ROBSON CORREIA DA COSTA

**Proposição de dispositivo de medidas “in situ” para avaliação do
comportamento mecânico de lastro ferroviário: Estudo de caso na
Estrada de Ferro Carajás**

São Paulo

2016

ROBSON CORREIA DA COSTA

**Proposição de dispositivo de medidas “in situ” para avaliação do
comportamento mecânico de lastro ferroviário: Estudo de caso na
Estrada de Ferro Carajás**

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

Área de concentração:
Engenharia de Transportes

Orientadora:
Profa. Dra. Rosângela dos Santos Motta

São Paulo

2016

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

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Costa, Robson

Proposição de dispositivo de medidas "in situ" para avaliação do comportamento mecânico de lastro ferroviário: Estudo de caso na Estrada de Ferro Carajás / R. Costa -- versão corr. -- São Paulo, 2016.
176 p.

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

1.Ferrovias 2.Vias Permanentes 3.Lastro 4.Módulo de Vias I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

Às mulheres da minha vida, Andrea e Ayla.

E aos meus avós, Pedro e Raimunda (*In Memoriam*), por tudo o que fizeram.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado forças, saúde, otimismo, e sobretudo, a superar as minhas inseguranças em alguns momentos difíceis.

À minha esposa Andrea, por seu altruísmo, ser incentivadora e companheira, com quem tenho o privilégio de compartilhar diferentes sentimentos e momentos de nossas vidas, e a minha filha Ayla pela tranquilidade. Desculpem a minha ausência, ainda que presente, AMO vocês.

À professora Liedi Bernucci, por ter sido a grande responsável em fazer com que eu retornasse ao ambiente de pesquisa, e adentrasse na área ferroviária. Por suas excelentes aulas, pelo conhecimento que adquiri em todos esses anos de convívio, com a contribuição de ideias na pesquisa e no texto para o exame de qualificação. Agradeço por tudo, tenho profunda admiração pelo ser humano que é, além de ser um grande exemplo de professor a seguir pela paixão que transmite ao falar da profissão que exerce. Muito obrigado!

À professora Rosângela Motta, minha orientadora, pelo conhecimento transmitido em suas aulas, esclarecimentos de dúvidas e convívio em todos esses anos, com sabedoria, norteou essa pesquisa, mormente na revisão final, mantendo paciência e calma, virtudes que lhe são peculiares. Muito obrigado!

Ao Professor Edson de Moura, pela alegria, humor, ideias inovadoras, positividade transmitida durante todo esse tempo de convívio, esclarecimentos de dúvidas e análise de resultados, além de ter sido um grande parceiro em todos os trabalhos realizados na via permanente. Muito obrigado!

À professora Kamilla Vasconcellos, pelo conhecimento transmitido e didática usada em suas aulas, convívio profissional, e claro, sempre com humor e energia que contagia a todos.

Ao professor Carlos Suzuki, pelo conhecimento repassado em todas as suas aulas, e pelas análises críticas nos diferentes assuntos ministrados.

Às professoras Carina Ulsen e Michéle Casagrande, por suas excelentes contribuições na avaliação da dissertação no exame de qualificação.

À professora Adriana Alves, pela realização dos ensaios de avaliação petrográfica.

Ao Mestre Fernando Sgavioli, por acreditar nessa linha de pesquisa, e pelo convívio durante a amostragem de materiais em Nova Vida. Continue sempre iluminado...

Ao Eng. Luciano Oliveira, por viabilizar a continuidade dessa pesquisa, realização das campanhas de medição, fornecer diversas informações da EFC e auxiliar na interpretação de resultados.

À secretária Diomária Santos, sempre prestativa, ajudando na digitalização de vários documentos.

Ao Vanderlei Dias e Erasmo Alves, pelo auxílio durante o quarteamento dos materiais, além é claro, do bom convívio no ambiente de trabalho. E ao aluno de iniciação científica Arthur Teixeira, que auxiliou nos ensaios de caracterização.

Ao Dr. José João Pires, pela disponibilidade em ajudar na revisão do texto e discussão de resultados.

Ao professor Rodrigo P. Leandro, pelo convívio e pelas inúmeras conversas agradáveis.

Aos colegas do LTP pelo convívio, professor Sérgio Callai, professor Iuri Bessa, Dra. Manoela Lopes, Lucas, Kazuo, Matheus, André, Márcia, Zila e demais colegas do curso de pós graduação da EPUSP.

À secretária do programa de pós graduação Patricia, pela agilidade, bom humor e sempre prestativa.

Ao Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo por propiciar um projeto de pesquisa em campo no modo ferroviário.

À empresa Vale S.A., por financiar o projeto de pesquisa. E a todos os profissionais da Estrada de Ferro Carajás que diretamente ou indiretamente ajudaram nesse estudo, especialmente a equipe de manutenção de Nova Vida, que auxiliou na fase inicial de amostragem dos materiais, e durante todas as campanhas de medições. Muito Obrigado!

Aos meus familiares, desculpem a minha ausência em diversos momentos.

Estudar, sim, e estudar sempre, mas
saber o que estudamos.

Doemos, pois, ao mundo ainda que seja o
mínimo do máximo que recebemos dele,
compreendendo e servindo aos outros,
sem atribuir os erros e desajustes que
estão em nós.

(Francisco Cândido Xavier).

RESUMO

Esse trabalho tem como principal objetivo propor um dispositivo de medição de deslocamentos (deflexões) verticais para avaliar o comportamento mecânico de lastro ferroviário “in situ”, tomando-se como estudo de caso a Estrada de Ferro Carajás (EFC). Foram feitas campanhas de medições, contemplando três segmentos com diferentes condições de lastro, a saber: colmatado, novo e desguarnecido. Avaliou-se como cada condição do lastro se comporta em função da carga imposta pelo material rodante e do número de solicitações em milhões de toneladas brutas transportadas (MTBT). Em diversas ferrovias, um parâmetro usado como indicador da resposta elástica e qualidade da via permanente é o módulo de via (u). Nessa pesquisa adotou um modelo analítico para obter tal parâmetro, além de utilizá-lo como indicador de avaliação da condição estrutural da via. Além disso, em virtude dos materiais geotécnicos subjacentes ao lastro (sub-lastro e subleito) influenciarem na resposta mecânica da via, a capacidade de suporte dos mesmos também foi determinada “in situ” utilizando-se o *Dynamic Cone Penetrometer (DCP)*, bem como foram verificados os deslocamentos verticais através de *settlement pegs*. Adicionalmente, do material amostrado do sublastro e das diferentes condições de lastro, verificou-se em laboratório que o solo possui elevada resiliência, confirmando a alta resistência verificada em campo através do DCP, enquanto que na caracterização física completa dos lastros, os resultados mostraram que as curvas granulométricas do lastro novo e desguarnecido, estão fora dos limites da faixa adotada na especificação da Vale, e que o lastro colmatado apresentou baixa porcentagem de material passante na peneira de 12,5 mm. Os resultados mostraram deslocamentos calculados através do modelo analítico próximos aos medidos, confirmando que o uso do dispositivo é viável para a obtenção de deslocamentos em campo, sendo estes posteriormente empregados na determinação do módulo de via, permitindo a definição de indicadores da condição de elasticidade ou rigidez da estrutura. Assim, o dispositivo demonstra-se uma ferramenta útil para auxiliar na manutenção ferroviária.

ABSTRACT

This work aims to propose a vertical displacement measuring device (deflections) to evaluate the mechanical behavior of railway ballast “in situ”, using as a case study Estrada de Ferro Carajás (EFC). “In situ” tests were carried out in three sections with different ballast conditions fouled, fresh, recycled. It evaluated how each ballast condition behaves according to the load imposed by the rolling stock and the number of millions gross tons (MGT). In several railways, a parameter used to estimate the elastic response and quality of the permanent way is track modulus (u). In this research an analytical model for calculating this parameter was adopted, as well as using it as an indicator of structural track condition. Furthermore, because of geotechnical underlying ballast material (subballast and subgrade) that influence the mechanical response of the track, the bearing capacity was also determined "in situ" using the Dynamic Cone Penetrometer (DCP), as well as they were checked through vertical displacements through settlement pegs. In addition, of the sampled material in the subballast and different ballast conditions, it was found in the laboratory that the soil has high resilience, confirming the high resistance verified in the field through the DCP, whereas in the full physical characterization of the ballast, the results showed that the granulometric distribution curves of the ballast new and recycled, are outside the limits of the range adopted in the Vale specification, and than the fouled ballast presented low percentage of passing material in the 12.5 mm sieve. The results showed displacements calculated using the analytical model next to the measured, confirming that the use of the device is feasible to obtain displacements in the field, which are subsequently used in the determination of the track modulus, allowing the definition of elasticity or stiffness condition indicators of the structure. Thus, the device is shown to be a useful tool to assist railway maintenance.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Indicadores de qualidade da infraestrutura ferroviária	2
Figura 2: Evolução do transporte ferroviário de cargas no Brasil	3
Figura 3: Componentes da estrutura de via lastrada.....	8
Figura 4: Espessuras de lastro após (esquerda) e antes do desguarnecimento (direita)	12
Figura 5: Infraestrutura da EFC após processo de manutenção	13
Figura 6: Distribuição de tensões na estrutura da via	15
Figura 7: Distribuição de carga de roda estática e dinâmica.....	16
Figura 8: Distribuição de tensões ao longo de um dormente	19
Figura 9: Distribuição de depressão e momento fletor	20
Figura 10: Módulo de via	20
Figura 11: Posicionamento da câmera.....	22
Figura 12: Limites de deflexão máxima na via	23
Figuras 13: Análise paramétrica, onde (a) variação de módulo de elasticidade do lastro, (b) variação da espessura de lastro e (c) variação do módulo de elasticidade do subleito	25
Figura 14: Segmento de via construído em laboratório.....	26
Figuras 15: Deflexão no teste de carregamento e descarregamento (a) e módulo de via (b)	28
Figura 16: Seção típica e dispositivos usados na Instrumentação da via FAST	29
Figuras 17: (a) Deformação no topo do lastro e (b) tensão no topo do subleito.....	29
Figura 18: Contribuição de cada componente da via no deslocamento total	30
Figuras 19: (a) Módulo de via e (b) tensão no subleito	31
Figuras 20: (a) Deslocamento nos dormentes e (b) sinal registrado	32

Figuras 21: (a) Seções e (b) detalhe de posicionamento dos <i>settlement pegs</i> na via	33
Figuras 22: (a) Trem de passageiro, 20,5 t/eixo e (b) trem carregado com carvão 25 t/eixo.....	34
Figuras 23: Deformações verticais no (a) lastro novo e (b) reciclado.....	35
Figuras 24: (a) Posicionamento dos <i>settlement plate</i> e (b) resultados de deslocamento médio	36
Figura 25: Módulo de via em função da percentagem de contaminação	37
Figuras 26: (a) Detalhe dos LVDTs posicionados no dormente e (b) deslocamentos das graduações A e B	38
Figura 27: Diagrama mestre para determinação de k	39
Figura 28: Área da bacia de deflexão gerada por veículo vazio e carregado.....	43
Figura 29: Tensões verticais máximas	45
Figura 30: Distribuição de pressão no dormente.....	45
Figura 31: Tensão na camada de (a) calcário e (b) granito.....	46
Figura 32: – Efeito da graduação na quebra dos agregados de lastro.....	49
Figura 33: Fluxograma dos procedimentos experimentais.....	54
Figuras 34: (a) Detalhes em planta e perfil do dispositivo móvel e (b) sua foto	56
Figura 35: Sistema instalado na medição de deslocamento na EFC	57
Figura 36: Localização do segmento desse estudo na EFC	59
Figura 37: Abertura de cava e espessura de lastro.....	59
Figuras 38: (a) Material do ombro retirado e descartado e (b) Pontos de retirada dos agregados	61
Figuras 39: Aspecto das seções quando da amostragem de lastros (a) colmatado, (b) desguarnecido e (c) novo.....	62

Figura 40: Passagem dos truques entre vagões no ponto de medição.....	64
Figuras 41: Lastro colmatado e vagão vazio, (a) sob velocidade reduzida e (b) sob condição estática caminhando para dinâmica.....	64
Figura 42: Sinal registrado pela passagem de um trem carregado com 334 vagões	65
Figuras 43: Lastro colmatado e vagão carregado, onde (a) sinal no patim do trilho e na base do dormente das locomotivas 1 e 2 e de onze vagões; (b) sinal ampliado dos vagões 1 e 2	66
Figura 44: (a) dispositivo de medição e (b) detalhe de posicionamento dos LVDTs .	67
Figura 45: Sinal no lastro novo com vagão vazio (GDU), vagão carregado (GQT) e comparação entre vagões	68
Figuras 46: Ensaio de DCP no sublastro da via na condição de lastro desguarnecido (a) e colmatado (b)	71
Figuras 47: CBR do subleito na condição de lastro desguarnecido (a) e colmatado (b).....	72
Figuras 48: Espessura do lastro colmatado (a) e desguarnecido.....	73
Figura 49: Instalação de <i>settlement pegs</i> no lastro desguarnecido (a) e colmatado (b)	74
Figuras 50: Sinais medidos com o (a) carro de passageiros e (b) vagões carregados	78
Figura 51: Deslocamentos medidos no patim do trilho com o dispositivo, em função dos segmentos com diferentes condições de lastro, carregamento e tipo de dormente	80
Figura 52: Deflexão em função de MTBT	81
Figura 53: Porcentagem da parcela de deslocamento referente ao sublastro/subleito	84
Figuras 54: Módulo de via das medições “in situ”	86
Figura 55: Configuração dos veículos utilizada na análise.....	88

Figuras 56: Resultados entre medido e calculado no lastro (a) colmatado e (b) novo/menor precipitação, (c) desguarnecido e (d) colmatado/maior precipitação.....	90
Figuras 57: (a) Tensão na interface dormente-lastro e (b) momento fletor no trilho em função de MTBT	94
Figura 58: Porcentagens de transmissão da carga de roda na interface trilho-dormente	96
Figura 59: Valores de tensões no topo do sublastro	97
Figuras 60: Deformações específicas no lastro.....	99
Figuras 61: (a) tensão na interface dormente-lastro; (b) deslocamento e (c) momento fletor em função da carga por eixo	102
Figuras 62: (a) tensão na interface dormente-lastro; (b) deslocamento e (c) momento fletor, em função do módulo de via, considerando diferentes cargas por eixo	103
Figura 63: redução da amostra de lastro.....	105
Figura 64: Etapa de lavagem dos agregados antes do peneiramento	107
Figura 65: Resultados da análise granulométrica e graduação AREMA Nº 24	107
Figura 66: (a) Equipamento e (b) agregados após o ensaio	109
Figura 67: Máquina de abrasão Los Angeles e aspecto dos agregados após ensaio	110
Figura 68: Aspecto visual dos grãos desguarnecidos e novos após a abrasão	112
Figura 69: Equipamento usado na identificação de fragmento macio e friável	114
Figura 70: Curva granulométrica do material de sublastro.....	115
Figuras 71: (a) Espatulação e (b) umidade de moldagem no penetrômetro	116
Figuras 72: (a) amostra no processo de secagem do solo e (b) partícula de laterita	117
Figuras 73: (a) Corpo de prova no compactador e (b) Cilindros após compactação	117

Figura 74: Resultados do ensaio de compactação.....	118
Figuras 75: Corpo de prova (a) após compactação e (b) corpo de prova na câmara de ensaio triaxial	118
Figuras 76: Resultados de módulo de resiliência em função de (a) tensão de confinamento e (b) tensão desviadora	119
Figuras 77: (a) Valores de deslocamento em função do módulo de via para diferentes condições de carga e lastro.....	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Classificação <i>Fouling Index</i> , segundo Selig e Waters (1994).....	48
Tabela 2: Localização dos segmentos da EFC e atividades realizadas	52
Tabela 3: Resultados de deslocamentos da 1ª campanha de medições	69
Tabela 4: Resultados de medições de deslocamentos da 1ª à 4ª campanha	76
Tabela 5: Resultados de medições de deslocamentos com <i>settlement pegs</i> da 2ª à 4ª campanha	77
Tabela 6: Resultados de módulo de via	85
Tabela 7: Dados de medição “in situ” utilizados no modelo analítico	89
Tabela 8: Valores de deslocamentos observados nas medições “in situ” e calculados	91
Tabela 9: Valores de módulo de via usados na determinação das tensões e momento fletor no trilho.....	92
Tabela 10: Resultado das cargas por roda e tensões máximas.....	93
Tabela 11: Resultados de momento fletor máximo no trilho	93
Tabela 12: Dados para cálculo da deformação	98
Tabela 13: Resultados de <i>CNU</i>	107
Tabela 14: Resultados do ensaio de forma dos grãos	109
Tabela 15: Resultados da porcentagem de finos	110
Tabela 16: Resultados do ensaio de abrasão Los Angeles	111
Tabela 17: Resultados dos ensaios de massa específica aparente, porosidade aparente e absorção de água.....	113
Tabela 18: Resultados do ensaio de sanidade	113
Tabela 19: Resultados do ensaio de massa unitária no estado solto.....	114

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ALLMN	América Latina Logística Malha Norte
ALLMP	América Latina Logística Malha Paulista
ALLMS	América Latina Logística Malha SUL
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
AREA	American Railway Engineering Association
AREMA	American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association
ASTM	American Society for Testing and Materials
BOEF	Beam On an Elastic Foundation
BRICS	Brasil, Rússia, Índia, China e África do Sul
CBR	California Bearing Ratio
CC	Coeficiente de curvatura
CI	Coeficiente de impacto
CNT	Confederação Nacional dos Transportes
CNU	Coeficiente de não uniformidade
Cu	Coeficiente de Uniformidade
DBT	Displacement Basin Test
DCP	Dynamic Cone Penetrometer
DEM	Discrete Element Method
DER	Departamento de Estradas e Rodagem
DMD	Dispositivo para Medição de Deslocamentos
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre
dp	Desvio Padrão
EFC	Estrada de Ferro Carajás
EFVM	Estrada de Ferro Vitória Minas
EH	Entre Housing
eq.	Equação
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
FAST	Facility for Accelerated Service Testing
FCA	Ferrovia Centro Atlântica
FI	Fouling Index
FNS	Ferrovia Norte Sul
FRA	Federal Railroad Administration
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IP	Internet Protocol
ISC	Índice de Suporte Califórnia
JNR	Japanese National Railways
LTP	Laboratório de Tecnologia de Pavimentação
LVDT	Linear Variable Displacement Transducers
MGT	Million Gross Ton
MTBT	Milhoes de Toneladas Brutas Transportadas
NBR	Norma Brasileira
Pol.	Polegadas
t/eixo	Tonelada por eixo
TKU	Tons per Useful Kilometer
ton	Tonelada
TTCI	Transportation Technology Test Center
UDP	User Datagram Protocol

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Distância entre centros dos trilhos (cm)
A_y	Bacia de deflexão
A_b	Área efetiva de suporte do dormente
b	Largura da base do dormente
cm	Centímetro
D	Diâmetro das rodas
e	Neperiano
E	Módulo de Elasticidade
F	Força resultante
h	Espessura de lastro
I	Momento de Inércia
in	Inch (Polegada)
k	Módulo de rigidez
kg	Quilograma
km	Quilômetro
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
lb	Libras
L	Comprimento do dormente
m	metro
mm	Milímetro
M	Momento fletor
M_0	Momento fletor máximo
MPa	Megapascal
MN	Meganewton
n	Número de dormentes
N	Número de ciclos
P	Carga de roda
p	Força por unidade de comprimento
P_c	Pressão no subleito
p^d	Carga dinâmica
P_m	Pressão aplicada na superfície do lastro
q_0	Carga estática de assentamento
r	Raio de um círculo
RE	Seção do trilho
s	Espaçamento entre dormentes
S_{vr}	Deslocamento vertical no trilho
S_{vs}	Deslocamento vertical no dormente
t	Tempo
u	Módulo de via
v	Velocidade do trem
W_m	Deflexão vertical
y	Deflexão
y_0	Deflexão máxima
β	Ângulo de atrito do lastro
ε_{vr}	Deformação vertical no trilho
ε_{vs}	Deformação vertical no dormente
θ	Coeficiente de impacto
λ	Fator de amortecimento
σ	Tensão
μ	Coeficiente de Poisson
Σ	Somatório
σ_v	Tensão vertical
σ_{vr}	Tensão vertical no trilho
$\approx$	Aproximadamente igual

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	OBJETIVOS DA PESQUISA.....	6
1.2	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	7
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1	VIA PERMANENTE	8
2.2	LASTRO, SUBLASTRO E SUBLEITO	10
2.2.1	<i>ESFORÇOS ATUANTES E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES</i>	14
2.3	IMPACTO DO MATERIAL RODANTE NA RESPOSTA MECÂNICA DA VIA	18
2.3.1	<i>DEFINIÇÃO DO MÓDULO DE VIA E FATORES QUE INFLUENCIAM</i>	20
2.3.2	<i>TESTES REALIZADOS “IN SITU” E EM LABORATÓRIO EM DIFERENTES ESTUDOS</i>	22
2.3.3	<i>MÉTODOS DE CÁLCULO DO MÓDULO DE VIA</i>	38
2.3.4	<i>TENSÕES NA INTERFACE DORMENTE/LASTRO</i>	43
2.4	COLMATAÇÃO, CONTAMINAÇÃO E ÍNDICES DE AVALIAÇÃO DO LASTRO	47
3	PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS E RESULTADOS	51
3.1	ATIVIDADE I: DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO.....	55
3.2	ATIVIDADE II: TRABALHOS “IN SITU”	58
3.2.1	<i>DEFINIÇÃO DOS SEGMENTOS NA EFC E AMOSTRAGEM DE MATERIAIS</i>	58
3.2.2	<i>1ª CAMPANHA</i>	63
3.2.3	<i>CARACTERIZAÇÃO DO SUBLASTRO “IN SITU”</i>	70
3.2.4	<i>INSTALAÇÃO DE SETTLEMENT PEGS</i>	72
3.2.5	<i>2ª, 3ª E 4ª CAMPANHAS</i>	74
3.3	ATIVIDADE III: ANÁLISE DE DADOS DE CAMPO	79
3.4	ATIVIDADE IV: ENSAIOS LABORATORIAIS – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	104
3.4.1	<i>REDUÇÃO DA AMOSTRA DE LASTRO PARA ENSAIOS DE LABORATÓRIO</i> ..	105
3.4.2	<i>AVALIAÇÃO PETROGRÁFICA</i>	106
3.4.3	<i>ANÁLISE GRANULOMÉTRICA</i>	106
3.4.4	<i>FORMA DOS GRÃOS</i>	108
3.4.5	<i>DETERMINAÇÃO DA QUANTIDADE DE MATERIAL FINO</i>	109
3.4.6	<i>ABRASÃO LOS ANGELES</i>	110
3.4.7	<i>MASSA ESPECÍFICA APARENTE, POROSIDADE APARENTE E ABSORÇÃO DE ÁGUA</i>	112

3.4.8	<i>RESISTÊNCIA À INTEMPÉRIE OU SANIDADE</i>	113
3.4.9	<i>TEOR DE FRAGMENTOS MACIOS E FRIÁVEIS</i>	113
3.4.10	<i>MASSA UNITÁRIA NO ESTADO SOLTO</i>	114
3.4.11	<i>ENSAIOS LABORATORIAIS NO MATERIAL DE SUBLASTRO</i>	115
3.5	<i>ATIVIDADE V: ANÁLISE GERAL DE DADOS</i>	120
4	CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS	123
5	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	128
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	129
	ANEXO A: VALORES DE MÓDULO DE VIA	135
	ANEXO B: DADOS DE PRECIPITAÇÃO	136
	ANEXO C: LIMITES ABNT (NBR 5564:2014) E AREMA (2013)	138
	ANEXO D: RESULTADOS DA ANÁLISE PETROGRÁFICA	139
	APÊNDICE A: SINAL DAS MEDIÇÕES DE DESLOCAMENTO	141
	APÊNDICE B: TENSÕES NA INTERFACE DORMENTE-LASTRO E MOMENTO FLETOR NO TRILHO	144
	APÊNDICE C: RESULTADOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA EM FUNÇÃO DA SOBREPOSIÇÃO DE RODAS	151

1 INTRODUÇÃO

A resiliência, a resistência à deformação permanente e a rigidez são propriedades fundamentais na avaliação do comportamento mecânico da via permanente. Componentes e materiais da superestrutura de uma via ferroviária (trilho, fixações, placa de apoio e dormentes) têm sido estudados por diferentes pesquisadores e fabricantes, tendo mostrado maior durabilidade e manutenção no que se refere às propriedades mecânicas ao longo dos anos, além de não mudarem significativamente nas diversas ferrovias de cargas e passageiros dos diferentes continentes.

Diferentemente, os materiais subjacentes (lastro, sublastro e subleito) que compõem a subestrutura possuem propriedades de resistência e deformabilidade que podem variar de forma significativa, devido ao clima, ao solo usado, à natureza e às propriedades físicas dos grãos, às ações de intempéries e às cargas solicitantes. Estes materiais, além de serem característicos das regiões, podem diferir significativamente de um local para outro, ou mesmo variar ao longo de uma ferrovia, uma vez que esta pode percorrer unidades pedológicas e geológicas distintas.

Os projetos de dimensionamento e manutenção/reabilitação da estrutura ferroviária no Brasil têm adotado parâmetros da literatura internacional, mais especificamente aqueles estabelecidos pela *Federal Railroad Administration* (FRA), e principalmente, pela *American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association* (AREMA). Entretanto, devido às diferentes características geotécnicas dos materiais existentes no território brasileiro, se faz necessária uma melhor compreensão das propriedades físicas e mecânicas da subestrutura ferroviária, em especial da camada de lastro devido às suas funções.

Historicamente, são poucos os estudos “in situ” e em laboratório em nível nacional quanto à análise geotécnica dos materiais e à interação entre os diferentes componentes para a obtenção de parâmetros a serem usados no dimensionamento ou no processo manutenção/reabilitação da via permanente. Merece destacar aqui, que os estudos não evoluíram da mesma forma que no modal rodoviário, onde existem normas e especificações com recomendações quanto aos

dimensionamentos considerando as especificidades dos materiais e clima brasileiros.

Adicionalmente, a falta de recursos e investimentos destinados pelas esferas públicas (municipal, estadual e federal) ao modal ferroviário pode ser confirmada pelo relatório *The Global Competitiveness Report* (2013 - 2014), conforme mostra a Figura 1. Observando os indicadores de qualidade da infraestrutura ferroviária brasileira, e comparando com os países que fazem parte do BRICS – Brasil, Rússia, Índia, China e África do Sul, a posição ocupada pelo Brasil é ruim, situando-se no 103º lugar, enquanto que os outros países membros do BRICS ocupam as posições 31ª, 19ª, 20ª e 28ª, respectivamente. Esses dados evidenciam que é imprescindível melhorar a qualidade do modal ferroviário brasileiro, não só com relação à ampliação da malha, mas, sobretudo, com investimento na manutenção e reabilitação das vias existentes, além de regulamentação padronizada por órgãos competentes, fundamentada por estudos técnicos de campo ou mesmo de laboratório.

Figura 1: Indicadores de qualidade da infraestrutura ferroviária

Fonte: Adaptado de Schwab (2013)

Atualmente, a extensão da malha existente no sistema ferroviário brasileiro é de 30.129 km (CNT, 2013), dos quais 28.692 km atualmente encontram-se sob concessão. Entre 1997 e 2010, a movimentação de carga realizada pelas vias férreas concessionadas passou de 253,3 para 470,1 milhões de tonelada útil (TU), correspondendo a um aumento de 85,6%, enquanto que nesse mesmo período, a

economia brasileira apresentou crescimento do Produto Interno Bruto (PIB) de 48,7% (CNT, 2011). Em um estudo mais recente sobre a evolução do transporte ferroviário de cargas, reforçam-se essas informações, indicando que nos últimos nove anos, houve um aumento significativo da carga transportada (Figura 2) por algumas ferrovias em especial (ANTT, 2015).

