PAULO ANDRÉ MORAES PEREIRA

Estudo do uso de geocomposto em via permanente ferroviária

São Paulo

2018

PAULO ANDRÉ MORAES PEREIRA

Estudo do uso de geocomposto em via permanente ferroviária

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

São Paulo

2018

PAULO ANDRÉ MORAES PEREIRA

Estudo do uso de geocomposto em via permanente ferroviária

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

2018

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

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Pereira, Paulo

Estudo do uso de geocomposto em via permanente ferroviária / P.
Pereira -- versão corr. -- São Paulo, 2018.
183 p.

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

1.Ferrovias 2.Geossintéticos 3.Monitoramento I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

Dedico este trabalho ao meu Deus, minha família e amigos.

E ao meu avô José Maria (*In Memoriam*), por toda ajuda que me deu ainda no início da minha jornada acadêmica

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus, porque dEle vem todo o conhecimento e por meio dEle são todas as coisas.

Ao meu pai Paulo e minha mãe Izabel, por todo apoio em meus estudos e incentivo nas horas difíceis (mesmo que de longe), me auxiliando em todas as áreas. Às minhas irmãs Paula, Daniela e Sara por sempre estarem ao meu lado. Ao meu tio Jônatas e tia Ruth, pelo apoio no início do mestrado.

Ao meu falecido avô José Maria, pelo apoio dado ainda antes de entrar no curso de graduação, sem ele talvez eu nem chegasse até aqui.

À professora Rosângela Motta, minha orientadora, pelo conhecimento transmitido em suas aulas e no estágio em docência, por ter acreditado na minha capacidade e ter me dado o suporte acadêmico e científico para a realização deste trabalho.

À professora Liedi Bernucci, a quem tenho grande admiração, por seus excelentes ensinamentos, não só no ambiente de aula como também nos corredores do laboratório. Levarei como exemplo na minha carreira acadêmica, como alguém que ama ensinar e repassar todo o grande conhecimento que possui.

À professora Kamilla Vasconcelos, exemplo de profissional que possui uma energia contagiante, ao conhecimento transmitido e excelente convívio pessoal ao longo desses dois anos.

Aos grandes amigos do LTP beer: Lucas, Matheus, Zila, Ingrid, Iuri, Kazuo, João, Fernanda, Laura, Deise, Manuela, Éric, Márcia, André, Cláudio, Domênico, Jenny, Armando, Larissa, Camila. Guardo no coração e na memória todos momentos de muita alegria, descontração e companheirismo que tivemos. Muito obrigado!

Aos amigos do LMP: Rodrigo, Andréia, Bruno, Lúcio, Érick e Henrique. Muito obrigado pelo convívio nesses dois anos e ajuda que, muitas vezes, me deram!

À equipe de ferrovias do LTP: Edson, Talita, José João, Guilherme e Robson. Sem vocês este trabalho não seria possível. Muito obrigado por todo esforço empenhado, conhecimentos trocados e paciência em muitos momentos! Como dizem “nenhum homem é um ilha”, essa pesquisa também é de vocês.

À secretária Diomária Santos e técnicos Erasmo e Vanderlei, sempre prestativos a ajudar na impressão de documentos, informações e realização de ensaios necessários para o andamento da pesquisa.

Ao Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo por tornar possível essa pesquisa em ferrovias.

À empresa Huesker, na pessoa do Engenheiro Cássio do Carmo, que doou os geocompostos empregados nesta pesquisa e tornou esta pesquisa possível. Muito obrigado!

Às empresas Vale, VLi e MRS que, além de disponibilizarem os trechos experimentais, não mediram esforços em auxiliar nossa equipe nas campanhas de medições e com informações necessárias para o andamento da pesquisa. Um agradecimento especial, ao Engenheiro Fernando Sgavioli (Vale), Cláudio Flor (VLi), Antônio Merheb e Ronaldo (MRS). Meu muito obrigado!

A todos que torceram por mim, se alegraram em minhas vitórias e contribuíram em meio a dificuldades, muito obrigado!

Como é feliz o homem que acha a sabedoria, o homem que obtém entendimento, pois sabedoria é mais proveitosa do que a prata e rende mais do que o ouro.

(Provérbios de Salomão 3:13-14).

