	-4,25178392	-2,924713721	-1,18605352
		6	-2,159199758	-1,08651798	-0,93243825	-0,79909556	-2,12586205	-1,462349015	-0,59302735
		6,3	-3,75894E-05	-2,3417E-05	8,06229E-07	-1,8828E-06	-5,1948E-05	2,23093E-05	-7,5809E-07
		6,6	3,37259E-05	4,42818E-06	-2,4906E-06	-3,4541E-06	3,03087E-05	-3,63151E-06	-7,95E-08

Pontos nodais		Distancia x (m)	Momento (kN x m)							
			Caso 8	Caso 9	Caso 10	Caso 11	Caso 12	Caso 13	Caso 14	
122	145	-5,94	0,000221	3,32589E-05	-2,24895E-05	7,99854E-06	-6,3838E-06	-3,46768E-07	-4,14986E-06	
123	146	-5,67	-6,2E-05	9,05448E-07	8,99732E-07	2,48909E-06	3,44613E-05	2,45752E-05	2,82664E-06	
124	147	-5,4	-1,37958	-1,49147084	-1,358158262	-1,22233028	-2,27236163	-1,785276116	-1,052666405	
125	148	-5,13	-2,75954	-2,98297699	-2,716299854	-2,44466153	-4,54471444	-3,570555174	-2,105341636	
126	149	-4,86	-6,17945	-5,17107106	-4,724632146	-4,38306162	-6,8381741	-5,751810087	-3,977123192	
127	150	-4,59	-9,59931	-7,35917984	-6,732913445	-6,32151369	-9,13178969	-7,933085595	-5,84895182	
128	151	-4,32	-8,85021	-7,44043186	-7,027906303	-6,8115363	-8,17495975	-7,727526443	-6,510841855	
129	152	-4,05	-8,10066	-7,52161131	-7,323012918	-7,30156087	-7,21836125	-7,521765274	-7,172757388	
130	153	-3,78	-1,00822	0,319244802	0,366706732	0,057085539	2,423287939	0,955971463	-0,13024712	
131	154	-3,51	6,083901	8,160111504	8,057078916	7,415976037	12,06519014	9,433484412	6,912475167	
132	155	-3,24	30,23946	31,3867325	31,23362127	30,44064575	36,21091783	32,91261782	29,78622838	
133	156	-2,97	3,954344	4,173920102	3,970899892	3,025954634	9,862793071	5,951062583	2,220235367	
134	157	-2,7	-5,20114	-3,70287924	-3,719238698	-4,54592066	1,451092942	-2,153498171	-4,963264225	
135	158	-2,43	-14,3567	-11,5789666	-11,40902719	-12,1176067	-6,96023061	-10,25847179	-12,14751697	
136	159	-2,16	-5,04892	-3,58805024	-4,049963066	-4,4092748	1,337236755	-2,042763441	-4,855033133	
137	160	-1,89	4,258879	4,403336872	3,309502151	3,29804308	9,635357244	6,173536245	2,437605648	
138	161	-1,62	30,91098	31,54885604	29,25820892	30,69308853	35,35477767	32,91223536	30,00890798	
139	162	-1,35	7,122535	8,25541547	7,413743063	7,648330879	10,58046333	9,211031344	7,138985246	
140	163	-1,08	0,171	-0,10796876	-0,236284759	-0,15569155	-0,59283729	-0,16511486	-0,227363356	
141	164	-0,81	-6,78022	-8,47121669	-7,886070553	-7,95969496	-11,7657147	-9,54079466	-7,593888281	
142	165	-0,54	-7,80628	-9,77749581	-8,912875842	-8,80035728	-15,2139682	-11,62893151	-8,078964417	
143	166	-0,27	-8,83241	-11,0838093	-9,939677207	-9,64096861	-18,662202	-13,71711053	-8,564005249	
144	167	0	8,832652	11,08381906	9,939647787	9,640976455	18,66220205	13,71704188	8,564002307	
Simetria		0,27	-8,83241	-11,0838093	-9,939677207	-9,64096861	-18,662202	-13,71711053	-8,564005249	
		0,54	-7,80628	-9,77749581	-8,912875842	-8,80035728	-15,2139682	-11,62893151	-8,078964417	
		0,81	-6,78022	-8,47121669	-7,886070553	-7,95969496	-11,7657147	-9,54079466	-7,593888281	
		1,08	0,171	-0,10796876	-0,236284759	-0,15569155	-0,59283729	-0,16511486	-0,227363356	
		1,35	7,122535	8,25541547	7,413743063	7,648330879	10,58046333	9,211031344	7,138985246	
		1,62	30,91098	31,54885604	29,25820892	30,69308853	35,35477767	32,91223536	30,00890798	
		1,89	4,258879	4,403336872	3,309502151	3,29804308	9,635357244	6,173536245	2,437605648	
		2,16	-5,04892	-3,58805024	-4,049963066	-4,4092748	1,337236755	-2,042763441	-4,855033133	
		2,43	-14,3567	-11,5789666	-11,40902719	-12,1176067	-6,96023061	-10,25847179	-12,14751697	
		2,7	-5,20114	-3,70287924	-3,719238698	-4,54592066	1,451092942	-2,153498171	-4,963264225	
		2,97	3,954344	4,173920102	3,970899892	3,025954634	9,862793071	5,951062583	2,220235367	
		3,24	30,23946	31,3867325	31,23362127	30,44064575	36,21091783	32,91261782	29,78622838	
		3,51	6,083901	8,160111504	8,057078916	7,415976037	12,06519014	9,433484412	6,912475167	
		3,78	-1,00822	0,319244802	0,366706732	0,057085539	2,423287939	0,955971463	-0,13024712	
		4,05	-8,10066	-7,52161131	-7,323012918	-7,30156087	-7,21836125	-7,521765274	-7,172757388	
		4,32	-8,85021	-7,44043186	-7,027906303	-6,8115363	-8,17495975	-7,727526443	-6,510841855	
		4,59	-9,59931	-7,35917984	-6,732913445	-6,32151369	-9,13178969	-7,933085595	-5,84895182	
		4,86	-6,17945	-5,17107106	-4,724632146	-4,38306162	-6,8381741	-5,751810087	-3,977123192	
		5,13	-2,75954	-2,98297699	-2,716299854	-2,44466153	-4,54471444	-3,570555174	-2,105341636	
		5,4	-1,37958	-1,49147084	-1,358158262	-1,22233028	-2,27236163	-1,785276116	-1,052666405	
		5,67	-6,2E-05	9,05448E-07	8,99732E-07	2,48909E-06	3,44613E-05	2,45752E-05	2,82664E-06	
		5,94	0,000221	3,32589E-05	-2,24895E-05	7,99854E-06	-6,3838E-06	-3,46768E-07	-4,14986E-06	