Figura 2: Evolução do transporte ferroviário de cargas no Brasil

Fonte: Adaptado de ANTT (2015)

Analisando-se tais números, fica evidente a importância da participação da Estrada de Ferro Carajás (EFC) no contexto de análise, por meio do índice tku (milhões de toneladas x km útil). No entanto, verifica-se, por exemplo, que esta teve um aumento de 36% no período, enquanto que a América Latina Logística Malha Norte (ALLMN), que tem menor participação, teve um aumento de 310%. Dentro deste contexto, apesar de a EFC ter apresentado aumento importante da quantidade de carga transportada, para dar vazão ao crescimento de consumo de minério de ferro (seu produto transportado mais importante), podendo representar um “gargalo” no crescimento do mercado brasileiro deste produto. Ou seja, a duplicação da via e o aumento da capacidade por eixo são desafios da EFC atualmente. Paralelamente, é importante realçar que os dados mostrados anteriormente confirmam a importância do modal de transporte ferroviário para o desenvolvimento e crescimento do país.

Em alguns casos no Brasil, as vias férreas foram construídas há algumas décadas, não possuindo, dessa forma, características mecânicas adequadas ao aumento dos esforços solicitantes, advindo do aumento de cargas transportadas visto nos últimos anos. No Brasil, são poucos os estudos direcionados à análise mecânica da via permanente, principalmente quanto à reutilização de seus componentes no processo de manutenção e reabilitação. Dentro deste contexto, a presente pesquisa dará maior enfoque à camada de lastro, cujo material será estudado sob três diferentes condições – novo, desguarnecido e colmatado. Cabe mencionar que o lastro é um componente importante da subestrutura, normalmente usado na correção geométrica em operações de manutenção.

Fortunato (2005) relata que um dos principais indicadores de qualidade da via permanente é a manutenção da geometria. Segundo o autor, a perda dessa última contribui para degradação da via, devido à solicitação de carga ocorrida com a passagem do material rodante, às variações nas condições climáticas e ao comportamento dos materiais da superestrutura e subestrutura. Também Sadeghi e Askarinejad (2007) citam a geometria como sendo um dos três aspectos a serem avaliados na análise da deterioração da via, ao lado da subestrutura e da superestrutura.

O aumento no volume da carga a ser transportada em um menor intervalo de tempo impacta em um maior número de solicitações em todos os componentes da superestrutura e subestrutura da via permanente, ocasionando elevados níveis de tensões verticais, transversais e longitudinais, podendo causar alteração na geometria da via. Dentre os componentes desta, o lastro é o mais susceptível a apresentar uma resposta dinâmica particular, pois seu desempenho depende da mineralogia e resistência dos grãos, alterações por ações de intempéries, tensões provocadas pelo carregamento dinâmico, dentre outros, que podem gerar desgaste por abrasão e/ou mesmo quebra da partícula.

Caso os níveis de tensões ocasionados pelas rodas dos veículos sejam elevados nas interfaces entre cada componente da via permanente, além de estarem acima do limite de resistência dos materiais dos componentes da via, há uma tendência de ruptura. Por outro lado, um número elevado de aplicação de tensões abaixo do limite de resistência também gera degradação dos componentes, onde o lastro, por

exemplo, é muito suscetível a esta, pois depende do comportamento individual (forma e resistência dos agregados) e do conjunto (granulometria, resiliência e deformação permanente).

Com o tráfego, as intempéries e as atividades de manutenção (por exemplo, socaria), o lastro tende a se degradar por abrasão e quebra, gerando material fino. Esse material (grãos passantes na peneira de 22,5 mm, de acordo com Esveld, 2001) ocasiona a colmatação dos vazios do lastro, alterando a curva granulométrica, diminuindo a capacidade de drenagem, e modificando a resposta elástica (a qual varia, de acordo com a condição seca ou úmida). Também, o lastro desgarnecido e repostado na via permanente nas operações de manutenção feitas pela desgarnecedora precisa ser avaliado, já que retorna em uma granulometria estabelecida pelo conjunto de peneiras existente no equipamento.

Esses fatores corroboram que há modificação de comportamento mecânico da via permanente, principalmente da subestrutura. Analiticamente, no que se refere às tensões atuantes, um dos parâmetros usados em diversos projetos de ferrovias como indicador de resposta elástica e de qualidade é o módulo de via (u), o qual requer a medição de deslocamentos em campo para análise de uma dada ferrovia em particular.

É nesse contexto que se insere o presente estudo, cuja finalidade é propor um dispositivo de medição de deslocamento “in situ” para avaliar o comportamento mecânico do pavimento ferroviário, com enfoque em ferrovia de transporte de carga.

Uma melhor compreensão do comportamento estrutural da via permanente permite localizar e corrigir problemas, como evitar desgastes acelerados e falhas prematuras nos componentes da via (por exemplo, dormentes, trilhos, etc.). Nesse sentido, o estudo da estrutura ferroviária, por meio de medições de deslocamentos ocorridos com a passagem do material rodante, pode ser usado em planos de manutenção, já que podem indicar a condição de elasticidade (ou de rigidez), permitindo otimizar situações de intervenção, contribuindo para que o escoamento da carga se dê de forma eficaz, beneficiando diretamente a cadeia produtiva da operadora ferroviária.

1.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

O principal objetivo da presente pesquisa é avaliar o comportamento mecânico da via utilizando um dispositivo de medição de deslocamentos verticais “in situ” para obtenção do módulo de via, visando contribuir na análise da condição estrutural da via permanente.

O presente estudo possui como objetivos secundários:

- Apresentar e avaliar o equipamento de medição de deformações “in situ” que foi desenvolvido para esse estudo;
- Avaliar, por meio do equipamento desenvolvido, o local ideal de posicionamento dos sensores para medição dos deslocamentos verticais;
- Obter as deflexões verticais máximas da estrutura do pavimento ferroviário nas diferentes condições estudadas e determinar o módulo de via através de um modelo analítico;
- Avaliar as respostas estruturais, em termos de deflexões máximas obtidas “in situ”, nas condições de lastro novo, desgarnecido e colmatado, comparando-as com o modelo analítico;
- Determinar as tensões nas interfaces (dormente-lastro, lastro-sublastro e sublastro-subleito) dos componentes da via e os momentos fletores no trilho, através do modelo analítico;
- Avaliar a viabilidade de uso de “*settlement pegs*” instalados na interface lastro-sublastro do pavimento, nas diferentes condições de lastro, comparando os resultados com as deformações específicas obtidas;
- Indicar parâmetros auxiliares que poderão ser utilizados na avaliação estrutural do pavimento ferroviário.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Essa dissertação está organizada em cinco Capítulos, definidos em função dos objetivos apresentados em 1.1.

O Capítulo 1 refere-se à introdução, apresentando a relevância do tema, os objetivos da pesquisa e a organização geral da dissertação.

O Capítulo 2 trata da revisão bibliográfica, em que se apresentam os componentes da via permanente e suas funções. Descreve a respeito dos esforços atuantes nos componentes e a forma como ocorre a distribuição de tensões. Avalia ainda o comportamento estrutural da via, em especial no que se refere ao módulo de via e os fatores que o influenciam. Apresenta testes realizados “in situ” e em laboratório em diferentes estudos relativos à análise de tensões e à determinação do módulo de via, comentando e comparando os resultados obtidos. Ademais, avalia os métodos de cálculo usados para determinação do módulo de via, definindo o modelo usado no presente estudo. Posteriormente, o capítulo apresenta os métodos de determinação das tensões na interface dormente-lastro, relata estudos a respeito da contaminação do lastro, traz comentários acerca do processo de desguarnecimento, além de abordar os índices usados na identificação do grau de colmatação do lastro.

O Capítulo 3 descreve os procedimentos experimentais “in situ” e em laboratório adotados para se atingir os objetivos propostos nesta pesquisa, detalhando cada uma das atividades desenvolvidas e analisando os respectivos resultados obtidos.

O Capítulo 4 apresenta as conclusões e comentários gerais obtidas no presente estudo de avaliação do comportamento mecânico do pavimento ferroviário e, por fim, o Capítulo 5 apresenta sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 VIA PERMANENTE

A via permanente tem como função principal receber os impactos ocasionados pela carga das rodas, ocasionados com a passagem dos trens, devendo manter a resposta elástica dos materiais subjacentes. Entretanto, é uma estrutura com características muito complexas (HAY, 1982) e o seu desempenho resulta da interação entre os componentes, em resposta ao carregamento (SELIG e WATERS, 1994). Segundo esses autores, os principais componentes da estrutura de vias lastradas podem ser agrupados em duas categorias: i) superestrutura (composta por trilhos, sistema de fixação e dormentes); e ii) subestrutura (composta pelo lastro, sublastro e subleito). Cabe mencionar que Fortunato (2005) e Selig e Waters (1994) citam o fato de que os elementos da superestrutura tiveram historicamente maiores estudos em comparação àqueles que compõem a subestrutura.

A Figura 3 mostra os componentes da estrutura de uma via lastrada típica. Vale lembrar que em uma outra forma de classificação, como a indicada por Profillidis (2006), a superestrutura é composta por todos os componentes sobre o subleito, onde somente este último constitui a infraestrutura.

Figura 3: Componentes da estrutura de via lastrada

Fonte: Adaptado de Dhalberg (2003)

Em relação aos trilhos, estes são produzidos em aço, tendo como elemento base o ferro. Junto a este, são combinadas pequenas quantidades de carbono, magnésio, silício e elementos menos desejáveis, como o enxofre e o fósforo (HAY, 1982). São posicionados longitudinalmente na via, estando em contato com as rodas do material

rodante. A principal função dos trilhos é guiar as rodas na direção do eixo da via, possuindo rigidez suficiente para servir como vigas que transferem as cargas concentradas das rodas sobre os dormentes, minimizando a deflexão entre os mesmos.

Também, podem servir como condutores elétricos para o sinal do circuito da via. Defeitos na superfície da roda ou do trilho, assim como descontinuidades (solda entre juntas), sob carga dinâmica, podem causar grandes impactos no que se refere, por exemplo, ao aumento do fator dinâmico de carga. De acordo com Selig e Waters (1994), a combinação do impacto da carga e a redução de rigidez nas juntas do trilho, ocasionam maiores tensões sobre o lastro e o subleito, gerando deformações plásticas, o que acarreta no desnivelamento da via, acelerando o desgaste de todos os componentes (SELIG e WATERS, 1994).

As placas de apoio e o sistema de fixação têm como finalidade conectar o dormente e o trilho, além de resistir aos movimentos verticais, transversais e longitudinais ocasionados pela força devido à movimentação das rodas e à mudança de temperatura do trilho. Particularmente nos dormentes de madeira são usadas placas de aço sob o trilho para distribuir a força deste sobre a superfície de madeira (fornecendo pressão adequada e protegendo-a). Já no caso de dormentes de concreto são necessários apoios ("pads") entre a base do trilho e a superfície do dormente com a finalidade de: i) proporcionar resiliência entre o sistema trilho/dormente; ii) proporcionar amortecimento de vibrações induzidas pelas rodas; iii) prevenir ou reduzir o atrito no contato trilho/dormente; e iv) proporcionar isolamento elétrico para o sinal dos circuitos da via (SELIG e WATERS, 1994).

Os dormentes têm basicamente três finalidades: i) garantir a geometria transversal dos trilhos, mantendo a bitola ajustada; ii) absorver as cargas por eixo e as transmitir para o lastro com a pressão diminuída; e iii) ajudar a ancorar a grade ferroviária no lastro, protegendo contra o movimento lateral, longitudinal e transversal (HAY, 1982). Os dois tipos mais comuns de dormentes são os de madeira e os de concreto protendido reforçado. Dormentes de concreto geralmente têm um sistema de fixação mais seguro que os de madeira, são mais pesados e potencialmente mais duráveis, sendo que a combinação desses fatores propicia que os trilhos tenham a sua movimentação mais restrita. Entretanto, os dormentes de concreto são mais difíceis

para manusear que os de madeira e necessitam da instalação de apoios ("pads") para proporcionar resiliência (SELIG e WATERS, 1994).

2.2 LASTRO, SUBLASTRO E SUBLEITO

Segundo Alias (1984), o lastro é composto de agregados extraídos em pedreira de rocha dura (por exemplo, granito, diorito, riólito, quartzito, arenito, gnaiss, etc.), com grãos de diâmetro entre 25 e 50 mm. AREMA (2013), além de recomendar o uso de agregados oriundos de rochas naturais, também especifica o uso de escória de alto forno e de aciaria, estabelecendo faixas granulométricas compostas por grãos de diâmetros entre 12,5 mm e 63 mm.

O lastro, dentro do propósito de promover a estabilidade da via, tem suas funções bem definidas (SELIG e WATERS, 1994), as quais são:

- I. Distribuir uniformemente a carga da via transmitida pelo tráfego, diminuindo a pressão sobre o subleito;
- II. "Ancorar" a via para conter o movimento lateral, vertical e longitudinal em demasia (partículas de lastro com faces fraturadas intertravam-se umas com as outras, evitando que os dormentes se movimentem);
- III. Propiciar a drenagem por meio dos vazios, não deixando a água acumular em torno dos trilhos e dormentes;
- IV. Manter uma certa elasticidade, absorvendo na totalidade ou em parte qualquer variação do subleito;
- V. Facilitar as operações de manutenção. Irregularidades geométricas da via podem ser corrigidas pelo lastro;
- VI. Fornecer resiliência para absorver o choque ocasionado pelo carregamento dinâmico no lastro.

Ainda, segundo Selig e Waters (1994), o lastro pode ser subdividido em quatro partes: i) berço, material entre os dormentes; ii) ombro, material a partir da borda do dormente até a base da camada de lastro; iii) topo do lastro, parte superior de apoio da camada de lastro que é solicitada pela socaria; iv) base do lastro, parte inferior da camada de lastro que não é solicitada pela socaria, e que geralmente é a parte mais contaminada.

A camada de lastro, após a construção, é solicitada pelo carregamento cíclico imposto pela passagem do material rodante, sendo submetida à compressão. Para um adequado funcionamento da via permanente deve-se manter a camada de lastro resiliente (dentro de faixas de módulo resiliente controladas) e resistente à deformação permanente excessiva. No entanto, ao longo do tráfego, ações de manutenção e fenômenos relacionados ao intemperismo, ocorre o desgaste e/ou quebra dos agregados, levando a uma degradação do material. Além disso, a queda de material transportado dos vagões e o bombeamento de material fino do subleito podem provocar a contaminação da camada de lastro. Dentro deste contexto, ambos fenômenos (degradação e contaminação) podem levar ao preenchimento dos vazios do material (colmatação), alterando as propriedades mecânicas do mesmo.

Como o aumento da carga transportada ou o número de solicitações na ferrovia podem alterar a resposta elástica da camada de lastro, devido à quebra e colmatação de seus grãos, faz-se necessário mensurar como o lastro contribui na alteração do comportamento mecânico da via permanente, o que pode ser feito através de medidas de deflexões em campo ao longo do tempo (SGAVIOLI, 2014). Esse autor afirma que é possível determinar o módulo de via de forma dinâmica (com o trem em movimento), a partir de medidas de deslocamento, e que este último pode servir como indicador da resposta mecânica do pavimento ferroviário em um dado ponto, auxiliando no processo de tomada decisão referente às manutenções.

Quando o grau de colmatação da camada de lastro na via permanente é muito elevado (40% de partículas menores que 22 mm, segundo Esveld, 2001), as solicitações impostas pela carga com a passagem do material rodante alteram a resposta elástica do lastro, fazendo com que trilhos, fixações e dormentes tenham que suportar valores mais elevados de tensões, acarretando em desgaste precoce daqueles componentes e comprometendo a trafegabilidade e segurança da ferrovia.

Um meio usado para recuperar e manter a via dentro de limites de elasticidade aceitáveis é fazendo com que o lastro retome sua capacidade de resposta resiliente. Para tanto, geralmente, usam-se máquinas de grande porte nos processos de manutenção/reabilitação do pavimento ferroviário. Todavia, no Brasil ainda não existem normas que regulamentem tais processos de manutenção e assim sendo, cada ferrovia tem como base métodos empíricos.

Uma das máquinas usadas na limpeza¹ do lastro é a desguarnecedora, utilizada na retirada dos grãos indesejáveis, menores que 9,5 mm e 22,5 mm, segundo Selig e Waters (1994) e Esveld (2001), respectivamente. Um aspecto importante, observado no processo de desguarnecimento e limpeza é que a espessura da camada de lastro passa a ser composta por uma porção superior com lastro desgastado e pouca quantidade de finos, e uma porção inferior composta por lastro colmatado e grande quantidade de material fino (COSTA, *et al.*, 2014). Ainda, vale ressaltar que em alguns segmentos da ferrovia, a máquina não remove toda espessura de lastro colmatado e/ou contaminado, devido à grande espessura da camada remanescente na via, ficando, assim, uma parcela desse material sob o lastro reposto.

Nesses casos em que se pretende fazer o reaproveitamento do lastro, com a retirada da fração fina através de peneiramento, a nova camada de lastro passa a ser composta por material desgastado desguarnecido, na faixa granulométrica estabelecida pelo conjunto de peneiras existentes na desguarnecedora. Ou seja, é importante destacar, que as partículas que retornam à via permanente por esse processo já sofreram alterações impostas pelo tráfego e pelas intempéries. Isso faz com que as mesmas possam apresentar resistência e imbricamento diferentes dos grãos novos (usados para compor a espessura de lastro sobre os grãos antigos). A Figura 4 mostra a configuração da camada de lastro após e antes do desguarnecimento.

Figura 4: Espessuras de lastro após (esquerda) e antes do desguarnecimento (direita)

¹ Subentende-se como processo de limpeza da camada de lastro o seu desguarnecimento, peneiramento e retorno à via (efetuados pela desguarnecedora), com complementação de lastro novo sobre o lastro antigo para correção geométrica. Este procedimento é usual na EFC, onde são retiradas as partículas menores que 22,5 mm por peneiramento.

Outro aspecto importante a ser mencionado, é que a subestrutura de via permanente no processo de manutenção passa a ser composta por espessuras de lastro novo e desgastado desguarnecido, com agregados que podem apresentar comportamento mecânico distintos (por conta das características da partícula e do conjunto), em termos de deformabilidade (ϵ), além dos materiais do sublastro e subleito, conforme mostra a Figura 5.

Figura 5: Infraestrutura da EFC após processo de manutenção

O sublastro é a camada entre o lastro e o subleito que pode ser composta por materiais granulares, tendo as seguintes funções: (a) reduzir as tensões impostas pelo tráfego na base do lastro; (b) impedir a interpenetração de material entre o lastro e o subleito (função de separação); (c) impedir a migração de material fino proveniente do subleito para o lastro (função de filtro); e (d) receber água drenada do lastro, conduzindo parte da mesma para fora da via propriamente dita, protegendo o subleito (SELIG e WATERS, 1994).

O subleito é a plataforma sobre a qual é construída a estrutura da via permanente, a qual é composta por solo. Sua principal função é manter uma fundação estável para as camadas de lastro e sublastro. Dependendo da carga, o carregamento imposto pelo material rodante causa tensões que podem se estender a mais de cinco metros de profundidade da base do dormente (SELIG e WATERS, 1994). Segundo esses autores, o subleito é um dos componentes mais importantes na subestrutura, sendo um apoio resiliente para o carregamento das rodas dos veículos e contribuindo substancialmente para a deflexão elástica dos trilhos.

Hay (1982), relata que o subleito é um componente de suma importância, pois apresenta composição de solo, resistência e desempenho que variam ao longo da ferrovia. Assim, para um melhor desenvolvimento de projeto, construção e

manutenção, se faz necessária uma melhor compreensão de comportamento dos materiais do subleito, com base em princípios da mecânica dos solos.

2.2.1 ESFORÇOS ATUANTES E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES

Segundo Selig e Waters (1994), o carregamento imposto com a passagem dos trens somado às mudanças de temperatura geram esforços solicitantes na estrutura da via, sendo que estes últimos podem ser classificados conforme a direção de atuação, a saber: longitudinal, transversal e vertical. A combinação de forças exercidas pelos trens nas diferentes direções é transferida à superestrutura, e desta à subestrutura, sendo que há uma combinação de carga estática e dinâmica. A interação dinâmica do contato roda-trilho é função da condição da via, características dos trens, condições ambientais e de operação, etc.

Dentro deste contexto, as tensões e deformações no sistema ocorrem sob carregamento dinâmico, que geralmente é expresso pela carga estática majorada por um fator dinâmico, cuja diferença entre a carga dinâmica e a carga estática é conhecida como incremento dinâmico. O carregamento dinâmico leva a maiores frequências e vibrações, e estas podem afetar significativamente o desempenho dos componentes da superestrutura e subestrutura da via permanente, principalmente em alta velocidade (SELIG e WATERS, 1994).

Os esforços atuantes na direção vertical são os que mais impactam na estrutura da via, principalmente sob carregamento dinâmico. Caso os níveis de tensões estejam acima da resistência dos componentes, há uma aceleração de seu desgaste, podendo levar inclusive à ruptura (por exemplo, trilhos e dormentes de concreto) ou degradação (por exemplo, lastro, por abrasão ou quebra dos grãos).

Além do mais, os movimentos das rodas geram tensões verticais que empurram os trilhos contra os dormentes. Isso faz com que as partes do trilho à frente do contato com os dormentes tendam a se levantar. Neste caso, as forças decorrentes dos pesos do trilho e do dormente, adicionadas às forças de atrito que surgem na interface dormente-lastro não são suficientes para compensar as forças de levantamento, fazendo com que o dormente se levante momentaneamente. Com o avanço da roda o dormente é empurrado para baixo, gerando um impacto sobre o lastro. Esse tipo de ocorrência chama-se sub-pressão (Figura 6), e faz com que

forças elevadas de atrito se desenvolvam no contato entre os grãos. Essas forças desgastam e quebram os grãos do lastro, gerando finos que contribuem para o preenchimento dos vazios e, conseqüentemente, levando à colmatação (SELIG e WATERS, 1994).

Figura 6: Distribuição de tensões na estrutura da via

Fonte: Adaptado de Selig e Waters (1994)

Para mostrar as diferenças de impacto entre as cargas estáticas e dinâmicas, Selig et al. (1994), realizaram algumas medições (usando *strain gages* fixados no trilho e calibrados para registrar a carga vertical) para Federal Railroad Administration na pista da *Facility for Accelerated Service Testing* (FAST) em Pueblo (Colorado), conforme mostra a Figura 7. Por meio dos resultados obtidos, observaram que a distribuição de carga de roda dinâmica não é muito diferente da estática, atribuindo que isso se deve ao fato de que o veículo usado nos testes, praticamente não possuía irregularidades na roda. Analisando o gráfico, nota-se que a partir da carga de roda de 150 kN, é que a carga dinâmica começa a ter efeito em relação a estática.

Figura 7: Distribuição de carga de roda estática e dinâmica

Fonte: Adaptado de Selig e Waters (1994)

Já nos estudos realizados por Eisenmann (1970) para avaliação da distribuição de tensões na via permanente sob elevadas cargas por eixo e altas velocidades foram obtidos resultados diferentes dos apresentados por Selig *et al.* (1994). Neste caso, foi construído um segmento de via dentro da Universidade Técnica de Munique, em que foram instalados *strain gages* no trilho e em diferentes profundidades de lastro, sendo obtida a distribuição das tensões cisalhantes no lastro da via permanente de padrão alemão (trilhos que pesavam 48,6 kg/m), espaçamento entre dormentes de 0,65 m e carga de roda de 97,86 kN).

Sob a especificação alemã, a tensão máxima de cisalhamento no lastro foi considerada elevada, sendo aproximadamente 55 kPa. Já na interface entre o lastro e o subleito os valores encontrados foram de aproximadamente 30 kPa, tendo sido considerados baixos e atribuídos à baixa capacidade de suporte do subleito. A amplitude de sinal das deflexões ocasionadas por uma locomotiva com carga de 211 kN por eixo em baixa e alta velocidade (10 e 200 km/h, respectivamente) foram praticamente iguais, variando de 0 a 2 mm.

Esperava-se que, ao aumentar a velocidade, as solicitações na via permanente seriam elevadas, bem como os sinais apresentariam mais amplitudes de deflexões do que em baixa velocidade, além de haver uma diferença ao se aplicar e retirar o carregamento, conforme foi demonstrado por Selig *et al.* (1984). Eisenmann (1970) afirma que as medidas mostraram que as propriedades elásticas do lastro têm pouca influência nas deflexões da via. Entretanto, ressalta que as mesmas são muito importantes porque minimizam a influência negativa causada pelo impacto das rodas e pelo desalinhamento da via. Por fim, o autor concluiu que o aumento na velocidade do material rodante ocasiona deterioração da via, devido à elevada frequência de vibrações que diminui o atrito entre as partículas do lastro.

Segundo o manual da AREMA (2013), as tensões máximas na via ocorrem sob carregamento dinâmico e são afetadas por alguns fatores: (i) velocidade dos trens; (ii) transferência de carga com a passagem dos veículos; (iii) aumento de tração (reação de torque); e (iv) irregularidades da via. Considerando somente a velocidade e o diâmetro da roda, a AREMA recomenda o uso de um coeficiente de impacto (θ)(eq.[1]), como forma de compensar os efeitos dinâmicos sobre a carga estática (eq.[2]).

$$\theta = \frac{33 \cdot v}{100 \cdot D} \quad [1]$$

$$P^d = (1 + \theta) \cdot P \quad [2]$$

Onde:

v = velocidade do trem em milhas por hora (mph);

D = diâmetro das rodas do veículo (polegadas);

P = carga estática (libras);

P^d = carga dinâmica (libras).

Conhecer os níveis de tensões entre as interfaces dos componentes da via permanente é de fundamental importância para se projetar estruturas duráveis, principalmente nos materiais da subestrutura. Atualmente, para dimensionamento e análise de projeto, o manual da AREMA (2013) estabelece quatro equações para determinar a tensão aplicada no sublastro e subleito, a partir da tensão transmitida pelo dormente na superfície do lastro, a saber: (i) eq.[3] de Talbot; (ii) eq.[4] da Japanese National Railways (JNR); eq. [5] de Boussinesq; e eq. [6] de Love.

$$P_c = \frac{16,8 \cdot P_m}{h^{1,25}} \quad [3]$$

$$P_c = \frac{50 \cdot P_m}{10 + h^{1,35}} \quad [4]$$

$$P_c = \frac{6 \cdot q_0}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \quad [5]$$

$$P_c = P_m \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \frac{r^2}{h^2}} \right)^{3/2} \right] \quad [6]$$

Onde:

P_c = pressão no subleito (psi);

P_m = pressão aplicada na superfície do lastro (psi);

h = espessura de lastro (polegadas, exceto JNR que é em centímetros);

q_0 = carga estática de assentamento (libras);

r = raio de um círculo, em que a área é igual a de suporte do dormente, A_b (polegadas).

Além disso, AREMA (2013) recomenda que as tensões na interface dormente/lastro não sejam superiores a 450 kPa (dormente de madeira) e 590 kPa (dormente de concreto), sendo que esses valores também são relatados por Selig e Waters (1994), enquanto que na interface sublastro/subleito devem ser inferiores a 172 kPa, com subleito que apresente boa capacidade de suporte. Nesse caso, os últimos autores citados, mencionam 140 kPa para todas as condições de solo. Ressalta-se que Profillidis (2006) ao avaliar subleitos com diferentes qualidades através do método dos elementos finitos, obteve valores de tensão vertical entre 10 kPa (baixa qualidade) e 69 kPa (rochoso).

2.3 IMPACTO DO MATERIAL RODANTE NA RESPOSTA MECÂNICA DA VIA

Nos estudos coordenados por Talbot (AREA, 1918) considerou-se a via como uma estrutura elástica sob carga, em que as rodas do material rodante aplicam um carregamento sobre o topo dos trilhos, e que estes, por sua vez, agem como vigas flexíveis sobre os dormentes, considerando também o lastro e toda a estrutura subjacente que apóia os dormentes como flexíveis. Nesse estudo se menciona que é complexa a entrada das propriedades de elasticidade e rigidez do trilho, dormente, lastro, sublastro e subleito na avaliação das tensões que atuam na estrutura da via.

Além do mais, cita-se que a velocidade das locomotivas e vagões, assim como o espaçamento entre as rodas longitudinalmente ao longo da via e a distância entre dormentes influenciam na distribuição de carga e pressões sobre vários dormentes (no sentido transversal) e, conseqüentemente, no valor das tensões desenvolvidas no trilho, dormente e lastro. A Figura 8 mostra a distribuição de tensões transversal ao longo de um dormente.