RESUMO

O uso de geossintéticos em vias permanentes tem tido grande aplicação em diversos países nas últimas décadas, principalmente em regiões onde o subleito não possui capacidade de suporte suficiente e/ou contamina a camada de lastro, acelerando a degradação da via. A Baixada Santista, região de grande importância nacional no que se refere ao escoamento de produtos de importação e exportação, é caracterizada por subleitos com grandes espessuras de solos orgânicos, saturados e com pouca resistência que elevam o número de intervenções na via e resultam em paralisações, reduções de velocidade e perda de produtividade. Este estudo tem como objetivo principal avaliar o comportamento estrutural e geométrico em vias permanentes contendo geocomposto, estando este posicionado em diferentes interfaces da estrutura (lastro-sublastro, lastro-plataforma e sublastro-plataforma). Para tanto, foram acompanhados dois trechos experimentais executados com e sem tal tecnologia, desde a construção, na linha 1 do Terminal Integrador Portuário Luiz Antonio Mesquita (TIPLAM), localizado em Santos (SP), e na linha 2 da via Piaçaguera – Raiz da Serra, também na Baixada Santista. Em ambos os trechos, foram realizadas avaliações geométricas, pelo monitoramento de recalques e variações quanto ao alinhamento. No segundo trecho, foi efetuada avaliação do comportamento estrutural por meio de ensaios *in situ* para levantamento de dados como deflexões (para cálculo do módulo de via). De maneira geral, as condições de plataforma e executivas dos trechos experimentais com geocomposto, além do curto período de monitoramento após a construção, foram desfavoráveis para verificar seu potencial de aplicação para reforço da via permanente. Em Piaçaguera, a utilização do geocomposto não indicou melhorias estruturais nem geométricas no período avaliado. Desta forma, para vias com baixo acúmulo de MTBTs, o geocomposto pode se constituir uma solução para longo prazo (ainda a se avaliar mais precisamente). Em relação ao TIPLAM, concluiu-se que a aplicação da geogrelha poderá não ocasionar redução no recalque total, independentemente da posição de instalação. Em contrapartida, utilizar o geocomposto na interface lastro/sublastro pode gerar melhorias geométricas no parâmetro de superelevação. Posicionando-se este em camadas mais profundas (sublastro/plataforma), podem ser gerados menores recalques diferenciais, entretanto essa conclusão ficou dificultada pelo comportamento da plataforma. De forma geral, essa pesquisa contribuiu para o

conhecimento do uso de geocomposto em via permanente em diferentes condições de velocidade de operação, cargas transportadas e características geotécnicas. O estudo também abordou avaliações geométricas além das estruturais, que são alvo de poucos estudos de campo em nível nacional (sabendo-se da importância da geometria no intervalo entre manutenções e nível de segurança da via).

Palavras-chave: Ferrovias. Geossintéticos. Monitoramento

ABSTRACT

The use of geosynthetics in permanent ways has been widely applied in several countries in the last decades, mainly in regions where it can be witnessed the loss of subgrade bearing capacity during and after construction and/or the pumping of fines effect, which accelerates the degradation of the track. The soft soil foundation of Santos, a region of great national importance in terms of economics, is characterized by large deposits of saturated and low resistance soil layers that, once settled, increase the number of interventions on the railway and result in stoppages, speed control and loss of productivity. The main objective of this paper is to evaluate the structural and geometric behavior in permanent ways containing geocomposite, at different interfaces of the structure (ballast-subblast, ballast-platform and sub-platform). In order to do so, two experimental sections were carried out with and without such technology: line 1 of the Terminal Integrador Portuário Luiz Antonio Mesquita (TIPLAM), located in Santos (SP), and line 2 of the Piaçaguera - Raiz da Serra railway, also in the region of Santos. In both sections, geometric evaluations were carried out by monitoring settlements and variations in alignment. In the latter section, the structural behavior was evaluated through in situ tests to collect data such as deflections (for the calculation of the track modulus). In general, due to executive issues and platform characteristics of the experimental sections with geocomposite, alongside the short period of monitoring, it became adverse to verify the potential of such technology in means of reinforcing the track. In Piaçaguera, the use of the geocomposite did not indicate structural or geometric improvements during the evaluated period. Thus, for permanent ways with low MTBTs accumulation, the geocomposite can be a long-term solution (still to be evaluated more precisely). In relation to TIPLAM, it was concluded that the application of the geogrid may not cause reduction in total settlement, regardless of the installed position. In contrast, using the geocomposite at the ballast/sub-ballast interface can generate geometric improvements in the superelevation parameter. By positioning this in deeper layers (sub-ballast/platform), smaller differential settlements can be generated, however this conclusion was made difficult by the behavior of the platform. In general, this research contributed to the knowledge of the use of geocomposite in different railway conditions such as operation speed, transported loads and geotechnical characteristics. The study also addressed structural and geometric evaluations,

which has not been addressed commonly oftenly in national studies, even though it is known the importance of geometry to dictate maintenance intervals and safety levels of railways.