ANEXO C – SAÍDAS DO PROGRAMA FERROVIA 3.0 PARA TENSÕES NAS CAMADAS DE LASTRO, SUB-LASTRO E SUBLEITO

Profundidade (cm)	Tensão (kgf/cm ²)													
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9	Caso 10	Caso 11	Caso 12	Caso 13	Caso 14
0	Inconsist.	2,18	2,24	2,28	1,87	2,05	2,42	2,57	2,54	2,61	2,66	2,34	2,41	2,79
1,5	1,58	2,15	2,20	2,24	1,85	2,01	2,39	2,53	2,49	2,56	2,60	2,17	2,36	2,73
4,5	1,59	2,16	2,22	2,25	1,86	2,03	2,40	2,51	2,48	2,56	2,60	2,17	2,36	2,73
7,5	1,53	2,08	2,14	2,18	1,79	1,96	2,31	2,35	2,33	2,40	2,45	2,04	2,22	2,56
10,5	1,44	1,97	2,03	2,08	1,71	1,86	2,20	2,14	2,13	2,21	2,26	1,87	2,04	2,35
13,5	1,34	1,83	1,91	1,96	1,61	1,75	2,06	1,90	1,91	1,99	2,04	1,69	1,84	2,12
16,5	1,22	1,69	1,77	1,82	1,49	1,62	1,90	1,67	1,71	1,79	1,84	1,53	1,66	1,90
19,5	1,12	1,55	1,64	1,70	1,39	1,51	1,76	1,48	1,54	1,62	1,68	1,39	1,51	1,72
22,5	1,02	1,42	1,52	1,58	1,30	1,40	1,63	1,32	1,39	1,48	1,55	1,28	1,38	1,57
25,5	0,93	1,31	1,41	1,49	1,22	1,31	1,51	1,18	1,28	1,38	1,45	1,20	1,29	1,45
28,5	0,86	1,22	1,32	1,40	1,15	1,23	1,41	1,07	1,18	1,29	1,37	1,13	1,21	1,36
31	0,81	1,15	1,26	1,35	1,10	1,18	1,34	0,99	1,12	1,23	1,31	1,09	1,16	1,29
33	0,77	1,10	1,22	1,31	1,07	1,14	1,29	0,93	1,07	1,19	1,28	1,06	1,13	1,25
35	0,73	1,05	1,18	1,27	1,04	1,11	1,24	0,88	1,04	1,16	1,25	1,03	1,10	1,21
37	0,70	1,01	1,14	1,24	1,02	1,08	1,20	0,84	1,00	1,13	1,22	1,01	1,07	1,17
39	0,68	0,97	1,11	1,21	0,99	1,05	1,16	0,80	0,97	1,10	1,19	0,99	1,04	1,14
41	0,65	0,94	1,08	1,18	0,97	1,02	1,13	0,76	0,94	1,07	1,17	0,97	1,02	1,11
43	0,63	0,91	1,05	1,15	0,95	1,00	1,09	0,73	0,91	1,04	1,14	0,95	1,00	1,08
45	0,61	0,88	1,02	1,13	0,93	0,98	1,06	0,71	0,89	1,02	1,12	0,93	0,98	1,06
47	0,60	0,86	1,00	1,10	0,91	0,96	1,04	0,68	0,87	1,00	1,10	0,92	0,96	1,03
49	0,58	0,84	0,98	1,08	0,90	0,94	1,01	0,67	0,85	0,98	1,08	0,90	0,94	1,01
54	0,56	0,80	0,93	1,03	0,86	0,90	0,96	0,64	0,81	0,94	1,04	0,87	0,91	0,96
64	0,53	0,74	0,85	0,94	0,80	0,82	0,87	0,59	0,74	0,86	0,95	0,80	0,83	0,88
80	0,47	0,64	0,73	0,81	0,70	0,72	0,75	0,53	0,65	0,74	0,82	0,70	0,73	0,76
110	0,38	0,50	0,56	0,61	0,54	0,55	0,57	0,42	0,50	0,57	0,62	0,54	0,56	0,58
150	0,29	0,36	0,39	0,42	0,38	0,39	0,39	0,32	0,36	0,40	0,43	0,38	0,39	0,40
190	0,23	0,28	0,30	0,31	0,29	0,29	0,30	0,26	0,28	0,30	0,32	0,29	0,30	0,30
250	0,20	0,22	0,24	0,24	0,23	0,23	0,24	0,22	0,23	0,24	0,25	0,23	0,24	0,24