Figura 8: Distribuição de tensões ao longo de um dormente

Fonte: Adaptado de Talbot (1918)

É comum pensar que a distribuição de pressão por todo o comprimento do dormente é quase uniforme, considerando-se que há eficiência igual na transmissão de pressão do dormente para o lastro.

O problema das tensões na via não é simples, pois envolve um grande número de elementos que possuem diferentes variáveis, e essas entram no problema de uma forma complexa, sendo necessário ter uma diversidade de dados experimentais destas diversas variáveis, antes de tentar formular um modelo de cálculo que governe as tensões na via permanente.

Assumindo que o trilho é continuamente suportado por um apoio elástico, e que esse apoio tem uma constante (módulo de rigidez), a depressão da via e as pressões ascendentes resultantes no trilho são diretamente proporcionais entre si. A Figura 9 mostra a distribuição de pressão e o momento fletor no trilho para a carga de uma roda (HAY, 1982).

Figura 9: Distribuição de depressão e momento fletor

Fonte: Adaptado de Hay (1982)

2.3.1 DEFINIÇÃO DO MÓDULO DE VIA E FATORES QUE INFLUENCIAM

Estudos coordenados por Talbot (AREA, 1918), quanto à análise de tensões na via permanente, introduziram o conceito de módulo de via (u), definindo-o como uma força pelo comprimento unitário que cada trilho requer para provocar uma deflexão unitária na via, conforme mostra a Figura 10 (LUNDGREN, MARTIN e HAY, 1970). Muitos fatores podem influenciar no valor do módulo de via e, entre os mais significativos, têm-se: (i) tipo e dimensões do dormente; (ii) tipo, espessura e capacidade de suporte do lastro; e (iii) tipo e capacidade de suporte do subleito (LUNDGREN, MARTIN e HAY, 1970).

Figura 10: Módulo de via

$$u \text{ (lb/in/in)} = \frac{P \text{ (lb/in)}}{y \text{ (in)}}$$

Fonte: Adaptado de Lundgren, Martin e Hay (1970)

O módulo de via pode ser um modelo-base de previsão de desempenho da via permanente, pois através do mesmo é possível analisar a interação entre os componentes da superestrutura e da subestrutura da via, provocada pela carga do material rodante e pelas deformações (SELIG e WATERS, 1994).

Lundgren, Martin e Hay (1970) citam que dentre os principais componentes da via permanente (trilho, dormente, lastro e subleito), tem-se alguns fatores destes que influenciam no módulo de via, a saber:

- ✓ Para um sistema puramente elástico, como assumido por Talbot (1918), o comprimento do trilho (rigidez) não terá nenhuma influência no módulo de via. Entretanto, se o lastro ou subleito tem baixa capacidade de suporte, sob ação de carga pode ocorrer deformação permanente e a ação de viga de uma seção rígida do trilho pode ser bastante significativa na construção de uma estrutura de via adequada;
- ✓ Quanto aos dormentes, espaçamento entre eles, dimensões, tipo (madeira, concreto, aço e polimérico) e qualidade podem contribuir significativamente na rigidez da via, assim como refletir no módulo de via;
- ✓ A qualidade, espessura e grau de compactação do segmento de lastro são parâmetros importantes, que definem a construção de via com estabilidade;
- ✓ A qualidade do subleito e o grau de compactação determinam a capacidade de suporte da fundação, sobre a qual os demais componentes (trilho, dormente e lastro) estão apoiados.

Segundo Cai, Raymond e Bathurst (1994), o módulo de via varia substancialmente em diferentes locais ao longo da ferrovia, devido às variações nas propriedades do lastro/subleito, às construções inadequadas e à vida útil da via. Relatam ainda que algumas propriedades do lastro, tais como rigidez, dureza, durabilidade e peso específico, podem variar enormemente de um lastro para outro (por exemplo, entre um calcário e basalto ou escória de cobre).

2.3.2 TESTES REALIZADOS “IN SITU” E EM LABORATÓRIO EM DIFERENTES ESTUDOS

Os primeiros estudos referentes à análise de tensões na via permanente, por carregamento estático e dinâmico, foram coordenados por Talbot (AREA, 1918). O trecho de campo usado durante os testes foi na estrada de ferro central de Illinois (Estados Unidos), onde se determinou segmentos homogêneos de via. Para tanto, preparou-se quatro segmentos, a uma pequena distância um do outro, com diferentes espessuras de lastro subjacentes aos dormentes (madeira em todos os locais), sendo uma com 0,15 m, uma com 0,60 m e duas com 0,30 m. As medições de deslocamento foram feitas na base do trilho, sendo realizadas com uso de uma câmera posicionada a 10 pés (3,048 m), pois a essa distância a vibração da câmera seria muito pequena e não afetaria os resultados das medições, exceto em alta velocidade (Figura 11).

O movimento vertical do trilho era produzido pela flexão do mesmo e pelo movimento vertical do dormente, lastro e fundação. Segundo Talbot (AREA, 1918), mesmo que uma via esteja bem conservada, haverá pequenas deflexões entre o trilho e a placa de apoio, entre esta e o dormente, e entre esse último e o lastro. Para uma linha principal, em condições normais, o valor médio de deflexão é de 1,63 mm.

Figura 11: Posicionamento da câmera

Fonte: Talbot (1918)

Os estudos coordenados por Talbot (1918) e Lundgren, Martin e Hay (1970) apresentaram resultados de módulo de via para diferentes condições, conforme Anexo A (i). Esses autores afirmam que a durabilidade da via submetida ao tráfego é função da deflexão ocasionada pela aplicação de carga, e que a deterioração da via ocorre com o aumento das deflexões. A partir de uma modelagem, os autores apresentaram os limites mostrados na Figura 12, em que: (A) a deflexão encontra-se em um intervalo desejado e a via terá elevada durabilidade (nessa situação, os autores incluíram valores a partir de zero, o que não é adequado para via permanente, por se tornar muito rígida, o ideal é que esteja dentro de uma faixa de deflexão que a via apresente elasticidade e não se aproximando de zero); (B) a deflexão máxima dentro do valor desejado para uma via sob carregamento pesado possui uma combinação satisfatória entre rigidez e elasticidade; (C) a deflexão no limite desejável para via sob carregamento leve (≤ 100 lb); e (D) com baixa capacidade de suporte, que vai se deteriorar rapidamente.

Figura 12: Limites de deflexão máxima na via

Fonte: Adaptado de Lundgren, Martin e Hay (1970)

Vale ressaltar que a AREMA (2013) indica valores de módulo de via obtidos no verão, através de medidas em via lastrada e com dormente de madeira entre 1.000 lb/in/in (≈ 7 MPa) como sendo mais elástica e 3.000 lb/in/in (≈ 21 MPa) como sendo menos elástica. Por outro lado, sob condições de congelamento, a elasticidade da via pode diminuir em um terço de seu valor normal. A título de informação, o Anexo A (ii) apresenta valores típicos de módulo de via para alguns tipos de dormentes em diferentes configurações. Neste caso, os valores são aproximações gerais, entretanto há sensibilidade do módulo de via em relação ao material do dormente, espaçamento entre os mesmos, sistema de fixações,

palmilha, recentes atividades de manutenções, e características do lastro, sublastro e subleito.

Em relação à deflexão, a AREMA (2013) estabelece dois critérios, a saber: (i) fundação de suporte do trilho muito elástica, que pode deformar ou fadigar o trilho em flexão e desestabilizar o lastro, logo a deflexão vertical no trilho não deve ser superior a 1/4 de polegadas (6,35 mm); e (ii) fundação de suporte do trilho muito rígida, que pode deformar ou fadigar o trilho no contato roda/trilho e acelerar a taxa de desgaste de dormentes e lastro, sendo a deflexão vertical mínima desejável no trilho de 1/8 polegadas (3,18 mm).

Um dos aspectos importantes nos estudos realizados por Lundgren, Martin e Hay (1970) foi que, para analisar tensões e deflexões na via permanente consideraram cinco modelos matemáticos: (i) sistema de análogo mecânico (combinação massa-mola); (ii) análise de sistema de camadas elásticas; (iii) teoria de cisalhamento da camada; (iv) modelo de parâmetros concentrados (método das diferenças finitas); e (v) método dos elementos finitos. Após análise dos cinco modelos, decidiram usar o método dos elementos finitos, como solução que satisfaz o problema da estrutura da via permanente.

Na aplicação do modelo em uma estrutura de via permanente considerou-se: (i) carga de roda única de 133 kN; (ii) trilho 115 RE ($I = 2972 \text{ m}^4$); (iii) dormente de madeira (comprimento de 2,59 m, largura e espessura de 0,20 m, com espaçamento de 0,51 m); (iv) constante de fixação de 123.037 kgf/cm²; (v) espessura de lastro de 0,61 m ($E \cong 138 \text{ MPa}$, $\mu = 0,32$, ângulo de atrito de 45°); e (vi) subjacente ao lastro, o modelo assume uma camada de areia com espessura de 0,51 m ($E \cong 69 \text{ MPa}$, $\mu = 0,34$, ângulo de atrito de 40°). Para verificar a influência do módulo de elasticidade e espessura do lastro, além do módulo de elasticidade e espessura da camada de areia que compunha o subleito, realizou-se uma análise paramétrica, conforme mostram as Figuras 13 (a), (b) e (c).

Nota-se que, ao variar o módulo de elasticidade (E) do lastro, as deflexões se mantêm com valores muito próximos, assim como o módulo de via. Já ao variar a espessura de lastro, as deflexões não foram lineares. Além disso, um aumento de 50% na espessura gerou praticamente o mesmo valor de deslocamento, denotando baixa sensibilidade ao variar esse parâmetro, entretanto, alterando

significativamente o módulo de via (elevando-o praticamente em 50%). Ao variar o módulo de elasticidade do subleito, se obteve o mesmo valor de deflexão máxima com módulo de elasticidade maior e menor, além de uma pequena variação no módulo de via. Esse estudo confirmou que há limitações no uso de um modelo matemático que represente adequadamente a resposta da via permanente ao se analisar tensões e deflexões.

Figuras 13: Análise paramétrica, onde (a) variação de módulo de elasticidade do lastro, (b) variação da espessura de lastro e (c) variação do módulo de elasticidade do subleito

(a)

(b)

(c)

Fonte: Adaptado de Lundgren, Martin e Hay (1970)

Em um segmento de via construído em laboratório, Zarembski e Choros (1979) realizaram testes para medir as deflexões da via em três diferentes locais usando LVDTs (*linear variable displacement transducers*). O segmento possuía as seguintes características: comprimento de aproximadamente 14 m, trilho 136 RE, dormente de madeira (com espaçamento entre dormente de aproximadamente 0,50 m), lastro de calcário com espessura 0,30 m na graduação nº4 da AREA (atual AREMA), sublastro de calcário com espessura de 0,15 m, além de ter toda a estrutura apoiada sobre uma fundação (subleito) composta de areia mal graduada, conforme mostra a Figura 14.

Figura 14: Segmento de via construído em laboratório

Fonte: Zarembski e Choros (1979)

Foram avaliados três diferentes métodos de cálculo do módulo de via vertical usando: (A) bacia de deflexão; (B) bacia de deflexão gerada pela carga da roda de veículo carregado e descarregado; e (C) viga contínua sobre apoio elástico.

O método da bacia de deflexão (A) assume a carga de roda aplicada dividida pela área formada pela curva de deflexão como sendo o módulo de via (eq.[7]).

$$u = P / s \sum_i^n y_i \quad [7]$$

Onde:

u = módulo de via (N/mm²);

P = carga de roda aplicada (N);

s = espaçamento entre dormentes (mm);

n = número de dormentes;

y_i = deflexão no i ésimo dormente (mm).

O método da bacia de deflexão gerada pela carga da roda do veículo carregado e descarregado (B) assume que o módulo de via é a diferença da carga de roda aplicada com o veículo carregado e descarregado, dividido pela diferença das áreas submetidas às cargas (eq.[8]).

$$u = (P - p) / s \sum_i^n (y - y_i) \quad [8]$$

Onde:

u = módulo de via (N/mm²);

P = carga de roda com veículo carregado (N);

p = carga de roda com veículo descarregado (N)

s = espaçamento entre dormentes (mm);

n = número de dormentes;

y = deflexão no dormente sob carga P (mm)

y_i = deflexão no dormente sob carga p (mm).

Já o método de viga contínua sobre apoios elásticos (C), definido por Winkler (de 1867) e discutido por Talbot, relaciona a deflexão da via, a carga aplicada, e o módulo de via (eq.[9]).

$$u = \sqrt[3]{\frac{p^4}{64 E I y^4}} \quad [9]$$

Onde:

u = módulo de via (kPa);

p = carga de roda aplicada (kN);

E = módulo de elasticidade do trilho (kPa);

I = momento de inércia do trilho (m⁴);

y = deflexão sob a carga aplicada (mm).

As Figuras 15 (a) e (b) mostram as deflexões verificadas em um teste de carregamento e descarregamento, além do módulo de via obtido com os três métodos em diferentes níveis de carga. Após a análise, os autores recomendam o uso do método (C) para determinação do módulo de via, pela facilidade na coleta de dados e por usar somente um valor de deflexão juntamente com a carga aplicada. A

precisão, quando comparada com o método (A) (que é considerado por muitos como o método “correto”), é muito boa. Além do mais, neste caso, o módulo de via é determinado usando o nível de carga correspondente ao tráfego da ferrovia.

Figuras 15: Deflexão no teste de carregamento e descarregamento (a) e módulo de via (b)

Fonte: Adaptado de Zarembski e Choros (1979)

Selig e Waters (1994) descrevem um extenso programa de medições conduzidos na via permanente da FAST, em Pueblo (Colorado), na década de 70 para obtenção de resposta da infraestrutura quanto a deformações no lastro e sublastro, tensão vertical na interface sublastro/subleito e deformação vertical no topo do subleito, em relação a um ponto de ancoragem, aproximadamente 3 m abaixo do topo. A Figura 16 mostra uma seção típica deste experimento e o posicionamento dos dispositivos usados na instrumentação. Nas seções (seis segmentos novos e dois reconstruídos) foram usados: (i) dormentes de madeira e de concreto; (ii) espessura de lastro variando de 380 a 530 mm, de diferentes materiais; (iii) espessura de sublastro compactado de 150 mm composto por cascalho e areia bem graduados.

Figura 16: Seção típica e dispositivos usados na Instrumentação da via FAST

Fonte: Adaptado de Selig e Waters (1994)

Os resultados medidos após a construção consideraram um tráfego acumulado de 1.558 GN (175 milhões de toneladas brutas – MGT) tendo sido feitas, posteriormente, outras medições em intervalos de tráfego de 300 MGT (2670 GN). As Figuras 17 (a) e (b) mostram a resposta resiliente da via com valores médios de deformações medidas no topo do lastro e de tensões no topo do subleito, respectivamente, considerando dois tipos de dormentes (concreto e madeira) em segmentos novos.

Figuras 17: (a) Deformação no topo do lastro e (b) tensão no topo do subleito

Fonte: Adaptado de Selig & Waters (1994)

As deformações medidas no topo do lastro com o dormente de concreto foram bem menores em relação ao de madeira. Os autores atribuem essa diferença aos efeitos de assentamento do dormente de madeira no segmento. Ainda, relatam que qualquer dormente quando está sem carregamento na via pode levantar (comportamento que pode ser associado ao de uma mola), ocasionando um espaçamento entre o dormente e o lastro, conduzindo a uma deformação aparente no lastro sob a carga de roda.

Já as medições de tensão resiliente no topo do subleito no segmento com dormente de concreto foram mais elevadas que os segmentos com dormente de madeira. Esse tipo de resposta é oposta aos resultados das deformações em ambos dormentes, denotando a influência de um tipo em relação ao outro. As elevadas deformações no dormente de madeira, minimizaram as tensões no topo do subleito, enquanto que as baixas deformações no dormente de concreto, contribuíram para o aumento das tensões.

Ainda no segmento com dormente de madeira, mostrado na Figura 18 tem-se a contribuição de cada componente (lastro, sublastro e subleito) no deslocamento total, considerando um tráfego de até 25 MGT (milhões de toneladas brutas). Esse resultado também chama atenção, pelo fato do subleito apresentar deslocamento superior ao sublastro.

Figura 18: Contribuição de cada componente da via no deslocamento total

Fonte: Adaptado de Selig e Water (1994)

Anderson e Rose (2008) realizaram estudos em linhas de carga pesada entre Cincinnati (Ohio) e Atlanta (Georgia), e na linha de carga pesada do TTCI

(*Transportation Technology Test Center*), mesmo local de testes FAST descrito por Selig e Waters (1994). Nessa linha foram testados dois segmentos do pavimento ferroviário construídos com uma camada de mistura asfáltica, aplicada em diferentes espessuras (100 mm e 200 mm), e um segmento de controle, composto somente por material granular com 450 mm de espessura. Esses autores usaram LVDTs, posicionando-os na base do trilho para medir as deflexões sob cargas dinâmicas ocorridas com a passagem dos trens (carga por eixo de 40 toneladas). A Figuras 19 mostra os resultados do módulo de via e da tensão no subleito.

Figuras 19: (a) Módulo de via e (b) tensão no subleito

Fonte: Adaptado de Anderson e Rose (2008)

Observando somente o material granular avaliado por esses autores, os valores de módulo de via estão abaixo dos encontrados por Zarembski e Choros (1979), enquanto que o valor da tensão no subleito está próximo do valor descrito por Selig e Waters (1994) para o dormente de concreto e carga de roda de 150 kN. É claro, que essas diferenças podem ser atribuídas as características de materiais usados em cada teste, espessuras de camadas, carga de roda, dentre outros.

Já em estudos desenvolvidos por Priest e Powrie (2009), há a proposição de cálculo do módulo dinâmico de via a partir de medidas de deslocamentos com geofones fixados próximos à borda de oito dormentes, mantendo a tráfegabilidade normal da ferrovia. Neste trabalho o cálculo foi realizado por dois métodos, a saber: i) *displacement basin test* (DBT), onde o deslocamento total dos dormentes é obtido através de uma análise de vários pontos em um determinado instante de tempo, a partir de uma carga pontual aplicada; e (ii) *beam on an elastic foundation* (BOEF),

onde se propõe uma alteração na metodologia que considera a via como uma viga contínua sobre apoios elásticos.

As Figuras 20 (a) e (b) mostram os valores dos deslocamentos medidos nos dormentes e o sinal registrado em dois deles, respectivamente, pela passagem de um trem Classe 373 *Eurostar*, a uma velocidade de 260 km/h e carga por eixo de 17 toneladas (média).

Figuras 20: (a) Deslocamento nos dormentes e (b) sinal registrado

Fonte: Adaptado de Priest e Powrie (2009)

Nesse estudo, os deslocamentos obtidos na borda dos oito dormentes foram muito baixos, houve uma pequena variação, no dormente 6 foi de 0,506 mm, e os valores de módulo de via calculado para o mesmo pelos métodos BOEF e DBT, foram de 207 MN/m/m e 121 MN/m/m, respectivamente, mostrando que há uma diferença significativa em empregar um ou outro método. Ao comparar os resultados de deslocamento e módulo de via com os obtidos nos estudos apresentados anteriormente, divergem significativamente.

Com o objetivo de entender o mecanismo tensão-deformação na via Indraratna *et al.* (2011) conduziram ensaios “in situ”, em um segmento de 60 m com espessura de lastro de 300 mm e sublastro de 150 mm, dividido em quatro seções de 15 m (compostas por lastro reciclado; lastro reciclado e geocomposto; lastro novo e geocomposto; e lastro novo) de uma ferrovia na cidade de Bulli (Austrália). Para tanto, instrumentaram esses segmentos com células de pressão, transdutores de deslocamentos (posicionados horizontalmente) e *settlement pegs* (hastes metálicas posicionadas na camada de modo vertical e transversal) para medir tensão,

deslocamentos verticais e deslocamentos transversais, respectivamente, ocasionados pela passagem de trens, tanto de passageiros quanto de carga, conforme mostram as Figuras 21 (a) e (b).

Figuras 21: (a) Seções e (b) detalhe de posicionamento dos *settlement pegs* na via

(a)

(b)

Fonte: Adaptado de Indraratna et al. (2011)

As Figuras 22 (a) e (b) mostram os resultados das medições realizadas por meio das células de pressão posicionadas verticalmente e horizontalmente, sob o trilho e na borda do dormente, com a passagem de um trem de passageiros a 60 km/h (20,5 t/ eixo), e um trem de carga com carvão, em que os vagões pesavam 100 toneladas (25 t/ eixo).

Observa-se que a tensão horizontal é menor na borda do dormente que sob o trilho, aumentando com o carregamento (valores entre 25 e 50 kPa). Além disso, as tensões em todas as direções aumentam com o número de ciclos de carga e as tensões verticais diminuem significativamente com a profundidade. Ainda, comparando as tensões verticais sob o trilho e na borda do dormente ocasionadas nos dois tipos carregamento, nota-se que a tensão máxima registrada com a

passagem do trem de passageiro na borda do dormente foi um pouco menor que sob o trilho, sendo que o inverso aconteceu com a passagem do trem de carga.

Figuras 22: (a) Trem de passageiro, 20,5 t/eixo e (b) trem carregado com carvão 25 t/eixo

(a)

(b)

Fonte: Adaptado de Indraratna et al. (2011)

As Figuras 23 (a) e (b) mostram os resultados das deformações verticais medidas sob o trilho e na borda do dormente, em função do tempo e do número de ciclos, na seção com lastro novo e lastro reciclado, respectivamente. Observa-se que os deslocamentos verticais não são lineares sob carga cíclica e que ocorre um aumento

rápido durante os primeiros 120.000 ciclos de carga, além desses ciclos as deformações mostram um aumento marginal.

Figuras 23: Deformações verticais no (a) lastro novo e (b) reciclado

(a)

(b)

Fonte: Adaptado de Indraratna et al. (2011)

Tanto no lastro novo, quanto no lastro reciclado, os deslocamentos verticais na borda do dormente foram superiores aos medidos sob o trilho. Esses resultados não estão de acordo com a carga solicitante, pois o ponto em que as tensões são mais elevadas é subjacente ao trilho e, conseqüentemente, os deslocamentos também seriam mais elevados, em relação à borda do dormente (região menos solicitada

pela carga). Indraratna *et al.* (2011) atribuíram essa diferença à restrição lateral reduzida na borda do dormente.

Para validar um modelo de comportamento do lastro ferroviário desenvolvido na Universidade de Illinois, que tem como base o método dos elementos discretos (DEM), Tutumluer *et al.* (2011) realizaram testes em campo na pista da FAST em Pueblo (Colorado), mesmo local usado por outros pesquisadores citados anteriormente, com a solicitação de carga de 39 t/eixo, em que se instalaram dispositivos em quatro seções (nomeadas de RR 1 a RR 4) para medir deslocamentos verticais no lastro e topo do subleito. As Figuras 24 (a) e (b) mostram os *settlement plate* posicionados durante a construção e os resultados de deslocamentos médios com o lastro e o subleito.

Esses dados indicam que no deslocamento total medido nas quatro seções há contribuição significativa da camada de lastro, enquanto que o subleito representa cerca de 10%. Vale ressaltar, que os deslocamentos no lastro estão um pouco elevados, comparados ao limite estabelecidos pela AREMA (2013), de 6,35 mm, para uma via com fundação elástica.

Figuras 24: (a) Posicionamento dos *settlement plate* e (b) resultados de deslocamento médio

(a)

(b)

Fonte: Tutumluer et al. (2011)

A colmatagem e/ou contaminação do lastro é um fator preponderante na alteração do comportamento mecânico da via permanente e, conseqüentemente, do módulo de via. Para avaliar esses efeitos em campo, Zakeri e Abbasi (2012) realizaram estudos em cinco segmentos de uma ferrovia em uma região arenosa no deserto do Irã, sendo quatro com diferentes porcentagens de contaminação e uma não

contaminada (seção de controle). Usaram LVDTs instalados na borda de vários dormentes adjacentes, de modo a medir a deflexão vertical da via em um certo intervalo de tempo. Esses autores utilizaram dois tipos de carregamento, por meio de trens com carga dinâmica elevada (19,8 t/eixo) e baixa (2,0 t/eixo), trafegando a uma velocidade de aproximadamente 15 km/h. A Figura 25 mostra os resultados do módulo de via obtidos em locais com diferentes porcentagens de contaminação.

Figura 25: Módulo de via em função da porcentagem de contaminação

Fonte: Adaptado de Zakeri e Abbasi (2012)

Dentre os estudos realizados no Brasil para determinação do módulo de via em campo, merecem destaque os trabalhos desenvolvidos nas linhas da FLUMITRENS no Rio de Janeiro. Cuconato (1998) montou um dispositivo para medição dos deslocamentos verticais e, posteriormente, Muniz da Silva (2002) e Spada (2003) usaram a viga Benkelman para medição das deflexões geradas pelo carregamento com a passagem de um vagão de teste, em diferentes segmentos e condições de lastro. Além disso, também se destacam os estudos realizados por Fernandes (2005) na Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM), ao medir as deflexões geradas, igualmente usando a viga Benkelman.

Ainda, quanto a medições deslocamento, Vizcarra (2015) avaliou em laboratório o efeito da granulometria no comportamento de lastro ferroviário, usando um equipamento triaxial prismoidal cíclico na Universidade de Wollongong (Austrália). Para tanto, usou lastro de basalto latito, composto por duas amostras designadas de graduação A ($C_u = 2,31$) e B ($C_u = 1,52$), preparadas segundo recomendações de Indraratna *et al.* (2004) e NBR 5564 (2012), respectivamente, com aplicação de

carga máxima de 61,38 kN (considerou $\sigma_1 = 450$ kPa). As Figuras 26 (a) e (b), mostram respectivamente, detalhes dos LVDTs posicionados no dormente e resultados de deslocamentos nas graduações A e B na frequência de 15 Hertz (que simula a velocidade de um trem a 110 km/h).

Figuras 26: (a) Detalhe dos LVDTs posicionados no dormente e (b) deslocamentos das graduações A e B

Fonte: Vizcarra (2015)

Vale ressaltar que nos estudos realizados por Muniz da Silva (2002) para determinação do módulo de via, as diferentes condições de lastro foram ensaiadas “in situ” sob carregamento estático (carga por eixo de aproximadamente 200 kN), usando como metodologia de cálculo do módulo de via, o modelo da eq.([15]) desenvolvido por Talbot (1918). Os resultados mostraram que nos trechos considerados de boa condição estrutural, os valores de módulo de via de assentamento ficaram entre 6,7 MPa e 63,4 MPa.

2.3.3 MÉTODOS DE CÁLCULO DO MÓDULO DE VIA

Kerr (1983) propôs um método analítico para determinação do módulo de via (representado por k ao invés de u), em que as deflexões no trilho podem ser obtidas da carga imposta por rodas de veículos de passageiros, veículos de carga ou de locomotivas. Para demonstrar o método, considerou um veículo com dois eixos por truque, e a expressão analítica da deflexão no trilho obtida a partir da roda esquerda do primeiro truque por superposição das demais rodas, usando a eq.[13] (de acordo

como Talbot), sendo que essa atualmente é a recomendada pela AREMA (2013) para cálculo do módulo de via.

É importante ressaltar que Kerr (1983), ao adotar diferentes modelos de trilhos (100 RE, 119 RE e 140 RE), e assumir que k é igual à relação entre a carga (P) de roda e a deflexão vertical (W_m), se refere à rigidez da via. Os resultados desse estudo são mostrados na Figura 27 e, atualmente, são recomendados pela AREMA (2013), através do diagrama mestre para determinação do módulo de via (neste caso denominado de k). Cabe mencionar que o método aplica-se também a veículos com três eixos por trave.

Figura 27: Diagrama mestre para determinação de k

Fonte: Adaptado de Kerr (1983)

Selig e Li (1994) esclarecem as diferenças entre k e u . Os autores relatam que o módulo de via k inclui os efeitos do trilho, i.e. módulo de elasticidade (E) e momento de inércia (I), enquanto que o módulo de via u representa os demais componentes da superestrutura (fixações e dormentes) e da subestrutura (lastro, sublastro e subleito). Ainda, esses autores com uso modelo computacional, relatam que o fator mais importante que influencia o módulo de via ou de rigidez, é a condição do subleito (representado pelo módulo de resiliência).