Keywords: Railways. Geosynthetics. Monitoring

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Matriz de transporte de carga de países de grandes dimensões territoriais	26
Figura 2 - A evolução do transporte ferroviário de cargas no Brasil entre os anos de 2006 a 2015	27
Figura 3 - A via permanente convencional lastrada e seus componentes	34
Figura 4 – Deformações em materiais granulares durante um ciclo de aplicação de carga	37
Figura 5 – Contribuição de cada componente da via no deslocamento total	38
Figura 6 – Contribuições de cada camada no recalque da via em função dos ciclos de socaria.....	39
Figura 7 – Deformações plásticas sob carregamento cíclico e sua relação com a tensão confinante	41
Figura 8 – Módulo de resiliência e deformações permanentes axiais com influência da redução na tensão confinante	41
Figura 9 – Os efeitos dos componentes da via no módulo de via	43
Figura 10 – A influência da rigidez do subleito nas deflexões	44
Figura 11 – Teor de umidade em função da sucção de um solo de Campinas - SP.	46
Figura 12 – Relação entre o MR e a tensão de sucção para cinco tipos de solo do Sul do Brasil	47
Figura 13 - Tensões verticais máximas cíclicas transmitidas para o lastro pela passagem de vagões com 100 t possuindo irregularidade na roda	49
Figura 14 - Distribuição de tensões através dos componentes da via	50
Figura 15 - A via permanente e seu modelo analítico	52

Figura 16 – Módulo de via	52
Figura 17 - Limites de deflexão máxima da via	55
Figura 18 – Parâmetros geométricos da via.....	57
Figura 19 – Geocomposto (geogrelha + geotêxtil não-tecido).....	60
Figura 20 – Efeito do reforço com geogrelha	61
Figura 21 – Mecanismo de restrição nas partículas gerado pela geogrelha	61
Figura 22 – Arranjo de ensaio de deformação permanente em caixa contendo lastro e geogrelha	62
Figura 23 – Deformação permanente acumulada nos ensaios de Bathurst e Raymond (1987).....	63
Figura 24 – Esquema do equipamento do teste.....	63
Figura 25 – Aparato desenvolvido por Brown et al. (2007)	64
Figura 26 – O efeito da abertura de malha da geogrelha na deformação permanente	65
Figura 27 – Modelo do teste aplicado	66
Figura 28 – Deformação permanente total medida no topo do reforço do subleito ...	66
Figura 29 – Diagrama esquemático do ensaio de cisalhamento direto	67
Figura 30 – Variação da tensão de pico de cisalhamento pelo efeito da contaminação do lastro em vários níveis de VCIs: (a) sem geogrelha; e (b) com geogrelha	67
Figura 31 – Condição de contorno simulada pelo ensaio (vista superior)	68
Figura 32 – Variação da deformação lateral do lastro ao longo da profundidade com e sem reforço em (a) $z = 0$ mm e (b) $z = 65$ mm	69
Figura 33 – Foto do ensaio realizado com indicação da posição das <i>SmartRocks</i> ...	70