Segundo Selig e Waters (1994), o método proposto por Kerr (1983) é prático para aplicação de carga, mas a interpretação de dados se baseia na análise que envolve a superposição de uma carga de roda. Apontam desvantagens, pois o mesmo faz referência à deflexão gerada pelo veículo carregado e descarregado, incorporando o “gap” (espaço vazio entre a base do dormente e o topo do lastro) entre essas deflexões.

Raymond (1985) fez uma análise para determinação do módulo de via, através dos efeitos de superposição de rodas ou eixos, em que verificou os efeitos da variação do módulo de via na deflexão máxima. Para tanto, usou carregamento estático de 294 kN/eixo, trilho com 68 kg/m e dormente de madeira. Nas conclusões do estudo sugeriu uma faixa de módulo de via que se situa entre 35 a 70 MN/m² (35 a 70 MPa) e, ao avaliar o gráfico com essa faixa, observa-se que as deflexões estão um pouco acima de 1 mm e abaixo de 3 mm. Outro aspecto importante desse estudo são as tensões encontradas abaixo da base do dormente com a profundidade, para diferentes espaçamentos entre dormente, onde, por exemplo, no caso de 610 mm, as tensões ficaram abaixo de 300 kPa, diminuindo à medida que se aumentou a profundidade.

Cai, Raymond e Bathurst (1994) desenvolveram um outro método para cálculo do módulo de via, usando modelos que consideram as propriedades elásticas da fundação. Os exemplos numéricos demonstraram que o módulo de via aumenta de maneira mais significativa com o dormente de concreto ao se elevar a rigidez do lastro/subleito, em comparação com uma via com dormente de madeira. Nesse caso, denotaram a importância do uso de *pads* em dormentes de concreto.

No decorrer do desenvolvimento da presente pesquisa, diversos métodos de análise da via permanente foram avaliados e, devido à simplificação, ampla aplicação e, atual recomendação pela AREMA (2013), concluiu-se que a abordagem que se vale de apoios contínuos e elásticos sob o trilho é a mais adequada. Dentro deste contexto, tem-se o método desenvolvido por Talbot (AREA, 1918), que representa o comportamento da via em função de um carregamento, conforme eq.[10], onde a força é proporcional à deflexão.

$$p = - uy$$

[10]

Onde:

p = força por unidade de comprimento (kN/m);

u = módulo de via (kPa);

y = deflexão da via (m).

Por outro lado, tem-se a equação diferencial [11] que tem como base a hipótese fundamental de Winkler (viga sobre apoio elástico), na qual deve-se utilizar a expressão [12]:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + uy = 0 \quad [11]$$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -uy \quad (12)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade do trilho (kPa).

I = momento de inércia do trilho (m^4).

A solução da equação [12], considerando a deflexão do trilho a qualquer distância ao longo do trilho, a partir de um carregamento simples é apresentada na equação [13]. A partir daí, as sucessivas derivações da equação da deflexão [13] fornecem a inclinação, o momento fletor no trilho [14], o cisalhamento e a intensidade do carregamento.

$$y(x) = \frac{P}{(64EIu^3)^{1/4}} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sen \lambda x) \quad [13]$$

$$M(x) = \frac{P}{4\lambda} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \sen \lambda x) \quad [14]$$

Onde:

P = carga da roda (kN);

$e = 2,7183$ (Neperiano);

$\lambda = \left(\frac{u}{4EI}\right)^{1/4}$ = fator de amortecimento;

x = distância para qualquer ponto, a partir do carregamento ao longo do trilho (m).

A deflexão máxima ocorre no ponto de aplicação do carregamento (debaixo da roda), onde $x = 0$. Substituindo $x = 0$ em [13], obtém-se a equação [15], de deflexão máxima (y_0):

$$y_0 = \frac{P}{(64EIu^3)^{1/4}} \quad [15]$$

O módulo de via (u) não pode ser determinado através de uma medida direta, entretanto, pode-se medir a deflexão e , substituindo-se esse valor na equação [15], obtém o módulo de via, conforme eq.[16]:

$$u = \frac{\left(\frac{P}{y_0}\right)^{4/3}}{(64EI)^{1/3}} \quad [16]$$

Na avaliação dos três diferentes métodos de cálculo do módulo de via vertical apresentados por Zarembski e Choros (1979) (citados anteriormente), esses autores chegaram à conclusão de que a proposição de Talbot (1918) se mostrou mais aplicável às medições obtidas em campo, requerendo um número mínimo de valores de deflexão da via. Entretanto, Read et. al. (1994) ao comparar o método de carga pontual com o da bacia de deflexão, relatam que os resultados obtidos por esse, provavelmente são mais precisos.

Ainda, segundo Selig e Waters (1994), o módulo de via deve ser calculado a partir de medições das deflexões impostas pelo carregamento no campo, existindo basicamente três meios de se calcular a partir de dados experimentais, os quais são: i) ensaio de carga pontual (eq.[16]); ii) ensaio da bacia de deflexão (eq.[17]); e iii) ensaio com veículos de cargas múltiplas (eq.[18]).

$$P = u \cdot A_y \quad [17]$$

Onde:

A_y = bacia de deflexão: diferença entre duas deflexões geradas por carregamento leve e pesado (m). Esse método de cálculo é exemplificado por Hay (1982), para um veículo truque de dois eixos, carga de roda de 30.000 libras, distribuída em mais de onze dormentes e espaçamento entre dormentes de 21,3 polegadas, conforme mostra a Figura 28.

$$u = \sum P_i / a \sum_{i=1}^m y_i \quad [18]$$

Onde:

P_i = carga de cada eixo (KN);

a = espaçamento entre dormentes (m);

m = número de dormentes;

y_i = deflexão no trilho no iésimo dormente (m).

Figura 28: Área da bacia de deflexão gerada por veículo vazio e carregado

Fonte: Hay (1982)

Dentre os diferentes estudos apresentados anteriormente, para cálculo do módulo de via (u) dos segmentos da Estrada de Ferro Carajás na presente pesquisa foi adotada a eq.[16].

2.3.4 TENSÕES NA INTERFACE DORMENTE/LASTRO

Para um melhor entendimento das tensões que atuam na interface dormente/lastro, bem como na profundidade desse último, se faz necessário conhecer os esforços atuantes na subestrutura da via, sobretudo, de que forma as tensões são transmitidas de um componente para o outro. Para estimar as tensões transmitidas pelos trilhos aos dormentes, os estudos coordenados por Talbot (1918), e atualmente na AREMA (2013), basearam-se em soluções de uma viga com apoio contínuo e elástico, além das análises de Winkler de 1867. A resultante das forças que atuam nos dormentes é dada pela (eq.[19]), devendo-se considerar que a área de influência de cada dormente é dada pelo espaçamento (a) entre eles.

$$p = F = u \cdot y(x) \cdot s = \frac{\lambda \cdot \theta \cdot P_0 \cdot s}{2} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) \quad [19]$$

Onde:

F = força resultante que atua em um dormente, em que o centro de carga encontra-se a x metros do ponto de aplicação de carga (kN);

u = módulo de via (kPa);

$y(x)$ = deflexão vertical do eixo do trilho à distância x do ponto de aplicação da carga (m);

s = espaçamento entre dormentes (m);

λ = variável obtida pela raiz quarta do quociente da divisão do módulo de via por quatro vezes o módulo de elasticidade do trilho multiplicado pelo momento de inércia do trilho (m^{-1});

θ = coeficiente de impacto;

P_0 = carga vertical concentrada (kN); e

x = eixo de referência do trilho que se inicia no ponto de aplicação de carga (m).

Enquanto que Schramm (1961), para calcular as tensões na interface dormente/lastro propôs a eq.[20] e limites de ângulo de atrito, superior de 45° (com partículas graúdas, rugosas e lastro seco), e inferior de 33° (com partículas finas, lisas e lastro úmido).

$$q = \frac{1,5 \cdot F}{[3 \cdot (L - a) + b] \cdot h \cdot \operatorname{tg} \beta} \quad [20]$$

Onde:

F = força resultante que atua em um dormente, quilólibra (kp);

L = comprimento do dormente (cm);

a = distância entre centros dos trilhos (cm);

b = largura da base do dormente (cm);

h = espessura do lastro (cm);

β = ângulo de atrito do lastro (°).

Nos estudos realizados por Indraratna *et al.* (2011), já mencionado anteriormente, as tensões verticais máximas medidas sob o trilho (subjacente ao dormente), na ferrovia da cidade de Bulli (Austrália), foram comparadas com os resultados de modelos analíticos, além de estudos de campo e dados da literatura, conforme mostra a Figura 29.

Figura 29: Tensões verticais máximas

Fonte: Adaptado de Indraratna *et al.*, (2011)

Nessa pesquisa, as tensões na interface dormente/lastro foram determinadas a partir da força resultante que atua em um dormente (F), de acordo com a eq.[19]. Como área do dormente, considerou-se o recomendado pela AREMA (2013), assumindo que a distribuição de pressão é uniforme (Figura 30), $L_{eff} \cong L / 3$ e que a área efetiva de suporte do dormente é determinada pela eq.[21].

$$A_b = b \cdot L_{eff} = \frac{1}{3} \cdot (b \cdot L) \quad [21]$$

Onde:

A_b = área efetiva de suporte do dormente (m^2);

b = largura da base do dormente (m);

$L_{eff} \cong L / 3$;

L = comprimento do dormente (m).

Figura 30: Distribuição de pressão no dormente

Fonte: AREMA (2013)

Um outro meio usado para avaliar o comportamento mecânico da via permanente e da fundação é através de modelos de cálculo. Fortunato (2005) simulou o comportamento do conjunto por meio de um *software* de cálculo automático, que usa o método das diferenças finitas. Para tanto, considerou resultados obtidos em laboratório nos ensaios triaxiais de carga cíclica, em um fosso de grande escala que representa a subestrutura da via permanente, com a colocação de oito células para medir tensões vertical e horizontal em dois segmentos, um com agregados de calcário e o outro de granito, subjacentes a um lastro contaminado, nas espessuras de 0,15 m e 0,35 m (células para medir tensão vertical) e nas espessuras de 0,25 m e 0,50 m (células para medir tensão horizontal).

As Figura 31 (a) e (b) mostram, respectivamente, os resultados das tensões verticais e horizontais medidas e calculadas, com a aplicação de carga calculada a partir de uma tensão vertical (σ_v) de 250 kPa nos locais em que se posicionou as células, sobre as camadas de calcário e granito.

Figura 31: Tensão na camada de (a) calcário e (b) granito

Fonte: Fortunato (2005)

2.4 COLMATAÇÃO, CONTAMINAÇÃO E ÍNDICES DE AVALIAÇÃO DO LASTRO

A colmatação do lastro pode ocorrer basicamente por impacto, atrito, choque, fratura, e abrasão das partículas do lastro (durante a socaria ou ao longo da vida útil), enquanto que a contaminação pode ser por desgaste do dormente de concreto, infiltração de finos das camadas subjacentes (bombeamento de finos do sublastro ou subleito) ou ainda queda de materiais transportados na ferrovia (SELIG e WATERS, 1994).

Segundo Lundgren, Martin e Hay (1970), a degradação da via ocorre com o aumento das deflexões. Entretanto, como cada componente da superestrutura e da subestrutura possui diferentes mecanismos de desgaste, para Fortunato (2005) a degradação pode ser ocasionada por uma das seguintes alterações: perda de estabilidade, resiliência, e ocorrência de elevadas deformações permanentes no trilho.

Ainda, caso tais alterações transmitam tensões elevadas na interface dormente/lastro, pode gerar desgaste e/ou quebra de agregados, propicia a colmatação do lastro ferroviário. Além de que, a presença de material fino contribui significativamente para a alteração das características do lastro, acarreta em mudança da granulometria (reduzindo os vazios e comprometendo a capacidade drenante, além de interferir no imbricamento entre os grãos), bem como influencia a resposta resiliente da via (aumentando a rigidez e, por consequência, elevando os impactos dinâmicos entre a via e o veículo).

Em um determinado nível de concentração de finos com características plásticas na camada de lastro, há uma tendência de se formar uma “lama” em presença de umidade, causando lubrificação excessiva entre os agregados, reduzindo o ângulo de atrito (Indraratna *et al.*, 2011) e aumentando o deslizamento entre os grãos. Com a solicitação do tráfego podem ocorrer grandes deslocamentos na camada, elevando a chance de quebra dos agregados do lastro, podendo acarretar em diminuição de sua durabilidade. Por outro lado, caso os finos estejam secos e não sejam plásticos, estes podem aderir ao material graúdo, além de aderir entre si, criando uma espécie de “cimentação” entre os grãos, elevando a rigidez do lastro. Neste caso, pode-se ter a deterioração de componentes, tanto da superestrutura

quanto da subestrutura da via permanente, comprometendo a trafegabilidade e, principalmente, a segurança da ferrovia.

Segundo Selig e Waters (1994), um maior intervalo entre socaria para correções geométricas da via, pode contribuir no aumento da colmatação do lastro. Entretanto, esses mesmos autores afirmam que a socaria faz o rearranjo das partículas, deixando-as soltas e produzindo novos pontos de contato entre elas, causando aumento da quebra com a carga imposta pelo tráfego. Nesse processo o lastro é socado (através de vibração e impacto), e os agregados preenchem os espaços vazios sob o dormente, objetivando uma maior densificação para aumentar as condições de apoio.

Índices de avaliação do lastro

O grau de colmatação do lastro ferroviário pode ser quantificado por meio do *Fouling Index* (FI) proposto por Selig e Waters (1994). Para definição deste parâmetro, os autores se basearam em classificações representativas de lastro limpo até altamente colmatado, definindo categorias conforme apresentado na Tabela 1. Para tanto, deve-se calcular o FI através da soma das porcentagens passantes nas peneiras de aberturas 4,75 mm e 0,075 mm.

Tabela 1: Classificação *Fouling Index*, segundo Selig e Waters (1994)

Categoria	FI (%)
Limpo	< 1
Moderadamente limpo	1 a < 10
Moderadamente colmatado	10 a < 20
Colmatado	20 a < 40
Altamente colmatado	≥ 40

Segundo Esveld (2001), torna-se necessária a limpeza do lastro quando este contém mais de 30% (em massa) de partículas menores que 22 mm, sendo absolutamente imprescindível tal limpeza quando há mais do que 40% (em massa) de colmatação.

Outro parâmetro que pode ser utilizado na avaliação da colmatação do lastro, sendo este associado ao aspecto granulométrico, é o Coeficiente de Uniformidade (*Cu*), ou

Coeficiente de não uniformidade (*CNU*) de acordo com Pinto (2006), que corresponde à relação entre os diâmetros de peneiras em que passam, respectivamente, 60% e 10% dos agregados (d_{60}/d_{10}). Indraratna *et al.* (2011) citam que as especificações de lastro de diferentes países normalmente utilizam um intervalo de *Cu* entre aproximadamente 1,5 e 3,0.

Estes mesmos autores estudaram o efeito da quebra em diferentes graduações de agregados classificadas como muito uniforme ($Cu = 1,39$), uniforme ($Cu = 1,72$), *gap graded* ($Cu = 1,68$) e moderada ($Cu = 2,03$), conforme apontado na Figura 32. Observou-se que, com exceção da graduação *gap graded*, a quebra do lastro diminuiu com o aumento do valor de *Cu* (mesmo em pequena escala) e, considerando ainda a suscetibilidade à deformação, a graduação moderada se mostrou bastante superior à uniforme (que é a mais utilizada nas especificações de lastro atualmente). Os pesquisadores concluíram que os lastros uniformemente graduados sofrem maiores deslocamentos e são mais vulneráveis à quebra, em comparação com lastros bem graduados.

Figura 32: – Efeito da graduação na quebra dos agregados de lastro

Fonte: retirado e modificado de Indraratna *et al.* (2011)

Além disso, Indraratna *et al.* (2011) apontam que em diversos estudos as graduações com *Cu* acima de 2,2 diminuem o grau de quebra. Do ponto de vista de drenagem, estas graduações têm permeabilidade suficiente para a subestrutura da via permanente, enquanto seu lastro estiver livre de finos e o sistema de drenagem

estiver funcionando apropriadamente. Estes estudos demonstram a necessidade de se ter um balanço razoável entre maior resistência do lastro e boa drenagem, em termos de granulometria, recomendando uma nova faixa granulométrica para o lastro com *Cu* na ordem de 2,3 a 2,6.

Muniz da Silva (2001), em sua pesquisa nas dezoito seções consideradas representativas da malha da FLUMITRENS, realizou ensaios de caracterização do material de lastro coletado em campo, obtendo diversos parâmetros, destacando-se aqui o *Fouling Index* e o *Cu*. A análise resumida de resultados mostrou que através do índice de contaminação, 57% e 20% das amostras foram classificadas como contaminadas e altamente contaminadas, respectivamente. E que 76% das amostras ficaram com coeficiente de uniformidade (*Cu ou CNU*) acima do limite de contaminação estabelecido por Reinschmidt *et al.* (1989), de 36 (valor em que o lastro está com vazios totalmente preenchidos por finos, e acima do mesmo acarreta em um acentuado decréscimo de estabilidade, em virtude dos finos passarem a comandar o comportamento tensão-deformação).

3 PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS E RESULTADOS

Para se atingir o objetivo proposto se fez necessária a realização das atividades (I a V) estruturadas em nove etapas, a saber:

Atividade 1: Desenvolvimento tecnológico

- ✓ Compreende a Etapa 1, em que se desenvolveu o projeto do dispositivo de medição de deslocamentos “in situ”, com a produção das peças, se realizou a montagem, se calibrou os LVDTs, e se verificou o funcionamento de todo o conjunto no sistema de aquisição para captação do sinal e análise de dados.

Atividade 2: Trabalhos “in situ” (compreende as Etapas 2 a 6)

A Tabela 2 apresenta a localização dos trechos na EFC, as condições do segmento e as atividades “in situ” realizadas para esta pesquisa. No total foram feitas 4 campanhas de medições, nos diferentes pontos, cujas seções foram denominadas de **A'**, **A**, **B** e **C**, conforme indicado na Tabela 2. Nas operações de manutenção na Vale, quando se pretende não substituir o material de lastro como um todo, faz-se o que se denomina de renovação, onde o lastro colmatado é desguarnecido, passa por um processo de retirada das partículas menores que 22,5 mm por peneiramento e retorna à via, sendo a camada complementada com lastro novo.

- ✓ Na Etapa 2 definiu-se as seções da EFC onde se realizariam os estudos para avaliação da via permanente nas diferentes condições de lastro (novo, desguarnecido e colmatado), por meio da medição de deslocamentos verticais. Nessa mesma ocasião, amostrou-se materiais para ensaios laboratoriais de caracterização a serem realizados posteriormente (lastro e sublastro);
- ✓ Na Etapa 3 as camadas subjacentes ao lastro nas Seções B e C foram caracterizadas “in situ” com o DCP, além de terem sido posicionados *settlement pegs* nas interfaces lastro/lastro e lastro/sublastro, para verificar a contribuição dos materiais subjacentes ao lastro na deflexão total. Também, realizou-se a 1ª campanha de medições de deslocamentos com os LVDTs posicionados no patim do trilho e na borda do dormente, nas seções com lastro novo (Seção A) e colmatado (Seção A'), com o escopo de verificar a

viabilidade de uso do equipamento desenvolvido, e onde se obtinha o maior valor de deflexão máxima.

Tabela 2: Localização dos segmentos da EFC e atividades realizadas

Localização	Condição da via e do lastro	Atividades realizadas
Linha 1 Km384+177m Seção A'	Via não renovada e não desguarnecida Lastro colmatado	1ª campanha: medições de deslocamento vertical no patim do trilho e na borda do dormente
Linha 2 Km384+177m Seção A	Via de cruzamento, não remodelada Lastro novo	1ª campanha: medições de deslocamento vertical no patim do trilho e borda do dormente 2ª, 3ª e 4ª campanhas: medições de deslocamento vertical no patim do trilho
Linha 1 Km396+150m	Via não renovada e não desguarnecida Lastro colmatado	Amostragem de lastro colmatado antes do desguarnecimento e renovação
Linha 1 km404+ 516m	Via onde se descarregou lastro novo sobre o lastro desguarnecido Lastro novo e desguarnecido	Amostragem de lastro novo descarregado na via
Linha 1 km 407+485m Seção B	Via renovada e desguarnecida Lastro desguarnecido, com colocação de lastro novo (espessura composta por lastro novo desguarnecido)	Amostragem de lastro desguarnecido; amostragem de solo nas proximidades; ensaio de DCP no sublastro; e instalação de <i>settlement pegs</i> ; 2ª, 3ª e 4ª campanhas de medições de deslocamento vertical.
Linha 1 km409+931m Seção C	Via não renovada e não desguarnecida Lastro colmatado	Ensaio de DCP no sublastro; instalação de <i>settlement pegs</i> 2ª e 3ª campanhas: medições de deslocamento vertical

- ✓ Nas Etapas 4 a 6 realizou-se, respectivamente, a 2ª, 3ª e 4ª campanhas de medições de deslocamento, com LVDTs posicionados no patim do trilho e nos *settlement pegs* (nas seções B e C).

Atividade 3: Ensaio laboratoriais

- ✓ Na Etapa 7, foi feita a caracterização física do lastro nas diferentes condições amostradas “in situ”, de acordo com a ABNT NBR 5564 (2014) e especificação da AREMA (2013);

- ✓ No material de sublastro foi realizada a classificação através de metodologia expedita (MCT) e determinação do módulo de resiliência.

Atividade 4: Análise de dados “in situ”

- ✓ Na Etapa 8 foi efetuada a avaliação dos deslocamentos medidos nas seções com diferentes condições de lastro, em função da carga por eixo e solicitação do tráfego em milhões de toneladas brutas transportadas (MTBT); verificação da bacia de deflexão medida “in situ” com aquelas geradas por meio do modelo analítico; avaliação do módulo de via, das tensões na interface dormente-lastro e momento fletor no trilho, das tensões no topo do sublastro e subleito, e das deformações nas camadas de lastro;

Atividade 5: Análise geral de dados

- ✓ Na Etapa 9 realizou-se uma análise geral de dados, com o intuito de propor indicadores de avaliação estrutural do pavimento ferroviário.

Vale comentar que, para medir os deslocamentos ocasionados pelo material rodante na interface lastro-sublastro, adotou-se os mesmos procedimentos usados por Indraratna *et al.* (2011) e Tutumluer *et al.* (2011), ou seja, foram feitos com o uso de *settlement pegs*. Cabe ainda mencionar que as medidas de deslocamentos foram sempre efetuadas nos mesmos pontos em todas as campanhas.

A Figura 33 mostra o fluxograma dos procedimentos experimentais com base nas cinco atividades.

Figura 33: Fluxograma dos procedimentos experimentais

3.1 ATIVIDADE I: DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO

Diversos pesquisadores realizaram testes para análise de tensões e comportamento mecânico da via permanente, por meio do módulo de via (u), conforme descrito no item 2 (Revisão bibliográfica). Entretanto, cada estudo tem condição e parâmetros de via particularizados como: tipo de vagão, carga e velocidade empregadas nos testes; uso de diferentes dispositivos na medição da deflexão vertical, com posicionamento em locais distintos (alguns no patim do trilho, outros na borda do dormente, por exemplo); e metodologia específica de cálculo do módulo de via.

Nesse contexto, como forma de contribuir na avaliação da qualidade da via permanente e, principalmente, no avanço tecnológico do modal ferroviário brasileiro, no presente estudo foi desenvolvido um dispositivo para medições de deslocamento “in situ”, composto por LVDTs e sistema de aquisição (captação do sinal e análise de dados). Neste caso, os dados dos deslocamentos verticais ocasionados pela passagem do material rodante na via permanente em função da solicitação de carga (em MTBT) poderiam, posteriormente, ser usados no cálculo do módulo de via, de modo a obter a resposta mecânica nas seções propostas, e que representa a condição da via em diferentes momentos.

Para demonstrar sua viabilidade, o equipamento foi usado em medições de dois segmentos da Estrada de Ferro Carajás (EFC), em estruturas do pavimento com diferentes condições de lastro (novo, desguarnecido e colmatado) e de dormente (concreto e madeira). Considerou-se o carregamento de forma estática e também dinâmica, com os levantamentos sendo feitos sob tráfego de trens em duas velocidades distintas.

Um primeiro dispositivo de medição foi desenvolvido pelo Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Universidade de São Paulo (LTP-USP) no ano de 2012, tendo sido utilizado em um teste na EFVM (igualmente operada pela Vale S.A.), servindo para o entendimento da movimentação dinâmica causada pela passagem dos trens (MERHEB, 2014). Trata-se de um “braço” metálico em que há a instalação de sensor tipo LVDT em uma das extremidades, o qual fica apoiado no patim do trilho. O sensor, por sua vez, fica conectado a um sistema de aquisição de dados, que registra os deslocamentos.

Após um aprimoramento, já em 2014 foi desenvolvida a 2ª geração do dispositivo para medição de deslocamentos (DMD), objeto da presente pesquisa para estudos na Estrada de Ferro de Carajás (EFC). Neste caso, houve um aperfeiçoamento significativo em toda a estrutura, inclusive no que se refere ao comprimento total do braço (que deveria ser tal, que ficasse fora da área de atuação da carga ocasionada pela passagem do material rodante, para não interferir na leitura obtida). Para tanto, foram usados perfis de alumínio com elevada rigidez, visando estabilidade entre as hastes de sustentação do braço, principalmente nos pontos de fixação dos LVDTs, os quais poderiam ser instalados em até quatro posições do braço (por exemplo, um para medição de deslocamento transversal e outros três para medição de deslocamento vertical). As Figuras 34 (a) e (b) mostram, respectivamente, detalhes em planta e perfil do dispositivo e uma foto do mesmo.

Figuras 34: (a) Detalhes em planta e perfil do dispositivo móvel e (b) sua foto

(a)

(b)

Neste sistema, os LVDTs são posicionados nos locais onde se pretende obter as medidas de deslocamento e, em seguida, faz-se a ligação dos sensores ao sistema de aquisição de dados que, por sua vez, pode ser conectado a qualquer computador usando a interface de rede padrão com protocolo UDP/IP. O computador usado nas medições já deverá estar configurado com os *softwares* de aquisição (no caso, foi usado o AqDados) e de análise (AqDAnalysis), respectivamente para coleta (cuja frequência pode ser ajustada à velocidade de operação da via, na EFC ajustou-se em 100 Hz) e análise dos dados.

Vale ressaltar que o teste é realizado sem interrupção da operação da ferrovia, com o sistema registrando os deslocamentos à medida que cada eixo do trem passa pelo ponto onde está instalado o LVDT. Além disso, como o ensaio é feito sem que o trem esteja estacionado ou em velocidade extremamente baixa, por convenção na presente pesquisa chamou-se as medidas de dinâmicas. A Figura 35 mostra todo sistema instalado durante a medição de deslocamento (transversal e vertical) em um segmento da EFC.

Figura 35: Sistema instalado na medição de deslocamento na EFC

As vantagens desse dispositivo de medição são o baixo custo para montagem de todo o sistema, a possibilidade de uso em diferentes locais da via por este ser móvel, e a sua fácil instalação, além do fato de que os deslocamentos podem ser medidos mantendo a tráfegabilidade normal da ferrovia. Além de possibilitar verificar e comparar, através do histórico da composição, o impacto do carregamento por eixo de cada tipo de veículo na via permanente.

3.2 ATIVIDADE II: TRABALHOS “IN SITU”

A EFC foi inaugurada em 1985, atualmente conta com 892 km de extensão, mas vem sendo duplicada em toda a sua extensão. Ela atravessa diversos municípios e faz a ligação entre a maior mina a céu aberto do mundo, em Carajás (sudeste do Pará), ao terminal marítimo de Ponta da Madeira, em São Luís (Maranhão) (Vale, 2015). A EFC possui em toda a sua extensão bitola de 1600 mm, trilho TR-68, espaçamento entre dormentes de 610 mm, lastro composto de rocha britada e carga por eixo transportada de aproximadamente 32 toneladas (em 2015).

Devido à grande extensão da ferrovia, no planejamento dos trabalhos “in situ” desse estudo buscou-se definir segmentos que representassem a estrutura do pavimento em diferentes condições de lastro, tendo sido definidos três: novo, desguarnecido e colmatado. A título de informação, segundo a Vale, no trecho de lastro novo desta pesquisa foi executada uma camada de 300 mm de sublastro subjacente ao lastro. Além disso, também foi informado que no segmento de lastro colmatado, não foram feitas manutenções com desguarnecimento para limpeza de lastro desde a inauguração da ferrovia.

3.2.1 DEFINIÇÃO DOS SEGMENTOS NA EFC E AMOSTRAGEM DE MATERIAIS

Para definição dos segmentos usados nessa pesquisa buscou-se locais onde haviam sido programadas atividades de renovação entre os meses de outubro a dezembro de 2014, tendo sido escolhido um segmento entre as *housings*² 24-25 (EH 24-25)(Figura 36).

² Construções em alvenaria ao longo da ferrovia que servem para abrigar equipamentos elétricos.

Figura 36: Localização do segmento desse estudo na EFC

Fonte: Adaptado da Vale (2015)

Definiu-se o referido segmento para a realização das atividades “in situ” (amostragem de materiais, instalação de *settlement pegs* e campanhas de medições), em que se considerou um período de 17 meses, contemplando épocas secas (menor precipitação) e úmidas (maior precipitação), com base em dados históricos de chuvas. Entretanto, cabe mencionar que na região em estudo, de acordo com dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2013 a 2016) referentes à estação de medição A238 – Buriticupu (ANEXO B), observou-se baixa precipitação em dez/2014, pouca precipitação em abr/2015, baixa precipitação em dez/2015 e pouca precipitação em mai/2016.

Para a amostragem de materiais próxima à seção B, inicialmente realizou-se a abertura de cava com a retirada de todo o lastro do ombro. Após inspeção e análise visual, observou-se que não havia distinção entre as camadas granulares (lastro e sublastro), e que não existia acúmulo de água no solo. A espessura medida na camada de lastro foi de aproximadamente 520 mm (Figura 37).

Figura 37: Abertura de cava e espessura de lastro

Nesse contexto, para a presente pesquisa foi feita a amostragem de diferentes materiais “in situ”, para que estes pudessem ser caracterizados posteriormente em laboratório. Assim, quanto ao lastro, este foi coletado sob três condições em diferentes trechos da via: i) lastro antes do desguarnecimento (colmatado); ii) lastro após o desguarnecimento e renovação (lastro antigo); e iii) somente lastro novo. Cabe mencionar que nas três condições a amostragem de lastro foi realizada de acordo com as recomendações das normas ABNT NBR 5564:2014 e ASTM D75/75M - 14.

Amostragem de lastro em diferentes condições

(i) lastro colmatado

O lastro colmatado foi amostrado antes da operação de desguarnecimento, tendo sido objeto do estudo com o objetivo de se conhecer a fração contaminante presente, além de se possibilitar a determinação do seu grau de colmatação.

Na coleta seguiu-se o mesmo procedimento adotado por Costa *et al.* (2014) na coleta de lastro contaminado durante uma operação de desguarnecimento na EFVM. Dessa forma, previamente a amostragem de lastro, selecionou-se uma área envolvendo três dormentes, selecionando o do meio para retirada do material, a composição de agregados do “ombro” foi retirada até o nível da plataforma, e descartada, para então iniciar a coleta de lastro. A retirada de agregados foi realizada em três pontos sob o dormente definido, até a profundidade da plataforma, sendo dois deles na zona de socaria (na região dos trilhos) e outro no eixo da via. As etapas de amostragem são mostradas nas Figuras 38 (a) e (b).

Figuras 38: (a) Material do ombro retirado e descartado e (b) Pontos de retirada dos agregados

(ii) lastro desguarnecido

O lastro da condição desguarnecido (material este já submetido às ações de intempéries e solicitações de carga impostas pelo material rodante) também foi amostrado com o objetivo de caracterizá-lo posteriormente em laboratório, principalmente para verificar sua granulometria e forma das partículas.

(iii) lastro novo

Por fim, o lastro novo (que tinha acabado de ser colocado na via) foi amostrado em diferentes pontos entre dormentes, para ser posteriormente caracterizado em

laboratório, com o objetivo de verificar se o mesmo atendia aos requisitos que constam na especificação da Vale.

As Figuras 39 (a), (b) e (c), mostram, respectivamente, aspectos das seções em que os lastros foram amostrados na condição de colmatado, desguarnecido e novo.

Figuras 39: Aspecto das seções quando da amostragem de lastros (a) colmatado, (b) desguarnecido e (c) novo

(a)

(b)

(c)

3.2.2 1ª CAMPANHA

Para verificar a viabilidade do dispositivo de medição foram realizadas as primeiras medidas de deslocamentos verticais em novembro de 2014 (primeira campanha). Os segmentos em que foram realizados os levantamentos localizavam-se no km 386 + 177, próximo ao pátio da Vale, na cidade de Nova Vida (entre os municípios de Bom Jesus das Selvas e Buriticupu, no Maranhão). Na ocasião foram feitas medidas nas duas linhas férreas do local, sendo que estas apresentavam características distintas, a saber: i) linha antiga, com dormente de madeira e lastro colmatado; e ii) linha nova, com dormente de concreto e lastro novo.

Os testes iniciais de medições de deslocamentos contaram com a passagem de vagões descarregados (que no estudo foram consideradas como baixa solicitação de carga) e carregados (alta solicitação de carga), a saber: i) teste dinâmico em baixa velocidade no lastro colmatado; ii) teste dinâmico em alta velocidade no lastro colmatado; e iii) teste dinâmico em baixa velocidade no lastro novo.

i) Teste no lastro colmatado

O teste no local com lastro colmatado e dormente de madeira foi realizado com o vagão tipo *hopper* fechado (HFT), usado de forma corrente no transporte de grãos, farelo e fertilizantes. Este vagão possui peso médio vazio de 32 t, capacidade de carga de 98 t, comprimento de 14.960 mm entre o centro dos truques de um vagão e de 1.828 mm entre os eixos de um mesmo truque.

Nesse ensaio todos os vagões estavam vazios (carga de 8 t/eixo) e, excepcionalmente neste teste, os veículos foram reduzindo a velocidade até permanecerem parados próximos no ponto onde estava o dispositivo de medição, com os LVDTs posicionados no patim do trilho (região mais solicitada pelo carregamento) e na borda do dormente (região menos solicitada pelo carregamento), conforme mostra a Figura 40. Esta medição foi feita em dois momentos: (i) com os veículos (locomotivas e vagões) reduzindo a velocidade; e (ii) com a composição saindo da condição estática para dinâmica a uma velocidade de 2,5 km/h. No Apêndice A (i) é mostrado todo o sinal registrado.

Figura 40: Passagem dos truques entre vagões no ponto de medição

Os resultados das medições realizadas neste item são mostrados nas Figuras 41 (a) registro inicial com os veículos (locomotivas e vagões) reduzindo a velocidade e (b) registro do vagão saindo da condição estática para dinâmica. Os valores médios entre as amplitudes máximas de deslocamento medidas no patim do trilho e na borda do dormente foram de 2,10 mm e 1,07 mm, respectivamente.

Figuras 41: Lastro colmatado e vagão vazio, (a) sob velocidade reduzida e (b) sob condição estática caminhando para dinâmica

(a)

(b)

Outro teste foi ainda realizado no mesmo ponto do teste anterior, desta vez com a composição em velocidade operacional normal (da ordem de 60 km/h), onde se manteve o dispositivo, registrando-se os deslocamentos ocasionados pela passagem de um trem carregado com minério de ferro. Este era composto por 334 vagões tipo GDT (distância de 5.410 mm entre o centro dos truques de um vagão e de 1.828 mm entre os eixos de um mesmo truque). A carga de cada vagão foi obtida por meio do histórico da composição fornecido pela Vale, em que o valor médio foi de 31,6 t/eixo. A Figura 42 mostra o início e fim do sinal registrado pelos LVDTs no patim do trilho e na borda do dormente.

Figura 42: Sinal registrado pela passagem de um trem carregado com 334 vagões

Os resultados das medições dinâmicas com vagões carregados GDT são mostrados nas Figuras 43; onde tem-se em (a) registro do sinal no patim do trilho e na base do dormente das locomotivas 1 e 2 e de onze vagões, e em (b) ampliação do sinal do primeiro e segundo vagões, no Apêndice A (ii) é mostrado todo o sinal com a identificação do número da locomotiva na composição do veículo entre os vagões, além da ampliação dos primeiros sinais registrados. Os valores médios entre as amplitudes máximas de deslocamentos medidas no patim do trilho e na borda do dormente foram de 3,50 mm e 1,18 mm, respectivamente. Vale ressaltar, que o pico de deslocamento observado entre os vagões 6 e 7 é causado pelo impacto da roda, indicando algum tipo de defeito.

Figuras 43: Lastro colmatado e vagão carregado, onde (a) sinal no patim do trilho e na base do dormente das locomotivas 1 e 2 e de onze vagões; (b) sinal ampliado dos vagões 1 e 2

Já se esperava que, ao aumentar a velocidade dos vagões carregados, as solicitações impostas por eles à via ocasionariam deslocamentos mais elevados, quando comparados com a situação de vagões vazios mencionada previamente, o que é perceptível nas figuras mostradas anteriormente. Ainda, observa-se que o aumento da velocidade faz com que os componentes (trilhos, dormentes, lastro, subleito) subjacentes ao impacto dos eixos de cada vagão se mantenham solicitados o tempo inteiro pela carga da roda, tendo somente um pequeno alívio de deslocamento no vão entre os eixos internos do vagão, intensificando-se entre os truques de dois vagões em sequência.

Entretanto, a mesma afirmação não é válida para o carregamento em velocidade reduzida (Figuras 41), onde o alívio de deslocamento no vão entre eixos internos do

vagão é maior e, além disso, a carga das rodas entre truques de dois vagões subseqüentes geram praticamente as mesmas amplitudes de deslocamentos, mostrando que o impacto da carga na via permanente se deve à somatória desse conjunto.

iii) Teste no lastro novo

No teste em local com lastro novo e dormente de concreto, as medições de deslocamentos foram realizadas com a passagem de veículos vazios (carga de 5,75 t/eixo), compostos por vagões tipo GDU (distância de 5.410 mm entre o centro dos truques de um vagão e de 1.828 mm entre os eixos de um mesmo truque), que são usados no transporte de minério de ferro. Esse modelo possui peso médio vazio de 23 t e capacidade de carga de 127 t.

A intenção era também realizar medições com o veículo carregado com minério de ferro (para comparação com a situação anterior), entretanto, por questões logísticas não foi possível seguir com o planejado. Neste caso, só foi possível fazer o levantamento com a passagem de um trem carregado com outros materiais (concentrado de cobre, ferro gusa e brita), composto por 164 vagões, sendo o modelo tipo GQT (distância de 6.540 mm entre o centro dos truques de um vagão e de 1.828 mm entre os eixos de um mesmo truque), transportando concentrado de cobre, com carregamento médio de 28,1 t/eixo. A Figura 44 mostra o dispositivo de medição com a passagem do trem e detalhe de posicionamento dos LVDTs.

Figura 44: (a) dispositivo de medição e (b) detalhe de posicionamento dos LVDTs

(a)

(b)

Na condição de lastro novo e dormente de concreto, pelo fato das amplitudes de deslocamentos terem sido muito parecidas em cada condição e modelo de vagão, é mostrado na Figura 45 os resultados das medições dinâmicas realizadas com a passagem de vagões GDU vazios a 20 km/h e vagões GQT carregados a 33 km/h, além da comparação entre deslocamentos no patim do trilho e borda do dormente. No Apêndice A (iii) é mostrado o início do sinal medido com os dois modelos de vagão.

Figura 45: Sinal no lastro novo com vagão vazio (GDU), vagão carregado (GQT) e comparação entre vagões

À medida que a via foi solicitada pela carga dos vagões vazios, os valores médios de amplitudes máximas de deslocamentos gerados no patim do trilho e na base do dormente foram muito parecidas, da ordem de 0,37 mm em ambos. Já com a carga dos vagões carregados, os valores médios entre as amplitudes máximas de deslocamentos medidas no patim do trilho e na borda do dormente foram de 1,57 mm e 1,25 mm, respectivamente. Ao comparar ambos os carregamentos solicitando a via com diferentes velocidades fica evidente a diferença que há entre os valores médios de amplitudes de deslocamentos gerados no patim do trilho, entretanto, o mais importante a se notar aqui, é que ao aumentar a velocidade, há diminuição do repouso entre truques, aumentando o impacto gerado por cada roda na via.

A Tabela 3 apresenta um resumo dos resultados obtidos com as medições realizadas no patim do trilho e na borda do dormente na 1ª campanha de medições.

Tabela 3: Resultados de deslocamentos da 1ª campanha de medições

Condição de lastro	Condição de precipitação	Tipo de dormente	Velocidade / tipo de vagão	Carga por eixo (t)	Deslocamento (mm)	
					Patim do trilho	Borda do dormente
Colmatado	Menor (dezembro)	Madeira	Reduzida / HFT (descarregado)	8,0	2,10	1,07
			Normal / GDT (carregado)	31,6	3,50	1,18
Novo		Concreto	Reduzida / GDU (descarregado)	5,8	0,37	0,37
			Reduzida / GQT (carregado)	28,1	1,57	1,25

Comentários

O dispositivo de medição desenvolvido possibilitou a leitura dos deslocamentos verticais no patim do trilho e na borda do dormente com a passagem de vagões vazios e carregados. A forma de sinal registrado demonstra a validade dos deslocamentos, pois confere com os de estudos apresentados por Talbot (1918), Kerr (1977), Selig e Waters (1994), Anderson e Rose (2008), Priest e Powrie (2009) e Indraratna *et al.* (2011).

Também se verificou que os LVDTs posicionados no patim do trilho e na borda do dormente levaram a amplitudes diferentes de deslocamentos, aumentando significativamente quando o lastro se encontra colmatado. Cabe mencionar aqui que, essa diferença pode ter influencia do tipo de dormente (madeira e concreto) avaliado em cada condição de lastro.

Portanto, para cálculo do módulo de via e demais parâmetros nesse estudo, considerou-se os deslocamentos medidos no patim do trilho, uma vez que as medidas feitas na borda do dormente estão sujeitas a um possível levantamento que este pode sofrer com a passagem da carga de roda, além do fato de que o cálculo do módulo de via também considera a existência das fixações no conjunto que responde ao carregamento, logo abaixo deste.

3.2.3 CARACTERIZAÇÃO DO SUBLASTRO “IN SITU”

Selig e Waters (1994) citam as principais vantagens de ensaios “in situ” para avaliar as condições do subleito na via permanente: (i) podem ser realizados em solos que são difíceis de serem amostrados; (ii) determinam propriedades de solos que não podem ser avaliadas facilmente por meio de ensaios laboratoriais, além de possibilitarem a avaliação de uma grande faixa de solos do subleito; (iii) evitam dificuldades em lidar com amostragem de solos; (iv) possibilitam a obtenção da leitura de forma vertical e contínua das propriedades do subleito; (v) permitem relativa facilidade de implementação em diferentes locais; (vi) fazem com que se evite problemas com a manipulação de amostras contaminadas; (vii) reduzem significativamente o tempo de avaliação; (viii) permitem a avaliação da influência macrofábrica³ sobre o comportamento do solo; (ix) têm grande potencial na redução de custos.

Nesse contexto, em novembro de 2014, no mesmo período da 1ª campanha de medições, realizou-se a caracterização do sublastro “in situ” com equipamento do tipo *Dynamic Cone Penetrometer* – DCP, de acordo com a norma da ASTM D 6951/6951 M-09, de forma a determinar a capacidade de carga do sublastro.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), o DCP é usado na avaliação estrutural de um pavimento através de método semidestrutivo, de forma expedita. Para se determinar, então, a capacidade de carga do sublastro, é necessário correlacionar os resultados obtidos neste ensaio com o Índice de Suporte Califórnia (ISC) ou *California Bearing Ratio* (CBR).

A caracterização do sublastro “in situ” com DCP foi realizada na condição de lastro desguarnecido em novembro de 2014 (menor precipitação), e na condição de lastro colmatado em abril de 2015 (maior precipitação). As Figuras 46 (a) e (b), mostram, respectivamente, o detalhe do equipamento DCP posicionado em um ponto da condição lastro desguarnecido e lastro colmatado.

³ Segundo Nogami e Villibor (1995), é a fábrica dos solos visível a olho nu.

Figuras 46: Ensaio de DCP no sublastro da via na condição de lastro desguarnecido (a) e colmatado (b)

(a)

(b)

Resultados da caracterização

Os resultados de CBR obtidos com a profundidade, por meio da caracterização do sublastro com o DCP, em ambas condições de lastro (desguarnecido e colmatado) e precipitação (menor e maior) são mostrados nas Figuras 47 (a) e (b), respectivamente.

Observa-se no local de lastro desguarnecido, que o sublastro nas profundidades de 128 mm e 200 mm apresentaram CBR de 22% e 35%, respectivamente, ou seja, aumentaram com a profundidade. Já no local em que o lastro se encontrava colmatado, o sublastro nas profundidades de 146 mm e 257 mm apresentaram CBR de 27% e 25%, respectivamente, aumentando significativamente com a profundidade a partir de 496 mm. Esses resultados denotam que em ambos os segmentos, o sublastro tem uma boa capacidade de suporte, e pode não contribuir significativamente para o aumento de deslocamentos verticais dessa camada e a subjacente.

Figuras 47: CBR do subleito na condição de lastro desguarnecido (a) e colmatado (b)

(a)

(b)

3.2.4 INSTALAÇÃO DE SETTLEMENT PEGS

Observou-se que, no processo de manutenção e reabilitação da via permanente para limpeza do lastro, a espessura do mesmo e as características de resistência dos materiais de sublastro e subleito não são avaliados. Nesse estudo, além da caracterização “in situ” para verificar a resistência, também buscou-se verificar a influência dos materiais subjacentes ao lastro em diferentes períodos, com a

instalação de *settlement pegs* na interface lastro-sublastro nas seções com lastro colmatado e desguarnecido.

Inicialmente, em cada condição de lastro colmatado e desguarnecido, se mediu a espessura entre o topo do subleito até a base do dormente, que foi de aproximadamente 270 mm e 400 mm (ressalta-se que 120 mm corresponde a lastro novo adicionado), respectivamente, conforme mostra as Figuras 48 (a) e (b).

Figuras 48: Espessura do lastro colmatado (a) e desguarnecido

Para medir os deslocamentos dos materiais que compõem a infraestrutura realizou-se a instalação dos *settlement pegs* posicionados em dois pontos da subestrutura, i.e., no topo do sublastro e no meio da camada de lastro, a saber:

- i) km 407+485, composto por lastro desguarnecido e dormente de concreto, o primeiro *settlement peg* foi posicionado no topo do sublastro, que medido até a base do dormente, a altura foi de 400 mm, já o segundo foi posicionado na interface entre o lastro novo e desguarnecido, que medido até a base do dormente, a altura foi de 120 mm; e
- ii) km 409+931, composto por lastro colmatado e dormente de madeira, o primeiro *settlement peg* foi posicionado no topo do subleito, que medido até a base do dormente, a altura foi de 270 mm, já o segundo foi posicionado na interface entre lastro colmatado, que medido até a base do dormente, a altura foi de 130 mm. Em ambos locais, posteriormente, o lastro foi recolocado e compactado sobre os mesmos, de forma que se

mantivessem posicionados verticalmente para a realização de medidas de deslocamento.

As Figura 49 (a) e (b) mostram a instalação dos *settlement pegs* nas condições de lastro desguarnecido e colmatado, respectivamente.

Figura 49: Instalação de *settlement pegs* no lastro desguarnecido (a) e colmatado (b)

(a)

(b)

3.2.5 2ª, 3ª E 4ª CAMPANHAS

Na 1ª campanha (descrita em detalhes no item 3.2.2 anterior) foram realizadas atividades específicas de início da pesquisa, como por exemplo, a definição dos segmentos da EFC a serem avaliados, a coleta de materiais, além das medições de deslocamento no patim do trilho e borda do dormente, com a finalidade de mostrar a viabilidade do DMD. A partir, então, da 2ª campanha foram feitas medições, com o objetivo de levantar e acompanhar os deslocamentos com o DMD no patim do trilho e nos *settlement pegs*, em função do tráfego solicitante em MTBT. Deste modo, a

Tabela 4 apresenta um resumo dos resultados obtidos da 1ª à 4ª campanha, para cada condição da via com relação ao lastro, precipitação, tipo de dormente, tipo de veículo considerado e carga por eixo. Em seguida, na Tabela 5 tem-se os resultados obtidos nas medições com os *settlement pegs*, igualmente para diferentes condições de lastro, de posição do *settlement peg* e de carga por eixo.

Ressalta-se que na 2ª campanha de medições no lastro desguarnecido, comparando as medições de deslocamento no *settlement peg* na interface lastro/lastro (120 mm da base do dormente), entre o carro de passageiros (em média 9,3 ton/eixo) e os vagões carregados (em média 31,6 ton/eixo) com minério, obteve-se um tipo de resposta não esperada, já que a baixa carga imposta por aqueles geraram deslocamentos superiores a esses (Figuras 50 a e b), no Apêndice A (iii) é mostrado todo sinal registrado nessas medições. E ao se comparar a diferença entre as amplitudes máximas de deslocamentos ocasionados no patim do trilho em ambos carregamentos, observa-se que tais amplitudes geradas pelos vagões carregados, em que a carga por eixo é três vezes superior, correspondem praticamente as ocasionadas pelos carros de passageiro. Ainda, na medição gerada por esses no *settlement peg* posicionado na interface lastro/lastro, indica que a área de contato entre a base do dormente e as partículas de lastro não estejam totalmente em contato, provavelmente por falta densificação.

Esse vazio existente, foi confirmado ao se comparar todo o registro do sinal nas medições realizadas no *settlement peg* posicionado entre lastro/lastro com o carro de passageiros, pois à medida que se retirou todo o carregamento ocasionado por eles, os sinais medidos no patim do trilho e no *settlement peg* retornaram praticamente na mesa posição.

Enquanto que no *settlement peg* posicionado na interface lastro/sublastro, a carga de 9,3 toneladas por eixo não foi suficiente para ocasionar deslocamentos, e o sinal permaneceu na posição zero conforme mostra a Figura 50 (a). E a carga média por eixo de 31,6 toneladas, apesar de três vezes superior, geraram baixas amplitudes de deslocamento durante toda solicitação, os sinais registrados foram praticamente da mesma ordem que os da interface lastro/lastro, conforme se observa na Figura 50 (b).

Tabela 4: Resultados de medições de deslocamentos da 1ª à 4ª campanha

Condição de lastro	Campanha	Condição de precipitação	Tipo de dormente	Tipo de veículo/ Condição	Carga por eixo (ton)	Deslocamento (mm)
Novo Espessura ≈ 300 mm	1ª dez/2014	Menor	Concreto	GDU Descarregado	5,8	0,37
				GQT Carregado	28,1	1,57
Colmatado Espessura não medida			Madeira	HFT Descarregado	8,0	2,10
				GDT Carregado	31,6	3,50
Novo Espessura ≈ 300 mm	2ª abr/2015	Maior	Concreto	Passageiros	9,3	0,63
Desguarnecido Espessura ≈ 400 mm			Concreto	Passageiros	9,3	3,05
				GDT Carregado	31,6	3,45
Colmatado Espessura ≈ 270 mm			Madeira	GDT Descarregado	5,0	1,02
				GDT Carregado	31,6	2,73
Novo Espessura ≈ 300 mm			3ª dez/2015	Menor	Concreto	GDT Carregado
Desguarnecido Espessura ≈ 400 mm	Concreto	GDU-GDT Carregado			31,8	1,80
Colmatado Espessura ≈ 270 mm	Madeira	GDU-GDT Carregado			31,8	3,92
Novo Espessura ≈ 300 mm	4ª maio/2016	Maior	Concreto	Passageiros	9,3	0,63
Desguarnecido Espessura ≈ 400 mm			Concreto	GDT Carregado	31,8	1,97

Tabela 5: Resultados de medições de deslocamentos com *settlement pegs* da 2ª à 4ª campanha

Condição de lastro	Campanha	Posição do settlement peg em relação à base do dormente (mm)	Carga por eixo (ton)	Deslocamento (mm)
Desguarnecido	2ª abr./2015	120	31,6	0,13
		400		0,24
Colmatado		130	31,6	0,65
		270		0,50
Desguarnecido	3ª dez./2015	120	31,8	0,38
		400		0,40
Desguarnecido	4ª maio/2016	120	31,8	0,50
		400		0,53

Figuras 50: Sinais medidos com o (a) carro de passageiros e (b) vagões carregados

(a)

(b)

Os resultados mostrados na Figuras 50 (a) denotam que na interface entre a grade (trilho, placa de apoio, fixações e dormentes) e o lastro, o dormente não está totalmente apoiado (existe um “gap”), há um espaço vazio entre a base do dormente e as partículas de lastro. Sabe-se que o comportamento mecânico dos materiais granulares são influenciados pela frequência do carregamento solicitante, e por trabalharem sob compressão, é dependente de confinamento, e na medição em questão, denotou que não havia contato entre a área da base do dormente e as partículas de lastro, à medida que foi solicitado pelo menor carregamento (9,3 ton/eixo), ocasionou deslocamentos na interface lastro/lastro devido ao “gap” existente, não ocorrendo o mesmo à medida em que se elevou o carregamento (31,6 ton/eixo), esse contribuiu significativamente para o confinamento entre a base do dormente e o lastro. A carga imposta pelas rodas dos vagões fez com que as tensões transmitidas pelo trilho ao dormente, e desse último para as partículas de lastro, bem como entre essas, exercessem força de compressão no *settlement peg*, não o deixando retornar, mantendo-o com baixos valores de deslocamentos.

3.3 ATIVIDADE III: ANÁLISE DE DADOS DE CAMPO

A análise de dados das quatro campanhas de medições serviram de base para avaliar a evolução do comportamento em diferentes situações. Foi feita uma avaliação paramétrica por modelos analíticos, em que se considerou dados das medições “in situ”, de modo a verificar a influência do módulo de via e carga por eixo em parâmetros como deslocamento, tensão na interface dormente-lastro e momento fletor no trilho.

Sabe-se que a resiliência, rigidez e desgaste dos materiais que compõe a via permanente, são influenciados pelo carregamento aplicado e número de solicitações, nesse contexto realizou-se também uma análise em função da carga solicitante em milhões de toneladas brutas transportadas (MTBT).

Dessa forma, a partir das quatro campanhas de medições de deslocamento, foi possível realizar uma análise de dados, a saber: i) deslocamentos e determinação do módulo de via; ii) verificação das medições de deslocamento in situ com o modelo analítico; iii) tensões na interface dormente-lastro e momento fletor no trilho; iv) tensões no sublastro e subleito; v) deformações nas camadas de lastro; vi) avaliação paramétrica na resposta mecânica da via.

i) Deslocamentos e determinação do módulo de via

Após avaliação dos diferentes estudos e métodos empregados na determinação do módulo de via, descrito em 2.3.2 (Revisão bibliográfica), e análise comparativa dos diferentes modelos usados no cálculo do módulo de via, na presente pesquisa decidiu-se usar o modelo proposto por Talbot (1918) eq.[16], mostrado em 2.3.3, para cálculo do módulo de via. Também contribuiu para esta escolha, o fato desse modelo propiciar que o módulo de via seja obtido de forma mais simplificada.

Para calcular o módulo de via, bem como outros parâmetros, das seções avaliadas nesta pesquisa, considerou-se alguns valores de referência, a saber: (i) trilho TR-68, com momento de inércia $I = 3,95 \cdot 10^{-5} \text{ (m}^4\text{)}$ e módulo de elasticidade $E = 2,10 \cdot 10^8 \text{ (kPa)}$; (ii) dormente de concreto e madeira, com comprimento e largura, respectivamente de 2,80 m x 0,30 e 2,80 m x 0,24 m; (iii) espaçamento entre dormentes de 0,61 m; e (iv) carga por eixo em função do modelo de veículo,

segundo informações da Vale através de relatório de histórico da composição (composição ordenada do trem).