Figura 34 – Efeito do reforço na aceleração translacional da partícula.....	71
Figura 35 – (a) Seções de teste e (b) seção transversal da via permanente com o geocomposto.....	72
Figura 36 – Resultados do segmento de teste em Bulli	73
Figura 37 – Dispositivo utilizado para monitoramento dos deslocamentos (a) em via (b) esquemático.....	74
Figura 38 – Evolução do módulo de via com a carga aplicada	75
Figura 39 – Detalhes em planta e em perfil do DMD.....	77
Figura 40 – Locais de instalação do monitoramento nos trechos avaliados	77
Figura 41 – Fluxograma das atividades no trecho do TIPLAM.....	78
Figura 42 - Fluxograma das atividades no trecho de Piaçaguera	79
Figura 43 – Terminal Integrador Portuário Luiz Antônio Mesquita	80
Figura 44 – Seção transversal da via permanente	81
Figura 45 – Configurações de instalação no trecho experimental.....	83
Figura 46 - Disposição dos trechos experimentais no TIPLAM.....	83
Figura 47 – Eliminação manual das folgas geradas na instalação.....	84
Figura 48 – (a) avanço do movimento de material (b) folga gerada pelo processo...	85
Figura 49 – Caixa de aço (<i>spread</i>) utilizada no processo construtivo	85
Figura 50 – Transporte e posicionamento do geocomposto na interface lastro/sublastro	86
Figura 51 – Lançamento e movimentação da camada de lastro	86
Figura 52 – Área lateral à via permanente onde seriam medidos os deslocamentos	87

Figura 53 – (a) prisma posicionado no boleto do trilho; (b) prisma instalado em estrutura considerada “indeslocável” para referência; (c) e (d) vistas da estação total	88
Figura 54 – Régua utilizada para medição da superestrutura da via	88
Figura 55 – Realização dos ensaios com LWD no TIPLAM	89
Figura 56 – Resultados de ensaios de LWD nos diferentes trechos no TIPLAM	90
Figura 57 – Ensaio de LWD no topo da camada de macadame seco (a) em G-S/P, (b) em G-L/S	91
Figura 58 – Variação do CBR ao longo da profundidade da plataforma-aterro nos diferentes trechos no TIPLAM	92
Figura 59 – Análise granulométrica do lastro do TIPLAM	93
Figura 60 – Análise granulométrica do sublastro do TIPLAM e faixas de BGS recomendadas pelo DER-SP	94
Figura 61 – Corpo de prova (a) na câmara de ensaio; (b) aspecto após os ciclos de carregamento	95
Figura 62 – Cota do boleto do trilho dos trechos experimentais ao longo das campanhas	96
Figura 63 – Recalque calculado em cada campanha de medições	97
Figura 64 – Segmentos abordados para a análise pelo Método B	99
Figura 65 – Recalque médio dos trechos ao longo dos MTBTs (método A)	100
Figura 66 - Recalque médio dos trechos ao longo dos MTBTs (método B)	101
Figura 67 – Recalque visual da via permanente observado a partir do trecho R-02 em direção a G-L/S	102
Figura 68 – Desvio padrão do alinhamento vertical dos trechos ao longo dos MTBTs (método A)	103

Figura 69 - Desvio padrão do alinhamento vertical dos trechos ao longo dos MTBTs (método B).....	104
Figura 70 - Desvio padrão de variação de bitola (a) métrica e (b) larga em relação aos MTBTs.....	106
Figura 71 – Desvio padrão da variação do nivelamento quanto à superelevação na bitola (a) métrica e (b) larga em relação aos MTBTs	107
Figura 72 – Localização do trecho experimental	108
Figura 73 – Via Piaçaguera – Raiz da Serra antes da construção do trecho experimental.....	109
Figura 74 – Presença de água na camada de lastro.....	109
Figura 75 – Seções experimentais em Piaçaguera (a) com e (b) sem reforço.....	110
Figura 76 – Geocomposto utilizado no trecho experimental de Piaçaguera	111
Figura 77 – Disposição dos trechos experimentais em Piaçaguera	112
Figura 78 - Etapas de (a) remoção do ombro de lastro; (b) remoção das fixações e trilho; (c) remoção dos dormentes; e (d) remoção do lastro colmatado	113
Figura 79 – (a) aspecto do lastro colmatado; e (b) plataforma antes da compactação	113
Figura 80 – Compactação da plataforma de Piaçaguera	114
Figura 81 – Posicionamento e lançamento de lastro nas extremidades do geocomposto.....	114
Figura 82 – Folgas geradas pelo trânsito de caminhões sob o geocomposto.....	115
Figura 83 – Finalização da reposição de lastro novo	115
Figura 84 – Lançamento de compactação do sublastro granular.....	115
Figura 85 – Trecho experimental após montagem da superestrutura	116