Resultados

A Figura 51 mostra os resultados dos deslocamentos medidos no patim do trilho com o uso do dispositivo, em função dos segmentos com diferentes condições de lastro, carregamento e tipo de dormente.

Figura 51: Deslocamentos medidos no patim do trilho com o dispositivo, em função dos segmentos com diferentes condições de lastro, carregamento e tipo de dormente

Já se esperava que no segmento de lastro novo, independentemente do tipo de carregamento (maior ou menor), ocorressem baixos deslocamentos por se tratar de uma linha nova, em boas condições, mesmo no caso da passagem de veículos vazios que geram menores deslocamentos devido à carga mais baixa.

Ainda pela Figura 51 verifica-se que em relação à condição de lastro desguarnecido quando este foi submetido a um carregamento menor (≈ 9 t) em período de maior precipitação (abr/2015, época de maior umidade), a via teve um valor de deslocamento considerado elevado (aproximadamente 3,05 mm), sendo pouco

influenciado pelo valor da carga, visto que a carga bem mais elevada (≈ 32 t) provocou deslocamento de 3,45 mm.

No que concerne ao segmento com lastro colmatado, os resultados mostraram a influência da carga, como visto nas medições de dez/2014 e abr/2015. Nestas, os deslocamentos tiveram uma queda quando da diminuição da carga (31,6 ton/eixo para aproximadamente 5 e 8 ton/eixo, respectivamente), que variou entre 40 % e 63 %.

Por outro lado, na seção com lastro desguarnecido nas medições realizadas posteriormente (dez/2015 e maio/2016, épocas, respectivamente, de tempo mais seco e de maior umidade) a abril de 2015, foi constatada uma diminuição nos valores de deflexão, em média da ordem de 45%. Tal diminuição provavelmente se deu em função da densificação do material de lastro com a passagem do tráfego.

Dentro deste contexto, a Figura 52 mostra os valores de deflexão obtidos em função dos valores de MTBT, além de indicar o valor mínimo desejável de 3,18 mm (fundação muito rígida), segundo a AREMA (2013), conforme mencionado em 2.3.2.

Figura 52: Deflexão em função de MTBT

Analisando-se os valores de deflexão em função de MTBT, observa-se na seção com lastro novo, independentemente do carregamento ($\approx 9,3$ e $\approx 31,6$ ton/eixo),

após aproximadamente 282.500 milhões de toneladas brutas transportadas, os deslocamentos variaram muito pouco. Enquanto que na seção com lastro colmatado, vê-se que na medição de abr/2015 houve uma diminuição no valor de deslocamento em relação a dez/2014, provavelmente devido à densificação do lastro, ao contrário do observado na medição de dez/2015, onde se notou um aumento do deslocamento. Tal fato, provavelmente se deve à ocorrência de um processo de manutenção (troca de trilhos) que foi realizada em conjunto com uma atividade de socaria entre aquelas duas medições.

Já a seção composta por lastro desguarnecido, e que não está totalmente densificada, sofreu influencia de aproximadamente 139.000 MTBT (abr/2015 e dez/2015), verifica-se que nesse período o carregamento contribuiu para diminuição de 48% no valor dos deslocamentos, melhorando a densificação. E após solicitação de aproximadamente 68.000 MTBT (dez/2015 e maio/2016), para a carga por eixo de aproximadamente 31,8 toneladas, os deslocamentos permaneceram praticamente da mesma ordem, aumentou apenas 9% (entre condições de menor e maior precipitação), indica que provavelmente melhorou a área de contato entre a interface da base do dormente com lastro, além do imbricamento entre as partículas desse.

Comparando os valores de deslocamento com os limites estabelecidos por Lundgren, Martin e Hay (1970), de 5,08 mm para uma via com elevada durabilidade, conforme citado no capítulo 2, todos os segmentos o atenderiam. No entanto, cabe ressaltar que com exceção de uma medida de deslocamento no segmento com lastro desguarnecido e de outras duas no trecho com lastro colmatado, todas as demais se situaram abaixo do mínimo recomendável pela AREMA (2013), configurando via com fundação rígida. Neste caso, um aspecto relevante que deve ser levado em consideração é que, apesar dos trechos com lastros na condição de desguarnecido (maior precipitação) e colmatado (menor precipitação) apresentarem resultados parecidos, a espessura de lastro que foi solicitada pelo material rodante não é a mesma, sendo de 400 mm e 270 mm, respectivamente, enquanto o lastro novo é de 300 mm. Assim, esperava-se que os deslocamentos no lastro colmatado fossem mais elevados.

Foi mostrado na Figura 18, que Selig e Waters (1994) obtiveram valores de deslocamento da ordem de 10 mm após 25 MGT nas medições realizadas na via permanente da FAST. E na Figura 23 (a e b) que Indraratna *et al.* (2008), em um segmento de uma ferrovia na cidade de Bulli, mediram valores de aproximadamente 15 mm e 13 mm, após 18 meses, sobre o lastro novo e reciclado, respectivamente. Nota-se, então, que os deslocamentos medidos na EFC em diferentes seções da ferrovia composta por lastro novo, desguarnecido e colmatado, após 17 meses e solicitação de aproximadamente 283.000 MTBT, foram significativamente inferiores aos estudos mencionados anteriormente. Entretanto, ao se comparar com os resultados obtidos por Priest e Powrie (2009) nos testes “in situ”, com medições de deslocamento na borda do dormente (entre 0,35 mm e 0,85 mm), verifica-se que foram notavelmente superiores. Provavelmente, nesse caso, isso se deve ao fato do local onde se posicionou o sensor e o modelo usado (Geofone).

Vale ressaltar que apesar das diferenças dos componentes da superestrutura e subestrutura de cada estudo, a densificação inicial do lastro e eventuais mudanças, seja pelo tráfego solicitante ou manutenções para correção geométrica, é um fator preponderante nos valores de deslocamentos medidos, além das amplitudes apresentadas (valores mínimos e máximos), que indicarão se a via está dentro dos limites de elasticidade adequado, e com isso minimizar a deterioração dos componentes da ferrovia ou do material rodante.

Também, foi ainda observada a porcentagem de deslocamento no topo do sublastro/subleito em relação ao deslocamento total com a utilização dos *settlement pegs* no trecho com lastro desguarnecido (dormente de concreto) ao longo do tempo (Figura 53). No trecho com lastro colmatado (dormente de madeira) somente foi possível fazer a verificação em uma ocasião. A título de comparação, os valores medidos na presente pesquisa ficaram um pouco abaixo das deflexões verticais no subleito encontradas por Selig e Waters (1994) e por Profillidis (2006), talvez por conta da elevada capacidade de suporte dos materiais subjacentes ao lastro nas seções avaliadas.

Figura 53: Porcentagem da parcela de deslocamento referente ao sublastro/subleito

No caso do trecho com lastro desguarnecido, fica evidente na primeira medição que, mesmo em maior precipitação (abr/2015), há pouca contribuição do sublastro/subleito no valor de deflexão total (onde a camada de lastro correspondeu com 93% da deflexão total). Por outro lado, nas medições seguintes, a contribuição do sublastro/subleito diminuiu para aproximadamente 25% em média nas medições seguintes, realizadas em períodos de menor e maior precipitação (dez/2015 e maio/2016, respectivamente). Tal fato provavelmente ocorreu devido à realização de socaria ainda anterior à primeira medição (abr/2015), fato este que forneceu ao lastro uma condição menos densificada (fofa), acarretando em maior contribuição de deslocamento por parte da camada de lastro, em relação ao valor total.

Nesse estudo, constatou-se que o sublastro/subleito contribui com aproximadamente 25% da deformação total da via, ficou um pouco acima do observado por Tutumluer (2011), que é de 10% em seções construídas na pista da FAST. Dessa forma, é evidenciado, que nesse segmento, no período considerado, a camada de lastro, contribui significativamente para o comportamento mecânico da via permanente em termos de deformabilidade, elasticidade e rigidez.

Para o cálculo do módulo de via adotou-se a carga média transportada pelos vagões. Na Tabela 6 são apresentados os resultados do módulo de via obtidos a partir dos deslocamentos medidos no patim do trilho (local de máxima deflexão). Em seguida nas Figuras 54 (a) e (b) são mostrados, respectivamente, os resultados de módulo de via em função das cargas por eixo e de MTBT (neste último caso, somente para maior carga por eixo).

Tabela 6: Resultados de módulo de via

Condição de lastro	Campanha	Condição de precipitação	Tipo de dormente	Tipo de veículo/ Condição	Carga por eixo (ton)	Deslocamento (mm)	Módulo de via, u (MPa)
Novo Espessura ≈ 300 mm	1ª dez/2014	Menor	Concreto	GDU Descarregado	5,8	0,37	42,0
				GQT Carregado	28,1	1,57	50,0
Colmatado Espessura não medida			Madeira	HFT Descarregado	8,0	2,10	6,0
				GDT Carregado	31,6	3,50	20,0
Novo Espessura ≈ 300 mm	2ª abr/2015	Maior	Concreto	Passageiros	9,3	0,63	34,0
Desguarnecido Espessura ≈ 400 mm			Concreto	Passageiros	9,3	3,05	5,0
				GDT Carregado	31,6	3,45	20,0
Colmatado Espessura ≈ 270 mm			Madeira	GDT Descarregado	5,0	1,02	9,0
				GDT Carregado	31,6	2,73	28,0
Novo Espessura ≈ 300 mm			3ª dez/2015	Menor	Concreto	GDT Carregado	31,6
Desguarnecido Espessura ≈ 400 mm	Concreto	GDU-GDT Carregado			31,8	1,80	49,0
Colmatado Espessura ≈ 270 mm	Madeira	GDU-GDT Carregado			31,8	3,92	17,0
Novo Espessura ≈ 300 mm	4ª maio/2016	Maior	Concreto	Passageiros	9,3	0,63	38,0
Desguarnecido Espessura ≈ 400 mm			Concreto	GDT Carregado	31,8	1,97	43,0

Figuras 54: Módulo de via das medições “in situ”

(a)

(b)

Em geral, as medições mostraram uma variabilidade no valor do módulo de via em função da carga aplicada. Os valores tendem a aumentar à medida em que se aumentam as cargas por eixo. Entretanto, a taxa em que tal variação ocorre varia em função das condições gerais dos componentes da estrutura da via nos locais das medições.

Observa-se que na via com lastro novo, em função de MTBT, os valores de módulo de via oscilaram entre 34 e 84 MPa, dependendo do acúmulo de tráfego e das diferentes épocas em que foram feitas as medições. Entre a 2ª e 3ª medições observou-se um importante aumento do módulo de via, com posterior diminuição entre a 3ª e 4ª campanhas. Tal fato indica uma possível influência das condições climáticas no comportamento dos materiais do sublastro/subleito nas medições realizadas em época de menor e maior pluviosidade (3ª e 4ª campanhas, respectivamente).

No lastro desguarnecido observa-se um valor de módulo de via na 1ª campanha da ordem de 20 MPa, devido possivelmente à pouca densificação do lastro após manutenção. A partir daí, os valores de módulos de via variaram basicamente entre 43 e 49 MPa, chegando a essa magnitude em função da densificação pelo tráfego ocorrida ao longo do tempo.

Já com relação ao lastro colmatado os módulos de via se mantiveram ao longo do tempo em torno de 20 MPa (variando entre 17 MPa e 28 MPa), está de acordo com aqueles citados na literatura por Lundgren, Martin e Hay (1970) através de modelagem (14 MPa a 27 MPa) e por Hay (1982) para diferentes condições de via (6 MPa a 35 MPa), apresentado no Anexo A (i).

Os valores de módulo de via também podem ser comparados com os obtidos por Zarembski e Choros (1979) em experimentos laboratoriais de verdadeira grandeza (faixa entre 29 MPa a 39 MPa), Anderson e Rose (2008) em testes “*in situ*” com material granular (15 MPa), e Zakeri e Abassi (2013) em medições “*in situ*” com lastro limpo (20 MPa). Além disso, também pode-se verificar que os valores de módulos de via obtidos foram próximos aos mesmos estabelecidos pela AREMA (2013) para dormente de madeira (21 MPa) e de concreto (41 MPa), apontados na Figura 56 (b).

Cabe mencionar que a AREMA (2013) estabelece o valor de módulo de via máximo de 41 MPa para o dormente de concreto. Entretanto, ao se empregar o deslocamento mínimo também recomendável pela AREMA (2013) no cálculo do módulo de via (3,18 mm, mencionado anteriormente), este resultaria em valor próximo do módulo de via de dormente de madeira (21 MPa).

ii) Verificação das medições de deslocamento “in situ” com o modelo analítico

A partir das medições de deslocamento da 1ª e 2ª campanhas, foi verificado a congruência entre os valores medidos de deslocamentos (bacia de deflexão) e os mesmos calculados por meio do modelo analítico da eq.[13], considerando elevados valores de cargas por eixo e truques consecutivos mais próximos. As distâncias entre os eixos e truques estão indicadas na Figura 55 (modelo de veículo que mais solicita a via permanente da EFC). Esta definição quanto aos truques se deu por se tratar de uma situação em que se tem a condição de maior solicitação devido ao efeito de superposição que as cargas das rodas ocasionam na via permanente. Em seguida, na Tabela 7 têm-se os dados usados no cálculo do modelo analítico.

Figura 55: Configuração dos veículos utilizada na análise

Tabela 7: Dados de medição “in situ” utilizados no modelo analítico

Condição de lastro	Precipitação	Tipo de dormente	Tipo de vagão	Carga por eixo (ton)	Módulo de via u (MPa)
Novo	Menor (dez/2014)	Concreto	GQT Carregado	28,1	50,0
Colmatado		Madeira	GDT Carregado	31,6	20,0
Desguarnecido	Maior (abr/2015)	Concreto	GDT Carregado	31,6	20,0
Colmatado		Madeira	GDT Carregado	31,6	28,0

Além dos valores de carga por eixo e módulo de via (calculados a partir de medições de deflexões “in situ” e indicados na Tabela 7), no processo de verificação por meio do modelo analítico utilizou-se ainda dados referentes à rigidez do trilho e outros conforme indicados no item 3.3 (i).

Resultados da verificação – medido versus calculado

As Figuras 56 (a), (b), (c) e (d) mostram, respectivamente, os resultados obtidos nos segmentos com lastro colmatado e novo em época de menor precipitação, e com lastro desguarnecido e colmatado em época de maior precipitação. Observa-se que, independente da condição de lastro e do período em que foram realizadas as medições, praticamente não houve diferenças significativas entre as amplitudes máximas dos deslocamentos medidos, quando da não consideração dos efeitos dos eixos adjacentes em um dado ponto, em comparação com os deslocamentos calculados através do modelo analítico. A forma do sinal está de acordo com a obtida por Schwedler em 1882, na comparação entre as deflexões medidas e calculadas, confirmando que a hipótese de Winkler é válida na análise da via (KERR, 1977).

Entretanto, levando-se em conta o efeito de superposição das diferentes rodas nos truques considerados, observam-se aumentos de deflexões que variaram entre 7,6% (lastro novo) e 22,2% (colmatado), sendo que, nesse caso, a forma do sinal está de acordo com Talbot (1918) e Hay (1982). A Tabela 8 apresenta uma análise

comparativa entre os dados de amplitudes máximas de deslocamentos medidos e calculados (com e sem consideração do efeito de superposição). Nos segmentos avaliados desse estudo, os dados mostraram que o modelo analítico mostrou uma melhor aproximação para com os resultados das medições “in situ” quando não são considerados os efeitos dos eixos adjacentes.

Figuras 56: Resultados entre medido e calculado no lastro (a) colmatado e (b) novo/menor precipitação, (c) desguarnecido e (d) colmatado/maior precipitação

(a)

(b)

(c)

(d)

Tabela 8: Valores de deslocamentos observados nas medições “in situ” e calculados

Condição de lastro	Deslocamento máx. medido “in situ” (mm)	Deslocamento máx. calculado sem superposição de efeitos (mm)	Deslocamento máx. calculado com superposição de efeitos (mm)	Diferença entre deslocamentos (com e sem superposição) (%)
Novo	1,57	1,57	1,69	7,6
Colmatado	3,50	3,51	4,29	22,2
Desguarnecido	3,45	3,45	4,20	21,7
Colmatado	2,73	2,73	3,17	16,1

iii) Tensões na interface dormente-lastro e momento fletor no trilho

Por meio das equações [19] e [21] (mostradas em 2.3.3), e assumindo os valores de módulo de via a partir da instrumentação, rigidez de trilho e dimensões dos dormentes de concreto e madeira (item 3.3.i), foram determinadas as tensões na interface dormente-lastro e momento fletor (eq. [14]) no trilho no pavimento em diferentes condições de lastro. Tal análise levou em conta ainda os valores de módulo de via para valores de carga por eixo considerados elevados (≥ 28 ton/eixo). A Tabela 9 apresenta os valores de módulo de via utilizados na análise das tensões na interface dormente-lastro e momento fletor no trilho.

Tabela 9: Valores de módulo de via usados na determinação das tensões e momento fletor no trilho

Condição de lastro	Precipitação	Tipo de dormente	Tipo de vagão	Carga por eixo (ton)	Módulo de via, u (MPa)
Novo	Menor (dez/2014)	Concreto	GQT Carregado	28,0	50,0
Colmatado		Madeira	GDT Carregado	31,6	20,0
Desguarnecido	Maior (abr/2015)	Concreto	GDT Carregado	31,6	20,0
Colmatado		Madeira	GDT Carregado	31,6	28,0
Novo	Menor (dez/2015)	Concreto	GDT Carregado	31,6	84,0
Desguarnecido		Concreto	GDU-GDT Carregado	31,8	49,0
Colmatado		Madeira	GDU-GDT Carregado	31,8	17,0
Desguarnecido	Maior (maio/2016)	Concreto	GDT Carregado	31,8	43,0

Resumo de resultados de tensões e momento fletor

As Tabelas 14 e 15 apresentam, respectivamente, um resumo dos resultados obtidos de tensões na interface dormente-lastro e momentos fletores no trilho com e sem efeito da superposição das cargas. No Apêndice B (i), (ii), (iii) e (iv) são mostrados com detalhes todos os valores de tensões na interface dormente-lastro e momentos fletores no trilho calculados. Observa-se que a forma do sinal (com e sem efeito de superposição) das tensões na interface dormente-lastro está de acordo com os

encontrados por Bathurst e Kerr (1995). Em seguida, As Figuras 57 (a) e (b) mostram, respectivamente, as tensões e os momento fletores em função de MTBT.

Tabela 10: Resultado das cargas por roda e tensões máximas

Condição de lastro	Precipitação	Carga por roda (kN)	Carga transmitida pelo trilho (kN)	Tensão máx. dormente-lastro * (kPa)	Tensão máx. dormente-lastro ** (kPa)
Novo	Menor (dez/2014)	140	47	169	182
Colmatado		158	42	189	231
Desguarnecido	Maior (abr/2015)	158	43	152	185
Colmatado		158	46	205	238
Novo	Menor (dez/2015)	158	61	218	221
Desguarnecido		159	53	191	205
Colmatado		159	41	184	230
Desguarnecido		159	52	185	202

Tabela 11: Resultados de momento fletor máximo no trilho

Condição de lastro	Precipitação	Carga de roda estática (kN)	Carga na interface trilho-dormente (kN)	Momento fletor por roda * (kN.m)	Momento fletor por soma de roda ** (kN.m)
Novo	Menor (dez/2014)	140	47	31	26
Colmatado		158	42	44	35
Desguarnecido	Maior (abr/2015)	158	43	44	35
Colmatado		158	46	41	33
Novo	Menor (dez/2015)	158	61	31	26
Desguarnecido		159	53	35	29
Colmatado		159	41	46	36
Desguarnecido		159	52	37	30

* sem efeito de superposição de cargas

** com efeito de superposição de cargas

Figuras 57: (a) Tensão na interface dormente-laço e (b) momento fletor no trilho em função de MTBT

(a)

(b)

Em função das diferentes condições estruturais da via, do lastro, dimensões do dormente e mesmo de carga aplicada, dificulta concluir a respeito das tensões máximas calculadas nos diferentes cenários. Os resultados em geral são

dependentes dentre outros, do valor de módulo de via que reflete a condição geral da via em um certo momento.

Em relação aos dados coletados em dez/2014, comparando lastro novo e colmatado, os resultados de tensões maiores neste último podem ser associados ao módulo de via menor (uma vez que este reflete o estado geral da estrutura), à carga de roda mais elevada no caso do lastro colmatado e ainda à diferença de qualidade deste lastro em relação ao novo. Ainda se verifica que com o efeito da superposição as tensões são maiores em ambas condições. Por outro lado, com relação ao momento fletor, este diminui com o efeito da superposição tanto no lastro novo quanto no colmatado. Já nos demais períodos avaliados, tanto a tensão na interface dormente-trilho, quanto os momentos fletores, mantiveram-se com a mesma tendência. Uma melhor análise será realizada em 3.5.

Os valores mostram variações de tensões na interface lastro-dormente nas condições de lastro novo, desguarnecido e colmatado em um período compreendido entre 16.000 e 276.000 MTBT. A condição de lastro novo teve a maior variação (20%), fato este que pode ser relacionado à maior carga aplicada na medição referente a 223.000 MTBT, enquanto que as demais condições obtiveram valores de variação bem menores.

Já os valores de momento fletor no trilho mostram que o lastro novo no período em que foi solicitado em MTBT manteve-se constante (31 kN.m), enquanto no lastro desguarnecido o valor diminuiu de 44 kN.m para 37 kN.m, e no lastro colmatado manteve-se com valor médio de 44 kN.m.

Comparando os resultados das tensões na interface dormente-lastro com os apresentados por Indraratna *et al.* 2011 (Figura 29, item 2.3.4), os valores obtidos ficaram próximos dos calculados através do modelo GEOTRACK, considerando uma carga de roda de 146 kN, mas abaixo do valor encontrado por Raymond (1985), que foi de 300 kPa.

Um outro aspecto importante desses resultados está relacionado à parcela de carga a ser transmitida a partir do contato roda-trilho, e então transferida para a interface trilho-dormente. A Figura 58 mostra valores percentuais de transmissão de carga na interface trilho-dormente, em relação à carga total de roda. A figura mostra valores

que variaram entre 26% e 38%, de acordo com o cenário avaliado, sendo que, em geral, os resultados mostraram-se condizentes com os mesmos encontrados por Talbot (1918), Profillidis (2006) e Klinevicius (2011).

Figura 58: Porcentagens de transmissão da carga de roda na interface trilho-dormente

iv) Tensões no sublastro e subleito

Em virtude dos materiais subjacentes ao lastro influenciarem significativamente no módulo de via, a partir das tensões na interface dormente-lastro obtidas no modelo analítico, considerando-se o efeito de superposição dos eixos adjacentes, calculou-se as tensões no topo do sublastro e subleito (Figura 59). Estas foram obtidas a partir da eq. [3] proposta por Talbot (1918), citada por Hay (1982), Selig e Waters (1994) e indicada pela AREMA (2013).

Figura 59: Valores de tensões no topo do sublastro

Analisando-se o cenário composto por lastro novo na 1ª e 3ª campanhas, observa-se uma variação de cerca de 22% na tensão no topo do sublastro (ambas em épocas de menor precipitação), enquanto que nas condições de lastro colmatado e desguarnecido as variações foram menores, sendo que os valores permaneceram, respectivamente, em torno de 200 e 100 kPa. Entretanto, ainda comparando estes dois últimos em épocas de menor e maior precipitação, no cenário de lastro colmatado a magnitude de tensões foi da ordem de 110% maior que o desguarnecido. Ainda ao comparar as tensões na condição de lastro desguarnecido desta pesquisa com aqueles obtidos por Fortunato (2005), em experimento laboratorial, tem-se que este autor obteve aproximadamente 100 kPa (com leitura feita a uma profundidade de 350 mm na camada de lastro contaminado), ou seja, as tensões obtidas no presente estudo foram próximas.

Ainda de acordo com o exposto na Figura 59, observa-se que somente nos casos referentes aos perfis compostos de lastro colmatado (períodos de menor e maior precipitação) e novo (período de menor precipitação) os valores de tensões no sublastro excederam o limite de 140 kPa (20 psi), conforme preconizado pela AREMA (2013) para tensões no subleito. Analisando-se especificamente esses três casos no que concerne as tensões no topo do subleito obtêm-se valores da ordem de 160 kPa, 154 kPa e 130 kPa, respectivamente.

v) Deformações nas camadas de lastro

Para verificar as diferenças entre as condições de lastro calculou-se as deformações específicas (ε), considerando a espessura total de lastro e os deslocamentos ocasionados através de carga por eixo, conforme dados indicados na Tabela 12. Tais deslocamentos foram medidos “in situ” no patim do trilho (total) e *settlement pegs* posicionados no topo do sublastro. Em seguida, os resultados de deformações específicas são mostrados nas Figuras 60 (a) e (b) em função do efeito de carga de roda e do MTBT, respectivamente.

Tabela 12: Dados para cálculo da deformação

Condição de lastro	Espessura de lastro (mm)	Precipitação	Tipo de dormente	Carga por eixo (ton)	Deslocamento total (mm)	Deslocamento <i>settlement pegs</i> (mm)
Novo (*)	300	Menor (dez/2014)	Concreto	28,1	1,57	-
Desguarnecido (**)	400	Maior (abr/2015)	Concreto	31,6	3,45	0,24
Colmatado (***)	270		Madeira	31,6	2,73	0,50
Novo (*)	300	Menor (dez/2015)	Concreto	31,6	1,19	-
Desguarnecido (**)	400		Concreto	31,8	1,8	0,40
Desguarnecido (**)	400	Maior (abr/2016)	Concreto	31,8	1,97	0,53

* Segmento implantado em 2014. *Settlement peg* não instalado, considerou-se a espessura total de lastro (300 mm).

** *Settlement peg* na interface lastro novo-lastro desguarnecido e no topo do sublastro, a 120 e 400 mm da base do dormente, respectivamente.

*** *Settlement peg* na interface lastro/lastro e no topo do sublastro, a 130 e 270 mm da base do dormente, respectivamente.

Figuras 60: Deformações específicas no lastro

(a)

(b)

Para as condições avaliadas (Figuras 60 a) observou-se uma redução importante da deformação específica no lastro, da ordem de 32%, considerando o lastro novo em ambos os períodos de menor precipitação. Cita-se ainda que o valor de carga na primeira medição foi menor (140 kN), comparado com a segunda (158 kN).

Enquanto que na condição de lastro desguarnecido, da mesma forma, só que em períodos de maior precipitação, observou-se uma queda expressiva da deformação específica, de aproximadamente 130% (nesse caso, com uma carga de 159 kN) entre abr/2015 e maio/2016. Já no lastro colmatado, em que se realizou somente uma medição em período de maior precipitação, a deformação ficou um pouco acima do desguarnecido no mesmo período.

A partir da Figura 70 (b) observa-se que, para os dois casos avaliados, houve uma diminuição no valor da deformação específica em função do acúmulo de tráfego. Tal fato pode ser relacionado à densificação do material do lastro, visto que não foi feita nenhuma atividade de manutenção nesse período.

vi) Avaliação paramétrica da resposta mecânica da via

A análise paramétrica visa avaliar a influência de certos parâmetros na resposta estrutural da via. Nesse estudo considerou-se dois parâmetros que tem forte influência no comportamento mecânico da ferrovia, a saber: (i) coeficiente de impacto (CI); e (ii) módulo de via (u).

A avaliação paramétrica foi realizada para definir indicadores de módulo de via dos segmentos avaliados, além de verificar o impacto ocasionado no caso de aumento da carga transportada ou de eventual defeito na roda ou no trilho. Para tanto, analisou-se a variação dos valores de tensões, deslocamentos e momentos fletores em função do módulo de via e do coeficiente de impacto. Os valores do módulo de via utilizados foram definidos a partir do cálculo analítico onde foram empregadas as deflexões medidas “in situ”, em função da solicitação pelo tráfego em MTBT no período proposto nesse estudo. Na presente análise adotou-se como dados de entrada informações a respeito dos trilhos, dormentes e outros indicados no item 3.3 (i).

a) Coeficiente de impacto

As medições de deslocamento foram obtidas “in situ” com a passagem dos veículos, entretanto, em todos os cálculos mostrados anteriormente, considerou-se a carga por eixo sem o efeito dinâmico. Foi descrito em 2.2.1 que o manual da AREMA (2013) recomenda o uso de um coeficiente de impacto (θ) para compensar os efeitos

dinâmicos. Medina e Motta (2015) e Spada (2003) citam medições realizadas pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo em 1995 para avaliar o efeito da carga dinâmica em três segmentos da FLUMITRENS, compostos por dormente de madeira e monobloco de concreto, em que o coeficiente de impacto variou de 1,19 a 1,60 (considerando a carga dinâmica máxima de 200 kN por eixo).

Levando-se em conta o trem tipo da EFC, em que o diâmetro da roda é de 38 polegadas, e a velocidade de operação é igual a 60 km/h, se obtém através das equações 1 e 2 (item 2.2.1) que o fator dinâmico é igual a 1,32. Com base nas referências citadas, se decidiu variar os valores de CI em 1,2, 1,4 e 1,6.

Para avaliar a influência do CI nas tensões, deslocamentos e momentos fletores nas diferentes condições de lastro, foi utilizada uma faixa de valores do módulo de via baseada nos resultados deste, calculado a partir das deflexões medidas em campo. Os demais parâmetros, com exceção daquele a ser calculado, foram mantidos constantes. Quanto à carga estática, foi utilizado o valor de 31,6 ton/eixo, enquanto que os valores de 50, 49 e 28 MPa foram utilizados como módulo de via representativo de um local com lastro novo, desguarnecido e colmatado, respectivamente.

Resultados nos diferentes lastros

As Figuras 61 (a), (b) e (c) mostram, na sequência, os resultados da variação no coeficiente de impacto e a sua influência na tensão, deslocamento e momento fletor. Os valores de CI são representados indiretamente pelo valor de carga dinâmica por eixo, a partir da carga estática (valores de CI iguais a 1.0, 1.2, 1.4 e 1.6). O efeito da sobreposição dos eixos adjacentes nas tensões dormente-lastro, deslocamentos e momentos fletores são mostrados no Apêndice C (i), (ii) e (iii).

Figuras 61: (a) tensão na interface dormente-lastro; (b) deslocamento e (c) momento fletor em função da carga por eixo

Avaliando os valores de tensões na interface dormente-lastro, os deslocamentos verticais e momentos fletores no trilho nos diferentes segmentos indicaram um aumento de 20%, 40% e 60%, em função do coeficiente de impacto utilizado, conforme esperado, provocando um aumento proporcional e linear em todos os parâmetros avaliados. Vale ressaltar que na condição de lastro colmatado a área do dormente de madeira é menor que o de concreto, e consequentemente, influenciou nos valores calculados.

b) Módulo de via

Nesse estudo, com base nas medições “in situ”, adotou-se os seguintes valores de módulo de via: 10 MPa, 20 MPa 30 MPa, 50 MPa, 70 MPa e 90 MPa. A presente

análise foi realizada considerando as cargas de 31,6 t/eixo e 40,0 t/eixo (objetivo de carga a ser transportada futuramente na EFC), considerando somente o dormente de concreto. O intuito é verificar a influência do módulo de via nas tensões dormente-lastro, deslocamentos e momentos fletores, considerando as cargas citadas.

Resultados

As Figuras 62 (a), (b) e (c) mostram, respectivamente, os resultados da variação das tensões na interface dormente-lastro, deslocamentos e momento fletor no trilho, em função dos módulos de via, considerando diferentes cargas por eixo. O Apêndice C (iv) mostra os resultados dos parâmetros citados anteriormente, levando-se em conta o efeito da sobreposição dos eixos adjacentes.

Figuras 62: (a) tensão na interface dormente-lastro; (b) deslocamento e (c) momento fletor, em função do módulo de via, considerando diferentes cargas por eixo

Os resultados mostraram um aumento dos parâmetros avaliados à medida em que se elevam as cargas. Em relação às tensões na interface dormente-lastro, as mesmas mostraram-se crescentes com o acréscimo do módulo de via. Entretanto, no que concerne a deformação e o momento fletor, estes se mostraram em uma tendência de diminuição à medida em que se aumentou o módulo de via. Fisicamente, quando se eleva a rigidez da via, as tensões necessárias para se obter uma certa deformação também aumentam.

Tais resultados talvez não possam representar o mesmo comportamento em campo, pois dependem da interação entre os materiais que compõem a superestrutura e a subestrutura da via permanente. Entretanto, essa verificação foi realizada com o objetivo de verificar a influência dos fatores CI (coeficiente de impacto) e u (módulo de via) nas condições da pesquisa.

3.4 ATIVIDADE IV: ENSAIOS LABORATORIAIS – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Segundo Selig e Waters (1994), o desempenho do lastro é controlado por meio das características das partículas, e através do efeito combinado entre as mesmas. Nesse estudo, de forma complementar, a caracterização física dos agregados nas diferentes condições de lastro (colmatado, renovado e novo) foi realizada segundo as recomendações da AREMA (2013) e Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 5564 (2014).

Foram realizados os seguintes ensaios: i) redução da amostra de campo para ensaios laboratoriais; ii) avaliação petrográfica; iii) análise granulométrica; iv) forma dos grãos; v) determinação do material fino; vi) abrasão Los Angeles; vii) massa específica aparente, porosidade aparente e absorção; viii) resistência à intempérie; ix) teor de fragmentos macios e friáveis; e x) massa unitária no estado solto. Todos os ensaios foram feitos em triplicata, permitindo a obtenção de uma maior precisão de resultados.

Para fins de comparação, o Anexo C apresenta os limites estabelecidos pela AREMA (2013) e ABNT NBR 5564 (2014) em cada ensaio de caracterização. Ressalta-se que a AREMA especifica diferentes limites em função do tipo de

composição mineralógica (granito, basalto, quartzito, calcário, calcário dolomítico, escória de alto forno e escória de aciaria), sendo que no Anexo C estão indicados os valores para o granito.

O material de sublastro coletado em campo foi classificado segundo o método expedito das pastilhas para solos tropicais, além de ter sido submetido ao ensaio de compactação para determinação do teor ótimo de umidade e da massa específica aparente seca, de acordo com a norma DNER-ME 228/94. Além disso, foi verificado seu módulo de resiliência de acordo com a norma DNIT 134-10 ME.

Cabe mencionar que alguns dos ensaios foram feitos somente com o lastro novo e desguarnecido, uma vez que o colmatado estudado em laboratório é composto de lastro desguarnecido acrescido de finos (partículas menores que 22 mm).

3.4.1 REDUÇÃO DA AMOSTRA DE LASTRO PARA ENSAIOS DE LABORATÓRIO

A redução das amostras de lastro para ensaios laboratoriais foram realizadas segundo as recomendações das normas ABNT NBR 27 e ASTM C 702-11, que são semelhantes. O procedimento consiste em juntar, homogeneizar, quartear e retirar a quantidade (em massa) necessária para cada ensaio laboratorial. A Figura 63 mostra duas etapas do processo de redução do lastro.

Figura 63: redução da amostra de lastro

3.4.2 AVALIAÇÃO PETROGRÁFICA

Boucher e Selig (1987) realizaram estudos referente à aplicação da análise petrográfica na avaliação de desempenho de lastro, com o objetivo de usar a petrografia como possível indicador na tomada de decisão, quanto ao uso de agregados de diferentes composições mineralógicas na via permanente.

Nesse contexto, se fez necessária a realização da avaliação petrográfica⁴. Para tanto, seguiu-se as recomendações da NBR 7389-2:2009 e ASTM C295/C295. Os resultados detalhados da análise no lastro novo e desguarnecido são apresentados, respectivamente, no Anexo D (i) e (ii).

As partículas de lastro novo têm como nome da rocha pórfiro riolítico hidrotermalizado. A descrição macroscópica indicou que se trata de uma rocha pouco fraturada, no entanto, à medida que se realizou a descrição microscópica de detalhe, indicou que a estrutura é localmente fraturada. Já as partículas de lastro desguarnecido têm como nome de rocha anfibolito. A descrição macroscópica indicou que se trata de uma rocha pouco fraturada, e à medida que se realizou a descrição microscópica de detalhe, indicou que a estrutura é maciça. Esses resultados serão comentados mais adiante no item 3.4.6.

3.4.3 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

O ensaio para determinação da distribuição granulométrica foi realizado por peneiramento seco, após lavagem dos agregados nas peneiras de 2 mm e 0,075 mm, e posterior secagem em estufa, de acordo com as normas da ABNT NBR NM 248:2003 e ASTM C136–06. A Figura 64 mostra a etapa de lavagem dos agregados antes do peneiramento. Em seguida, a Figura 65 mostra o resultado das análises granulométricas com os três tipos de lastro desta pesquisa, bem como os limites estabelecidos pela AREMA (2013) da graduação nº 24. Mais adiante tem-se a Tabela 13 com os resultados de CNU obtidos com as respectivas condições de lastro.

⁴ A avaliação petrográfica da presente pesquisa foi realizada pelo Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo.

Figura 64: Etapa de lavagem dos agregados antes do peneiramento

Figura 65: Resultados da análise granulométrica e graduação AREMA N° 24

Tabela 13: Resultados de *CNU*

Condição de lastro	<i>CNU</i>
Novo	1,8
Desguarnecido	1,7
Colmatado	4,1

Com relação ao lastro colmatado, a porcentagem de grãos abaixo de 9,75 mm é de 9,7% e aumenta para 21% considerando os grãos abaixo de 22 mm. Ainda, é possível observar que 7,2% dos grãos passam na peneira 4,75 mm, enquanto que apenas 0,7% das partículas passam na 0,075 mm. Denota que no segmento da via

em estudo, a degradação do lastro é mais significativa por quebra dos grãos do que desgaste. Além do mais, a análise tátil-visual não mostrou contribuição de material proveniente do subleito ou da queda de materiais transportados (principalmente o minério de ferro) na ferrovia.

Com relação ao lastro desguarnecido verificou-se que a desguarnecedora é eficiente na retirada da fração contaminante. Entretanto, o que chama atenção no processo de limpeza é que a peneira de corte faz com que todos os grãos abaixo de 22 mm sejam removidos, acarretando em uma curva granulométrica muito uniforme, e composta praticamente por 80% de grãos com tamanhos entre 38 mm e 63 mm.

A análise granulométrica realizada no lastro novo demonstrou resultado semelhante ao do lastro desguarnecido, também com uma curva granulométrica muito uniforme, entretanto, composta por 70% de grãos com tamanhos entre as peneiras de 38 mm e 63 mm.

Comparando-se os resultados do *CNU* com os obtidos por Indraratna *et al.* (2011), mencionado anteriormente (item 2.5.1), verifica-se que para o lastro novo o valor está próximo do *Cu* muito uniforme (a porcentagem de quebra é mais elevada). Já para o lastro desguarnecido, o valor está próximo do *Cu* uniforme (a porcentagem de quebra é um pouco menor). Neste caso, ambos os lastros novo e desguarnecido ficaram fora dos limites recomendados (*Cu* de 2,3 a 2,6).

Por fim, com relação ao lastro colmatado, o valor de *CNU* ficou um pouco acima do *Cu* moderado mencionado por aqueles autores (menor porcentagem de quebra), no entanto, a presença de finos, dependendo do tipo de material, pode ajudar a intertravar (sem presença de umidade) ou lubrificar (em presença de umidade) os grãos, comprometendo a permeabilidade e a resposta resiliente da camada de lastro, que não é o caso do material avaliado. Ainda, usando a classificação de *Fouling Index* proposta por Selig e Waters (1994), se enquadra na categoria de moderadamente limpo.

3.4.4 FORMA DOS GRÃOS

A determinação da forma dos agregados foi realizada segundo a norma da ASTM D4791. A Figura 66(a) mostra o equipamento e (b) o aspecto visual dos agregados

após o ensaio, separado em lamelar (*flat*), alongado (*elongated*), lamelar e alongado e não lamelar nem alongado (*neither flat nor elongated*), ou seja cúbico. Ao final do ensaio, o resultado é expresso somente em dois grupos, cúbicos e não cúbicos. A Tabela 14 apresenta os resultados obtidos no lastro novo e desguarnecido.

Figura 66: (a) Equipamento e (b) agregados após o ensaio

Tabela 14: Resultados do ensaio de forma dos grãos

Condição de lastro	Porcentagem de grãos lamelares e alongados (%)	Porcentagem de grãos nem lamelares e nem alongados (%)	Desvio padrão (dp)
Novo	36,0	64,0	5,0
Desguarnecido	33,0	67,0	3,0

Verifica-se pela Tabela 14 que ambos os lastros não atendem ao limite estabelecido na AREMA (2013) que é de no máximo 5% de presença de grãos lamelares e alongados. Nas duas condições os resultados estão aproximadamente sete vezes acima do limite.

3.4.5 DETERMINAÇÃO DA QUANTIDADE DE MATERIAL FINO

A determinação da quantidade de material fino passante na peneira nº 200 (0,075 mm) (material pulverulento) foi realizada segundo a norma da ASTM C117. A Tabela 15 apresenta os resultados para cada condição (novo, desguarnecido e colmatado)

de lastro, onde nota-se que todos atendem ao limite estabelecido na AREMA (2013), que é de no máximo 1,0% de material pulverulento.

Tabela 15: Resultados da porcentagem de finos

Condição de lastro	Porcentagem de finos passantes na peneira nº 200	Desvio padrão (dp)
Novo	1,0	0,6
Desguarnecido	0,3	0,1
Colmatado	0,7	0,2

3.4.6 ABRASÃO LOS ANGELES

A determinação da abrasão Los Angeles foi realizada de acordo com a ASTM C535. A Figura 67 ilustra o equipamento utilizado e o aspecto dos agregados após do ensaio.

Figura 67: Máquina de abrasão Los Angeles e aspecto dos agregados após ensaio

A Tabela 16 apresenta os resultados médios de abrasão Los Angeles dos lastros novo e desguarnecido. Observa-se que ambos os lastros atenderam aos limites máximos de perda estabelecidos pela ABNT e pela AREMA, que são de 30% e 35%, respectivamente. Ou seja, foram bem inferiores às especificações, com baixo desvio padrão entre amostras, denotando que os grãos possuem dureza elevada.

Tabela 16: Resultados do ensaio de abrasão Los Angeles

Condição de lastro	Perda por abrasão (%)	Desvio padrão (dp)
Novo	14,0	1,9
Desguarnecido	10,0	0,8

A menor perda por abrasão no lastro desguarnecido, corrobora com a descrição microscópica da avaliação petrográfica, em que indicou que a estrutura da rocha é maciça. Diferentemente do lastro novo, em que tal análise mostrou que a estrutura é localmente fraturada, e conseqüentemente, pode ter contribuído no aumento da perda.

Ainda, como forma de avaliar o impacto do ensaio de abrasão Los Angeles no desgaste do grão, separou-se partículas de diferentes tamanhos de lastro novo e desguarnecido, que foram identificadas com uma marcação antes do ensaio, conforme mostra a Figura 68.

Comparando o aspecto visual dos agregados novos com os desguarnecidos, antes do ensaio de abrasão Los Angeles, observa-se que esses grãos, apesar de submetidos às ações das cargas solicitantes do material rodante e das intempéries, não tiveram sua forma tão arredondada, possuindo ainda arestas (que contribuem para um melhor intertravamento granular). Neste caso, o que fica comprometida é a textura, pois a superfície do grão como um todo passa a ter pequenos sulcos que podem ser preenchidos com material pulverulento ou muito fino, que fica aderido à superfície e, em presença de umidade, pode minimizar o ângulo de atrito do conjunto de grãos.

Figura 68: Aspecto visual dos grãos desguarnecidos e novos após a abrasão

Entretanto, ao se comparar as partículas de lastro, antes e após abrasão dos grãos novos e desguarnecidos, nota-se que houve desgaste nas arestas, tornando as mesmas com aspecto arredondado. Isso pode denotar que o ensaio de abrasão Los Angeles causa mais desgaste no grão do que as ações do intemperismo e do impacto da carga de roda do material rodante na via permanente.

3.4.7 MASSA ESPECÍFICA APARENTE, POROSIDADE APARENTE E ABSORÇÃO DE ÁGUA

Os ensaios para determinação da massa específica aparente, porosidade aparente e absorção de água foram realizados de acordo com as normas ANT NBR 5564 e ASTM C127. A Tabela 17 apresenta os resultados para o lastro novo e o desguarnecido, bem como seus valores de desvio padrão. Comparando esses resultados com os limites impostos pela ABNT NBR 5564 (2014) e AREMA (2013), todos atendem o recomendado.

Tabela 17: Resultados dos ensaios de massa específica aparente, porosidade aparente e absorção de água

Condição de lastro	Massa específica aparente (kg/m³)	Porosidade aparente (%)	Absorção de água (%)
Novo	2621 (dp = 0)	0,74 (dp= 0,37)	0,28 (dp = 0,14)
Desguarnecido	2778 (dp = 0)	0,52 (dp = 0,12)	0,19 (dp = 0,04)

3.4.8 RESISTÊNCIA À INTEMPÉRIE OU SANIDADE

Os ensaios para determinação da resistência à intempérie (ou sanidade) foram realizados de acordo com a norma ASTM C 88-13. A Tabela 18 apresenta os resultados do ensaio de sanidade realizado nos lastros desguarnecido e novo, em diferentes tamanhos de grãos (25, 38,1 e 50 mm). Verifica-se que ambos, independente do tamanho do grão, praticamente não apresentaram perda, não havendo grandes variações (confirmado pelo desvio padrão muito baixo). Comparando esses resultados com os limites impostos pela ABNT e AREMA, verifica-se todos atendem ao recomendado.

Tabela 18: Resultados do ensaio de sanidade

Condição de lastro	Grão passante e retido na peneira (mm)	Perda (% em massa)	Desvio padrão (dp)
Novo	38,0 – 25,0	0,05	0,02
	50,0 – 38,0	0,04	
	63,0 – 50,0	0,01	
Desguarnecido	38,0 – 25,0	0,03	0,01
	50,0 – 38,0	0,03	
	63,0 – 50,0	0,01	

3.4.9 TEOR DE FRAGMENTOS MACIOS E FRIÁVEIS

Os ensaios para determinação do teor de fragmentos macios e friáveis foram realizados de acordo com as normas ASTM C142/C142M (método este que se

baseia na quebra da partícula por esmagamento entre os dedos polegar e indicador) e ABNT NBR 5564:2014 (que se usa um equipamento para submeter a partícula ao movimento esclerométrico de uma vareta de bronze, conforme Figura 69. Esse ensaio não apontou a presença de fragmentos macios e friáveis em ambos os lastros, ao apontar resultados de 0%.

Figura 69: Equipamento usado na identificação de fragmento macio e friável

3.4.10 MASSA UNITÁRIA NO ESTADO SOLTO

Os ensaios para determinação da massa unitária no estado solto foram realizados de acordo com as normas ABNT NBR 5564:2014, que recomenda a NM 45:2006, e ASTM C29/C29M-09, sendo que essas normas adotam procedimentos semelhantes. A Tabela 19 apresenta os resultados do ensaio de massa unitária no estado solto. A ABNT NBR 5564 (2014) indica valor mínimo de $1,25 \text{ g/cm}^3$, que comparado aos resultados obtidos, demonstra que todos o atendem.

Tabela 19: Resultados do ensaio de massa unitária no estado solto

Condição de lastro	Massa unitária (g/cm^3)	Desvio padrão (dp)
Novo	1,498	0,040
Desguarnecido	1,579	0,029
Colmatado	1,673	0,012

3.4.11 ENSAIOS LABORATORIAIS NO MATERIAL DE SUBLASTRO

i) Análise granulométrica, limites de consistência e classificação do material de sublastro

A análise granulométrica do material da camada de sublastro foi realizada de acordo com as normas da ABNT NBR 7181 (1994) e ASTM 6913-04. A Figura 70 mostra a curva granulométrica do material avaliado, bem como as porcentagens passantes nas peneiras de 0,075 mm, 0,425 mm, 2,00 mm e 4,75 mm.

Figura 70: Curva granulométrica do material de sublastro

A determinação dos limites de consistência, liquidez (LL) e plasticidade (LP), além do índice de plasticidade (IP) do material do sublastro foi realizada segundo a norma da ASTM D4318-10, que usa a fração passante na peneira de 0,425 mm. Os resultados obtidos foram: LL = 30,4%; LP = 18,5%; e IP = 11,9%.

A partir dos resultados da granulometria e dos limites de consistência, identificou-se o material do sublastro através do sistema unificado de classificação de solo (SUCS) e *Transportation Research Board (TRB)*, conforme recomenda as normas da ASTM D2487-11 e D3282-15, respectivamente. Os resultados obtidos através do SUCS, indicaram que o material é classificado no grupo SC (Areias argilosas), enquanto que pelo TRB, trata-se de material do grupo A-6 (solos argilosos), que tem comportamento como subleito sofrível a mau.

Enquanto, que através do método expedito das pastilhas para solos tropicais - classificação MCT (Miniatura, Compactado e Tropical) (NOGAMI E VILLIBOR, 1981 e 1994), que hierarquiza previamente o solo quanto ao comportamento para finalidades geotécnicas viárias. E que pode indicar uma classificação mais adequada, por se tratar de material oriundo de uma região com presença de solo laterítico, além de ser uma forma rápida e de baixo custo para realização.

Devido à importância do método, cita-se uma breve descrição. Para a classificação, o material é passado nas peneiras de 2,00 mm e 0,42 mm, e no preparo da pasta de solo usa-se a fração passante na peneira de 0,42 mm. As Figuras 71 (a) e (b) mostram etapas do ensaio, neste caso espatulação e umidade de moldagem no penetrômetro, respectivamente. Após a moldagem das pastilhas na umidade ótima de ensaio, também foram confeccionadas esferas. Posteriormente, avaliaram-se as características, a saber: i) contração por perda de umidade; ii) expansão por reabsorção d'água; e iii) resistência à penetração.

Figuras 71: (a) Espatulação e (b) umidade de moldagem no penetrômetro

Os resultados mostraram que o material do sublastro dessa pesquisa foi classificado como LA'-LG' (Laterítico Arenoso ou Argiloso). A classificação expedita mostrou-se semelhante a determinada por Delgado (2009), em que adotou a metodologia MCT para caracterizar um material de uma jazida próxima à seção desse estudo, que seria destinado à camada de sublastro de uma linha paralela (duplicação) a ser implantada à existente (linha antiga), o solo da jazida foi classificado como argila siltosa laterítica (LG').

ii) Compactação em equipamento miniatura

A compactação foi realizada para determinação do teor de umidade e da massa específica aparente seca de acordo com a norma DNER-ME 228/94. A fração do material usado é a passante na peneira de 2,00 mm de abertura. As Figuras 72 (a) e (b) mostram respectivamente o material de sublastro durante o processo de secagem (para determinação da umidade higroscópica), quando observou-se a presença de partículas de laterita retidas na peneira de 2,00 mm. Em seguida, as Figuras 73 (a) e (b) mostram o corpo de prova no compactador e os cilindros após compactação. Os resultados do ensaio de compactação para a fração passante na peneira de 2,00 mm, ficaram com teor ótimo de umidade de 14,0% e massa específica aparente seca $\gamma = 1,927 \text{ g/cm}^3$, conforme mostra a Figura 74.

Figuras 72: (a) amostra no processo de secagem do solo e (b) partícula de laterita

Figuras 73: (a) Corpo de prova no compactador e (b) Cilindros após compactação

Figura 74: Resultados do ensaio de compactação

iii) Módulo de resiliência

O ensaio de módulo de resiliência foi realizado segundo as recomendações da norma DNIT 134-10 ME, utilizando a energia do Proctor normal de compactação. As Figuras 75 (a) e (b) mostram o aspecto do corpo de prova (100 mm x 200 mm) após a compactação e o mesmo na câmara de ensaio triaxial.

Figuras 75: Corpo de prova (a) após compactação e (b) corpo de prova na câmara de ensaio triaxial

(a)

(b)

Os resultados de módulo de resiliência com influência da tensão de confinamento e desviadora são mostrados nas Figuras 76 (a) e (b), na seqüência. Comparando-os, observa-se que para tensão de confinamento e desviadora de 0,1 MPa, obtêm-se, respectivamente, valores de módulo de resiliência de aproximadamente 500 MPa e 600 MPa. Cabe mencionar que estes ficaram um pouco acima do obtido por Delgado (2009), citado anteriormente na classificação pelo método das pastilhas, para o material de jazida próxima à localidade desta pesquisa, de 393 MPa (compactado na energia do Proctor intermediário e com umidade ótima de 26,5%).

Figuras 76: Resultados de módulo de resiliência em função de (a) tensão de confinamento e (b) tensão desviadora

(a)

(b)

3.5 ATIVIDADE V: ANÁLISE GERAL DE DADOS

A partir dos resultados obtidos nas campanhas de medições “in situ” nas diferentes condições desta pesquisa e nos ensaios laboratoriais de caracterização, realizou-se uma análise geral dos dados com o objetivo de verificar quais são os valores de módulo de via relacionados às diferentes condições estruturais das seções.

Nessas análises foram considerados valores de deslocamentos verticais medidos nas vias em diferentes condições de lastro (novo, colmatado e desguarnecido), além dos valores de módulo de via, tensões máximas e momentos fletores no trilho obtidos através de modelo analítico, a partir dos dados de deslocamentos medidos “in situ”. As Figuras 77 (a), (b) e (c) mostram respectivamente, os valores dos citados parâmetros em função do módulo de via considerando diferentes cargas (31,6 t/eixo e 40,0 t/eixo). Ainda nesta Figura, tem-se os lastros relacionados a um fator de *CNU* que variou de 1,7 (lastro desguarnecido) a 4,1 (lastro colmatado).

Figuras 77: (a) Valores de deslocamento em função do módulo de via para diferentes condições de carga e lastro

(b) Valores de tensão máxima na interface dormente-lastro em função do módulo de via para diferentes condições de carga e lastro

(c) Valores de momento fletor máximo em função do módulo de via para diferentes condições de carga e lastro

A Figura 77 (a) mostra os valores medidos “in situ” em função do módulo de via calculado pelo modelo empírico de Talbot (1918). Para o lastro novo, os valores de módulo de via variaram entre 50 e 84 MPa (deslocamentos entre 1,57 e 1,19 mm,

respectivamente). Em relação ao lastro desguarnecido (após densificação), os valores de módulo de via ficaram entre 43 e 49 MPa (deslocamentos entre 1,97 e 1,80 mm, respectivamente), enquanto para o colmatado ficaram entre 17 e 28 MPa (deslocamentos entre 3,92 e 3,45 mm, respectivamente). A Figura indica ainda os valores de deslocamento que devem ser atingidos no caso de um aumento de carga por eixo, mostrando um aumento dos deslocamentos se a via estiver em pior condição estrutural (baixo módulo de via).

Em geral, visualizou-se que há perda de qualidade da estrutura da via no caso de lastro colmatado, uma vez que este apresenta baixo módulo de via, enquanto que o lastro desguarnecido está relacionado a um ganho de qualidade estrutural, pois tem módulo de via mais elevado.

Em relação às tensões na interface dormente-lastro, os resultados mostraram um aumento à medida em que se observa um acréscimo do módulo de via. No caso do lastro novo, a 1ª medição, excepcionalmente foi realizada com uma carga por eixo de 28,1 ton, sendo esta diferente daquela utilizada no modelo analítico (31,6 ton/eixo), provocando, dessa forma, a diferença vista na Figura 77 (b). Sob essa condição a faixa de valores de tensões obtidas ficaram entre 182 MPa e 221 MPa, enquanto que para os lastros em condições desguarnecidas e colmatadas as faixas de valores foram de 202 MPa a 205 MPa, e 230 MPa a 238 MPa, respectivamente.

No que se refere aos valores dos momentos fletores no trilho para o lastro novo este manteve-se praticamente constante (31 kN.m), enquanto que para as demais condições de lastro obtiveram valores entre 35 kN.m e 37 kN.m (lastro desguarnecido) e entre 41 kN.m e 46 kN.m (lastro colmatado), mostrados na Figuras 77 (c).