Figura 86 – Abertura da camada de lastro no trecho com geocomposto	116
Figura 87 – Espessuras da camada de (a) lastro e (b) sublastro	117
Figura 88 – Posicionamento de leituras com o DMD nos trechos experimentais....	118
Figura 89 – (a) medidor de tensão de sucção (b) imerso em água para saturação	119
Figura 90 – Localização dos medidores de tensão de sucção na seção (a) com geocomposto (b) referência.....	119
Figura 91 – Instalação dos medidores de tensão de sucção	120
Figura 92 – Dispositivo “Amber” para medição de geometria	120
Figura 93 – Realização dos ensaios de campo em Piaçaguera: (a) LWD; e (b) DCP	121
Figura 94 – Resultado do ensaio de DCP em Piaçaguera na seção com geocomposto.....	122
Figura 95 - Resultado do ensaio de DCP em Piaçaguera na seção de referência..	122
Figura 96 – Análise granulométrica do lastro de Piaçaguera	123
Figura 97 – (a) paquímetro da ABNT; (b) paquímetro (“caliper”) da ASTM.....	124
Figura 98 - Curva granulométrica projetada para o sublastro de Piaçaguera e limites estabelecidos	125
Figura 99 – Análise granulométrica real do sublastro de Piaçaguera em relação ao projetado	125
Figura 100 – Resultados do ensaio de módulo de resiliência do sublastro de Piaçaguera em função de (a) tensão desvio; e (b) tensão confinante.....	126
Figura 101 – Coleta do solo da plataforma de Piaçaguera	127
Figura 102 – Análise granulométrica do solo da plataforma de Piaçaguera	127
Figura 103 – Ensaio de compactação do solo da plataforma de Piaçaguera.....	128

Figura 104 – Ensaio de módulo de resiliência (a) na câmara de ensaio; (b) aspecto do corpo de prova após ensaio	129
Figura 105 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência do solo da plataforma de Piaçaguera em função de (a) tensão desvio; e (b) tensão confinante.....	130
Figura 106 – Compactação do lastro com o uso do pé-de-pato.....	131
Figura 107 – (a) DMD posicionado em campo; (b) detalhe dos LVDT's no patim do trilho e no <i>settlement peg</i> ; (c) sistema de aquisição de dados.....	131
Figura 108 – Passagem da composição carregada no trecho experimental em Piaçaguera	132
Figura 109 – (a) operação de socaria na seção com reforço; (b) aparência da camada de lastro após o serviço; (c) formação do ombro do lastro; e (d) aspecto final da via após o serviço.....	133
Figura 110 – Detalhe do posicionamento do LVDT em Piaçaguera.....	134
Figura 111 – Exemplo de sinal de deslocamento com detalhe nos picos provocados pela passagem das locomotivas	134
Figura 112 – Deslocamentos verticais medidos ao longo das campanhas de medições.....	135
Figura 113 – Deslocamentos verticais médios medidos ao longo dos MTBTs	136
Figura 114 – Módulos de via determinados ao longo das campanhas de medições	140
Figura 115 – Módulos de via calculados ao longo dos MTBTs	140
Figura 116 - Localização da estação pluviométrica em relação ao trecho experimental.....	142
Figura 117 – Bitola da via de Piaçaguera (a) variações ao longo dos trechos; e (b) desvio padrão.....	144

Figura 118 - Superelevação da via (a) variações ao longo dos trechos; e (b) desvio padrão145

Figura 119 - Empeno da via (a) variações ao longo dos trechos; e (b) desvio padrão146

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Métodos de medição de sucção	45
Tabela 2 – Funções dos geossintéticos, segundo Indraratna et al. (2011)	59
Tabela 3 - Características do material rodante.....	82
Tabela 4 – Características do geocomposto utilizado no TIPLAM, fornecidas pelo fabricante.....	82
Tabela 5 – Número de pontos ensaiados com LWD ao longo dos trechos experimentais no TIPLAM	89
Tabela 6 – Análise estatística dos resultados dos testes	90
Tabela 7 – Resultados dos ensaios de forma do lastro do TIPLAM.....	93
Tabela 8 - Análise estatística do recalque dos trechos nas campanhas (método A)	99
Tabela 9 - Análise estatística do recalque dos trechos nas campanhas (método B)	101
Tabela 10 - Análise estatística do alinhamento vertical dos trechos nas campanhas (método A).....	102
Tabela 11 - Análise estatística do alinhamento vertical dos trechos nas campanhas (método B).....	103
Tabela 12 – Avaliação final do acompanhamento do recalque e alinhamento vertical	104
Tabela 13 - Análise estatística de variação de bitola dos trechos ao longo das campanhas.....	105
Tabela 14 - Análise estatística da variação do nivelamento quanto à superelevação dos trechos ao longo das campanhas.....	106
Tabela 15 - Avaliação final da variação de bitola e do nivelamento quanto à superelevação	107