Por fim, tomando-se como base os resultados da Figura 77 (a), pode-se apresentar como indicadores de uma condição estrutural adequada dos segmentos da pesquisa, valores de módulo de via aproximadamente entre 30 e 70 MPa, sendo que abaixo de 30 MPa acarretam em maiores deslocamentos e acima de 70 MPa podem causar maiores impactos dinâmicos por elevada rigidez da via.

4 CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS

A metodologia utilizada no trabalho mostrou-se adequada no que se refere à análise do comportamento mecânico da via considerando-se diferentes condições de lastros através de medições “in situ”, realizadas por meio do dispositivo desenvolvido *ad hoc*. O dispositivo permite, de forma indireta, o cálculo do módulo de via, se mostrando prático e eficiente na obtenção de dados “in situ”. Possibilita o posicionamento de sensores na sua estrutura, a fim de se obter medições verticais ou mesmo transversais. O dispositivo de medição é de baixo custo, permite grande mobilidade (pode ser usado em diferentes locais da via) com simples montagem, fácil instalação, deslocamentos medidos mantendo a trafegabilidade normal da ferrovia, e de análise rápida de dados. Mostra-se uma ferramenta útil para auxiliar a gerência de manutenção ferroviária.

Os deslocamentos medidos “in situ” durante o período desse estudo na condição de lastro novo, independentemente do tipo de carregamento (menor ou maior), época (menor e maior pluviosidade), e MTBT foram considerados baixos, em média 1,38 mm com aplicação de maior carga por eixo (31,6 ton).

Com relação ao lastro desguarnecido, os deslocamentos foram mais elevados sob menor carregamento em período de maior precipitação (2ª campanha), entretanto nas medições posteriores, foi constatada uma diminuição dos valores de deflexão (em média 1,89 mm com maior carga por eixo), possivelmente em função da densificação pelo tráfego em menor e maior precipitação.

Já no caso do lastro colmatado, os resultados mostraram a influência da carga, principalmente da mais elevada, onde os deslocamentos variaram um pouco, em virtude de atividades de manutenções realizadas e do tráfego (MTBT) (mantendo-se em média 3,38 mm com aplicação de maior carga por eixo).

Os *settlement pegs* instalados na interface lastro-sublastro mostraram que há pouca contribuição do sublastro/subleito no valor da deflexão total, ficando o lastro em média com 75% de contribuição nas condições desta pesquisa, evidenciando a importância dessa camada no comportamento mecânico da via em termos de deformabilidade, elasticidade e rigidez.

Esta pesquisa demonstrou que há viabilidade de uso do *settlement peg* posicionado na interface da camada de lastro-sublastro, corroborando seu uso como em outros estudos apresentados na literatura. Entretanto, ressalta-se que, em virtude da boa capacidade de suporte da plataforma (sublastro/subleito) das seções estudadas, seria ainda necessária a realização de medições de deslocamento em plataforma de menor capacidade de suporte, além de outras condições, como lastros de diferentes graus de colmatção.

As medições mostraram que há uma variabilidade no valor de módulo de via em função da carga aplicada, e as deformações tendem a aumentar à medida em que se elevam as cargas por eixo. Vale ressaltar, que tal variação decorre das condições gerais dos componentes da estrutura da via nos locais das medições.

Na via com lastro novo, em relação ao tráfego (MTBT), os valores de módulo de via oscilaram entre 34 e 84 MPa, em função do acúmulo de tráfego e diferentes condições de pluviosidade. No lastro desguarnecido, após densificação pelo tráfego ao longo do tempo, os valores dos módulos de via variaram basicamente entre 43 e 49 MPa, enquanto no lastro colmatado mantiveram-se em média em 20 MPa.

A verificação das medições de deslocamento “in situ” com o modelo analítico mostrou congruência entre os valores medidos e os calculados. Independentemente da condição de lastro e da pluviosidade, praticamente não houve diferenças significativas entre as amplitudes máximas dos deslocamentos medidos quando da não consideração dos efeitos dos eixos adjacentes, em relação a um ponto específico em comparação com os deslocamentos calculados através do modelo analítico. Entretanto, levando-se em conta o efeito de superposição das diferentes rodas nos truques, observam-se aumentos de deflexões que variaram entre 7,6% (lastro novo) e 22,2% (colmatado).

A parcela de carga a ser transmitida a partir do contato roda-trilho, e transferida para a interface trilho-dormente, mostrou valores percentuais que variaram entre 26% e 38%, de acordo com o cenário avaliado. Cabe mencionar que estes estão de acordo com os encontrados em outros estudos apresentados na literatura.

As tensões calculadas na interface lastro-sublastro e sublastro-subleito nas seções com lastro novo e desguarnecido estão abaixo do limite especificado pela

AREMA (2013), entretanto na condição de lastro colmatado, a tensão ficou em média 12% acima.

A deformação específica no lastro novo e desguarnecido diminuiu em função do acúmulo de tráfego, denotando que este último contribuiu para a densificação do lastro.

Através da análise paramétrica, verificou-se que o coeficiente de impacto (CI) provocou um aumento proporcional e linear nos parâmetros de tensões na interface dormente-lastro, deslocamentos verticais e momentos fletores no trilho. E, através do módulo de via, as tensões na interface dormente-lastro mostraram-se crescentes à medida em que se aumentou o valor do módulo de via, enquanto que no que se refere aos deslocamentos e aos momentos fletores, estes mostraram uma tendência de diminuição com a elevação do módulo de via.

A caracterização do sublastro “in situ” com o DCP nas seções com lastros desguarnecido e colmatado mostrou que o material tem elevada capacidade de suporte (alto valor de CBR), sendo esta confirmada pelo baixo valor de deslocamentos registrados nos *settlement pegs* instalados na interface lastro/sublastro e pelo valor elevado de módulo de resiliência obtido em laboratório. Diferentemente do apontado pelas classificações SUCS e TRB, em que essa última indica material com comportamento sofrível a mau. Dessa forma, mesmo com um método expedito, no entanto, associado aos valores de módulo de resiliência, foi a classificação mais adequada para o material do sublastro avaliado.

Dentre os ensaios de caracterização do lastro, recomendados pela AREMA (2013) e ABNT NBR 5564 (2014), verificou-se que os lastros da pesquisa não atenderam aos limites de: (i) granulometria, no caso dos lastros novo e desguarnecido, pois ao se comparar com a faixa nº 24 da AREMA, ambos ficaram fora do limite inferior e com uma curva muito uniforme, enquanto que o lastro colmatado, devido à presença de finos, apresentou uma curva fora do limite superior (como já era esperado); ii) forma, no caso de lastro novo e desguarnecido, pois a porcentagem de partículas alongadas e lamelares foram elevadas, bem acima do limite (5%) recomendado pela AREMA. A granulometria muito uniforme dos lastros novo e desguarnecido também foi confirmada pelo resultado do coeficiente de não uniformidade (*CNU*).

Vale ressaltar que, apesar da elevada presença de grãos lamelares e alongados nos lastros novo e desguarnecido, os resultados do ensaio de abrasão Los Angeles atenderam aos limites especificados pela NBR 5564:2014 e AREMA (2013). Entretanto, no lastro desguarnecido, a perda foi menor que no lastro novo, possivelmente por ter menos arestas em virtude de ter sido submetido às ações do tráfego e das intempéries, ou ainda pelo fato de as partículas de lastro novo terem apresentado estruturas maciças localmente fraturadas, como mostrado nos resultados da análise petrográfica.

Ao se comparar os grãos de agregados novos com os desguarnecidos, antes do ensaio de abrasão Los Angeles, observou-se que os grãos oriundos da via permanente não têm forma arredondada, e ainda possuem arestas que podem contribuir para um melhor imbricamento, se forem repostos na via. De qualquer forma, ambos grãos novos e desguarnecidos ficaram com aspecto arredondado (perda de arestas), após submetidos à máquina de abrasão.

A análise de dados mostrou uma diminuição do valor de módulo de via no caso do lastro colmatado, acarretando na perda de qualidade do pavimento ferroviário, enquanto que há um aumento da qualidade em função do maior módulo de via relacionado à condição do lastro desguarnecido.

Aparentemente os componentes da superestrutura (trilhos, dormente e fixações) não possuíam problemas ou patologias que eventualmente pudessem interferir nos resultados obtidos nesse estudo.

Com base nos resultados desta pesquisa, pode-se apresentar como indicadores de uma condição estrutural adequada para as seções deste estudo, valores de módulo de via de cerca de 30 a 70 MPa, onde abaixo de 30 MPa podem levar a maiores deslocamentos, enquanto acima de 70 MPa podem trazer maiores impactos dinâmicos em função de uma maior rigidez da via. Todavia, a faixa de deslocamentos deveria se situar aproximadamente entre 1,7 mm e 3,0 mm (para dormentes de concreto).

É importante mencionar que o processo de manutenção da subestrutura como um todo deve compreender não somente as medidas de deslocamentos, mas também a

avaliação da geometria e da plataforma, uma vez que estes últimos podem ter grande influência na resposta estrutural da via permanente.

Portanto, essa pesquisa contribuiu significativamente para o avanço do modal ferroviário, no que se refere à avaliação do comportamento mecânico da via permanente, já que historicamente, foram poucos os estudos realizados em campo em nível nacional, principalmente, em uma ferrovia com elevado número de vagões por trem e carga transportada, como a Estrada de Ferro Carajás. O desenvolvimento do dispositivo para medição de deslocamento (DMD) “in situ”, nas seções de via permanente avaliadas, foi possível definir limites de deflexão como possíveis indicadores de elasticidade e rigidez.

5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Instalar células de pressão na interface dormente-lastro na posição horizontal e vertical para medir tensões, e na posição horizontal nas interfaces lastro-sublastro e sublastro-subleito para confirmar os resultados obtidos através do modelo analítico, como também podem servir na avaliação de comportamento mecânico da via permanente através de modelagem computacional em diferentes *softwares* (ex. ABAQUS, ANSYS, etc.);
- Realizar medições de deslocamento em segmentos com diferentes porcentagens de contaminação e ou colmatação na camada de lastro ferroviário, para avaliar a sua contribuição na deflexão e, conseqüentemente, no módulo de via e demais parâmetros;
- Medir deslocamentos em segmentos com diferentes capacidades de suporte do sublastro e subleito, instalando *settlement pegs* nesses para, de fato, confirmar a sua contribuição na deflexão e, conseqüentemente, no módulo de via e demais parâmetros;
- Monitorar ao longo do tempo a variação da deformação específica no lastro colmatado ocasionada pelo tráfego solicitante;
- Usar o dispositivo desenvolvido para medir deslocamentos em outras ferrovias com agregados de diferentes origens mineralógicas (por exemplo, granito, basalto, etc.), como também para avaliar o ganho que se tem, em termos de comportamento mecânico, ao usar na interface lastro-sublastro, com geogrelhas ou misturas asfálticas;
- Realizar ensaios triaxiais laboratoriais em verdadeira grandeza no lastro com diferentes graus de colmatação;
- Construir uma via-teste em campo ou seção em verdadeira grandeza em laboratório para avaliar a influência de todos os componentes da superestrutura e subestrutura ferroviária.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. **NBR 7181 Solo - Análise granulométrica - Método de ensaio.** Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 1988.

ABNT. **NBR 27. Agregados - Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório.** Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2001.

ABNT. **NM 248. Agregados - Determinação da composição granulométrica.** Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2003.

ABNT. **NBR 7389. Agregados Análise petrográfica de agregado para concreto. Parte 2: Agregado gráudo.** Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2009.

ABNT. **NBR 5564. Via Férrea - Lastro Ferroviário - Requisitos e Métodos de Ensaios.** Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2014.

ALIAS, J. **La Voie Ferrée.** Paris: EYROLLES, 1984.

ANDERSON, J. S.; ROSE, J. G. **In-Situ Test Measurement Techniques within Railway Track Structures.** IEEE/ASME/ASCE 2008 Joint Rail Conference. Delaware: USA. 2008. p. 187-207.

ANTT. **Evolução do Transporte Ferroviário de Cargas.** Agência Nacional de Transportes Terrestres. Brasília, p. 17. 2015.

AREMA. **AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE OF WAY ASSOCIATION.** Manual for Railway Engineering. Vol. 1 a 4. 2013.

ASTM. **C 136. Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2006.

ASTM. **C29/C29M. Standard Test Method for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2009.

ASTM. **D6913 - 04 (Reapproved 2009). Standard Test Methods for Particle-Size Distribuiton (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2009.

ASTM. **D4791 - Standard Test For Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2010.

ASTM. **C 702. Reducing Samples of Aggregate to Testing Size.** American Society for Testing Materials. [S.I.]. 2011.

ASTM. **C295/C295M. Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2011.

ASTM. **D2487 - 11. Standard Practice for Classification of soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2011.

ASTM. **C 127. Standard Test Method for Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2012.

ASTM. **C535. Standard Test Method for Resistance to Degradation of Large-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2012.

ASTM. **C 88. Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2013.

ASTM. **C117. Standard Test Method for Materials Finer than 75- μ m (Nº 200) Sieve in Mineral Aggregates by Washing.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2013.

ASTM. **D4318 -10. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2014.

ASTM. **D3282 - 15. Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2015.

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. [S.l.], p. 916-947. 1995.

BERNUCCI, L. L. B. **Expansão e Contração de Solos Tropicais Compactados e suas Aplicações às Obras Rodoviárias. Classificação de Solos Tropicais com Base na Expansão e Contração**. [S.l.].

BERNUCCI, L. L. B. **Pavimentação asfáltica: Formação básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: ABEDA, 2008.

CAI, Z.; RAYMOND, G. P.; BATHURST, R. J. **Estimate of Static Track Modulus Using Elastic Foundation Models**. TRANSPORTATION RESEARCH RECORD 1470. Washington, D. C., p. 65-72. 1994.

CNT. **Pesquisa CNT de Ferrovias 2011**. Confederação Nacional do Transporte. Brasília, p. 184. 2011.

CNT. **O Sistema Ferroviário Brasileiro**. Confederação Nacional do Transporte. Brasília, p. 58. 2013.

COSTA, R. C. et al. **Avaliação da Contaminação de Lastro Ferroviário**. ANPET XXVIII - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Curitiba, p. 12. 2014.

CUCONATO, J. M. **Estudo da Contaminação do Lastro Ferroviário e o Uso de Geossintéticos no Controle do Fenômeno**. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, p. 110. 1998.

DAHLBERG, T. **Railway Track Settlements - A literature review**. EU project Supertrack, p. 0-41. 2004.

DNER. **DNER-ME 228/94. Solos - Compactação em equipamento miniatura**. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. [S.l.], p. 01/14. 1994.

EISENMANN, J. **Stress Distribution in the Permanent Way Due to Heavy Axle Loads and High Speeds**. In: Proceedings AREA, vol. 71 , p. 24-59. 1970.

ESVELD, C. **Modern Railway Track**. 2nd. ed. [S.l.]: Delft University of Technology, 2001.

FERNANDES, G. **Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários com Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados a Geossintéticos**. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 253. 2005.

FORTUNATO, E. M. C. **Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga**. Tese de Doutorado, Universidade do Porto. Porto, p. 577. 2005.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. B. **O Método das Pastilhas na Compreensão das Propriedades Geotécnicas Básicas dos Solos: Um Recurso Didático**. XVI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Natal. 2002.

HAY, W. W. **RAILROAD ENGINEERING**. [S.l.]: John Wiley & Sons, 1982.

INDRARATNA, B.; SALIM, W.; RUJIKIATKAMJORN, C. **Advanced rail geotechnology-ballasted**. London, UK: Taylor & Francis Group, 2011.

IPR. **DNIT 134/2010 - ME. Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio**. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. Rio de Janeiro, p. 1-11. 2010.

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

KERR, A. D. **A Method for Determining the Track Modulus Using a Locomotive or Car on Multi-Axle Trucks**. Bulletin of American Railway Engineering Association 692. vol. 84, p. 269-286. 1983.

KLINCEVICIUS, M. G. Y. **Estudo de Propriedades, de Tensões e do Comportamento Mecânico de Latros Ferroviários**. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo. São Paulo, p. 171. 2011.

LUNDGREN, J. R.; MARTIN, G. C.; HAY, W. W. **A Simulation Model of Ballast Support and the Modulus of Track Elasticity**. University of Illinois. Illinois, p. 111. 1970.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias..** Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Rio de Janeiro , p. 30-49. 1981.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais.** X COBRAMSEF. Foz do Iguaçu. 1994.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos.** São Paulo: Vilibor, 1995.

PRIEST, J. A.; POWRIE, W. Determination of dynamic track modulus from measurement of track velocity during train passage. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2009. 1732-1740.

PROFILLIDIS, V. A. **Railway Management and Engineering.** THIRD. ed. [S.I.]: Ashgate Publishing Limited, 2006.

RAYMOND, G. P. **Analysis of Track Support and Determination of Track Modulus.** TRANSPORTATION RESEARCH RECORD 1022. Washington, D. C., p. 80-90. 1985.

READ, D. et al. **Track Modulus Measurements at the Pueblo Soft Subgrade Site.** TRANSPORTATION RESEARCH RECORD 1470. Washington, D. C., p. 55-64. 1994.

RIBEIRO, F. S. et al. **Análise do custo do ciclo de vida do lastro ferroviário na Estrada de Ferro Vitória Minas.** ANPET. XXVIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Curitiba. 2014.

SADEGHI, J.; ASKARINEJAD, H. **Influences of Track Structure, Geometry and Traffic Parameters on Railway Deterioration.** IJE Transactions B: Applications. Vol. 20 Nº 3. 2007.

SCHRAMM, G. **Permanent Way Technique and Permanent Way Economy.** 1ª. ed. English Translation by HANS LANGE: OTTO ELSNER VERLAGSGESELLSCHAFT DARMSTADT, 1961.

SCHWAB, K.; SALA I MARTÍN, X. **THE GLOBAL COMPETITIVENESS REPORT 2013-2014**. World Economic Forum. Committed to Improving the State of the World. 2013.

SELIG, E. T.; LI, D. **Track Modulus: Its Meaning and Factors Influencing It**. TRANSPORTATION RESEARCH BOARD 1470. Washington, D. C., p. 47-54. 1994.

SELIG, E. T.; WATERS, J. M. **Track Geotechnology and Substructure Management**. New York: Thomas Telford Services Ltd., 1994.

SILVA, L. F. M. D. **Fundamentos Teóricos-experiementais da Mecânica dos Pavimentos Ferroviários e Esboço de um Sistema de Gerência Aplicado à Manutenção da Via Permanente**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro , p. 333. 2002.

SPADA, J. L. G. **Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão-Deformação da Via Férrea**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, p. 240. 2003.

TUTUMLUER, E. et al. **Field Validated Discrete Element Model for Railroad Ballast**. In Proceedings of AREMA Annual Conference. Minneapolis, Minnesota. 2011.

VIZCARRA, G. O. C. **Efeito da Granulometria no Comportamento Mecânico de Lastro Ferroviário**. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica. Rio de Janeiro, p. 130. 2015.

ZAKERI, A. J.; ABBASI, R. Field Investigation on Variation of Rail Modulus in Ballasted Railway Tracks. **Latin American Journal of Solids and Structures**, Volume 9, 2012. 643-656.

ZAREMBSKI, A. M.; CHOROS, J. **On the Measurement and Calculation of Vertical Track Modulus**. In: Proceedings AREA. Bulletin 675, vol. 81, p. 156-173. 1979.

ANEXO A: VALORES DE MÓDULO DE VIA

(i) Valores de módulo de via (u), Hay (1982)

Trilhos (kg/m)	Dormentes	Via e lastro	Módulo de via - u (lbs/in/in)	Módulo de via - u (MPa)
42	178 x 229 x 2591 (mm) espaçados 559 mm	152 mm de lastro de finos; condições ruins, solo argiloso no subleito	530	3,7
42	178 x 229 x 2591 (mm) espaçados 559 mm	152 mm de lastro de finos; condições regulares; solo argiloso no subleito	750	5,2
42	152 x 203 x 2438 (mm) espaçados 559 mm	152 mm de lastro de calcário; boas condições antes da socaria; solo argiloso no subleito	970	6,7
42	152 x 203 x 2438 (mm) espaçados 559 mm	152 mm de lastro de calcário; após socaria; solo argiloso no subleito	1080	7,4
42	178 x 229 x 2438 (mm)	305 mm de lastro de calcário; boas condições antes da socaria; solo argiloso no subleito	1065	7,3
42	178 x 229 x 2438 (mm)	305 mm de lastro de calcário; após socaria; solo argiloso no subleito	1090	7,5
42	178 x 229 x 2591 (mm) espaçados 559 mm	610 mm de lastro de calcário britado; solo argiloso no subleito	1200	8,3
64	178 x 229 x 2591 (mm) espaçados 559 mm	610 mm de lastro de cascalho, somado 203 mm de calcário resistente, subleito bem compactado	2900 - 3000	20 - 20,7
55	178 x 229 x 2438 (mm)	Lastro de cascalho, subleito estável	média de 2900	20
55	178 x 229 x 2438 (mm)	Lastro de calcário; subleito estável	média de 5100	35,2

(ii) Valores de módulo de via (u), AREMA (2013)

Configurações de via	Módulo de via - u (lbs/in/in)	Módulo de via - u (MPa)
Dormente de madeira, após socaria	1000	6,9
Dormente de madeira, compactada pelo tráfego	3000	20,7
Dormente de compósito de plástico, compactado pelo tráfego	3000	20,7
Dormente de concreto, compactado pelo tráfego	6000	41,4
Dormente de madeira, lastro e subleito congelados	9000	62,1

ANEXO B: DADOS DE PRECIPITAÇÃO

Precipitação: Estação A 328 –Buriticupu (a) 2013, (b) 2014, (c) 2015 e (d) 2016

(a)

(b)

(c)

(d)

ANEXO C: LIMITES ABNT (NBR 5564:2014) E AREMA (2013)

Característica	ABNT	AREMA
	Limite	
Partículas não cúbicas* / lamelares e/ou alongadas**	Máx. 15,0%	Máx. 5,0%
Porcentagem de material passante na peneira nº 200	Máx. 1,0%	Máx. 1,0%
Massa específica aparente	Mín. 2500 kg/m ³	-
Absorção de água	Máx. 1,0%	Máx. 1,0%
Porosidade aparente	Máx. 1,5%	-
Resistência à intempérie* / Sanidade**	Máx. 10,0%	Máx. 5,0%
Teor de fragmentos macios e friáveis	Máx. 5,0%	-
Resistência ao desgaste Los Angeles	Máx. 30,0%	Máx. 35,0%
Torrões de argila	Máx. 0,5%	Máx. 0,5%
Material pulverulento	Máx. 1,0%	-
Limite de massa unitária no estado solto	1,25 g/dm ³	-

* Segundo ABNT

** Segundo AREMA

- Limite não estabelecido

ANEXO D: RESULTADOS DA ANÁLISE PETROGRÁFICA

(i) Lastro novo

Descrição Macroscópica	
Fragmento de rocha com cerca de 8 cm. Rocha maciça, pouco fraturada. Cobertura por material ferruginoso impossibilita apreciação macroscópica detalhada	
Descrição Microscópica	
<p>Estrutura: Maciça, localmente fraturada</p> <p>Textura: Porfirítica de matriz alotriomórfica fina (90%), com megacristais idiomórficos de plagioclásio e quartzo (10%)</p> <p>Granulação: predominantemente fina</p> <p>Grau de alteração: alteração hidrotermal pronunciada, alteração supérgena incipiente</p> <p>Mineralogia Essencial/Alteração: Quartzo, plagioclásio, muscovita/sericita e minerais opacos</p>	
Descrição microscópica de detalhe	Fotomicrografias
Rocha corresponde a pórfiro ígneo com matriz mostrando alteração hidrotermal acentuada. Megacristais são de plagioclásio subidiomórfico e quartzo localmente bipiramidado (A)
Fraturamento dos cristais é anterior à solicitação na via, pois há recuperação textural via preenchimento das fraturas pelo mesmo material da matriz (B)
Fraturas lineares, localmente conchoidais estão preenchidas por material microcristalino e podem ser produto de preenchimento por material supérgeno (C)
Nome da Rocha: pórfiro riolítico hidrotermalizado	

(ii) Lastro desgarnecido

Descrição Macroscópica	
Fragmento de rocha com cerca de 12 cm. Rocha maciça, pouco fraturada. Cobertura por material ferruginoso impossibilita apreciação macroscópica detalhada	
Descrição Microscópica	
Estrutura: Maciça Textura: equigranular hipidiomórfica média Granulação: média Grau de alteração: alteração acentuada Mineralogia Essencial/Alteração: plagioclásio, quartzo, hornblenda, opacos e titanita	
Descrição microscópica de detalhe	Fotomicrografias
<p>Rocha homogênea, com argilização acentuada dos cristais sub-idiomórficos de plagioclásio (A), que se encontram sobrecrecidos por plagioclásio sódico, sem alteração;</p> <p>Máfico é principalmente hornblenda idiomórfica, sem qualquer evidência de alteração ou faturamento;</p> <p>Clorita parece substituir cristais prévios de biotita e aparece sempre associada à hornblenda;</p> <p>Minerais opacos são abundantes, intersticiais e localmente associados às bordas de cristais pequenos de titanita;</p> <p>A rocha apresenta hidrotermalização razoável (B), porém minerais mantém sua identidade (não há microgranulação) e quartzo aparece límpido, ainda que recristalizado (C);</p> <p>A rocha não apresenta qualquer fraturamento, preenchido ou não.</p>
Nome da Rocha: anfibolito (rocha metamórfica)	

APÊNDICE A: SINAL DAS MEDIÇÕES DE DESLOCAMENTO

(i) LASTRO COLMATADO – Veículo em menor velocidade

(ii) LASTRO COLMATADO – Veículo em maior velocidade

(iii) LASTRO DESGUARNECIDO – (a) Carro de passageiros e (b) Vagões carregados

(a)

(b)

APÊNDICE B: TENSÕES NA INTERFACE DORMENTE-LASTRO E MOMENTO FLETOR NO TRILHO

(i) Resultados em baixa precipitação (dezembro de 2014) na condição (1) novo e (2) colmatado: (a) tensão dormente-lastro (1) e (b) momento fletor (1); (c) tensão dormente-lastro (2) e (d) momento fletor (2).

(a)

(b)

(c)

(d)

(ii) Resultados em alta precipitação (abril de 2015) na condição (3) desguarnecido e (4) colmatado: (a) tensão dormente-lastro (3) e (b) momento fletor (3); (c) tensão dormente-lastro (4) e (d) momento fletor (4).

(a)

(b)

(c)

(iii) Resultados em baixa precipitação (dezembro de 2015) na condição (5) novo, (6) desguarnecido e (7) colmatado: (a) tensão dormente-lastro (5) e (b) momento fletor (5); (c) tensão dormente-lastro (6) e (d) momento fletor (6); (e) tensão dormente-lastro (7) e (f) momento fletor (7).

(b)

(c)

(d)

(e)

(f)

(iv) Resultados em alta precipitação (maio de 2016) na condição (8) colmatado: (a) tensão dormente-laastro (8) e (b) momento fletor (8).

(a)

(b)

APÊNDICE C: RESULTADOS DA ANÁLISE PARAMÉTRICA EM FUNÇÃO DA SOBREPOSIÇÃO DE RODAS

(i) Resultados do coeficiente de impacto (CI) no lastro novo: (a) deslocamento, (b) tensão dormente-lastro, e (c) momento fletor.

(a)

(b)

(ii) Resultados do coeficiente de impacto (CI) no lastro desgarnecido: (a) deslocamento, (b) tensão dormente-lastro, e (c) momento fletor.

(b)

(c)

(iii) Resultados do coeficiente de impacto (CI) no lastro colmatado: (a) deslocamento, (b) tensão dormente-lastro, e (c) momento fletor.

(a)

(b)

(c)

(iv) Resultados de módulo de via (u), independente da condição de lastro: (a) e (b) deslocamento; (c) e (d) tensão dormente-lastro; (e) e (f) momento fletor; respectivamente a 31,6 e 40,0 t/eixo.

(a)

(b)

(c)

(d)

(e)