Tabela 16 - Características do geocomposto utilizado em Piaçaguera, fornecidas pelo fabricante.....	111
Tabela 17 – Resultados dos ensaios de LWD realizados em Piaçaguera	121
Tabela 18 - Resultados dos ensaios de forma do lastro em Piaçaguera	123
Tabela 19 – Resultados de módulo de via nos trechos experimentais ao longo das campanhas.....	139
Tabela 20 – Resultados das leituras de tensões de sucção nos trechos experimentais.....	142

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
AREA	American Railway Engineering Association
AREMA	American Railway Engineering and Maintenance-of-Way Association
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
BGS	Brita Graduada Simples
CBR	Califórnia Bearing Ratio
CEMADEN	Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CNU	Coeficiente de Não Uniformidade
DCP	Dynamic Cone Penetrometer
DER-SP	Departamento de Estradas e Rodagem de São Paulo
DMD	Dispositivo para Medição de Deslocamentos
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EFVM	Estrada de Ferro Vitória a Minas
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
FAST	Facility for Accelerated Service Testing
FWD	Falling Weight Deflectometer
G-L/S	Geocomposto Lastro/Sublastro
G-S/P	Geocomposto Sublastro/Plataforma
LTP	Laboratório de Tecnologia de Pavimentação
LVDT	Linear Variable Displacement Transducers
LWD	Ligth Weigth Deflectometer
MCT	Miniatura, Compactado e Tropical
MGT	Million Gross Ton
MR	Módulo de Resiliência
MTBT	Milhões de Toneladas Brutas Transportadas
NBR	Norma Brasileira
PNLT	Plano Nacional de Logística dos Transportes
R-01	Referência 1
R-02	Referência 2

R-03	Referência 3
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solo
TIPLAM	Terminal Integrador Portuário Luiz Antônio Mesquita
TQI	Track Quality Index
TRB	Transportation Research Board
USACE	US Army Corps of Engineers
VCI	Void Contamination Index

LISTA DE SÍMBOLOS

km	Quilômetro
mm	Milímetro
D_{15}	Abertura da peneira que passa 15% em relação ao peso total da amostra
D_{85}	Abertura da peneira que passa 85% em relação ao peso total da amostra
D_{50}	Abertura da peneira que passa 50% em relação ao peso total da amostra
D_n	Abertura da peneira que passa “n”% em relação ao peso total da amostra
kPa	Quilopascal
Hz	Hertz
σ_3	Tensão de confinamento
$\sigma_{\text{máx,clíc}}$	Tensão máxima desviadora cíclica
MPa	Megapascal
kN	Quilonewton
°C	Graus Celsius
m	Metros
t	Toneladas
φ	Fator de impacto
V	Velocidade do trem
D	diâmetro da roda do veículo
P_d	Carga de roda dinâmica
P	Carga de roda estática
lb	Libra
in	Polegadas
u	Módulo de via
y	Deflexão da via
E	Módulo de elasticidade
I	Momento de Inércia
M	Momento fletor
e	Neperiano
λ	Fator de amortecimento
x	Distância em qualquer ponto, a partir do carregamento ao longo do trilho
y_0	Deflexão máxima

kg	Quilo
A	Abertura da malha da geogrelha
h	Hora
µm	Micrômetro
cm	Centímetro
g	Gramma

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	26
1.1. OBJETIVOS DA PESQUISA.....	31
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	32
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	33
2.1. VIA PERMANENTE.....	33
2.2. LASTRO.....	36
2.3. SUBLEITO	42
2.4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DA VIA PERMANENTE	47
2.4.1. ESFORÇOS ATUANTES.....	47
2.4.2. TRANSMISSÃO DE TENSÕES	50
2.5. CONCEITO E DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE VIA	52
2.6. GEOMETRIA DA VIA COMO INDICADOR DE QUALIDADE	56
2.7. A UTILIZAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS NA VIA PERMANENTE	58
2.7.1. TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS E SUAS FUNÇÕES	58
2.7.2. PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO DAS GEOGRELHAS COM LASTRO E SUBLASTRO.....	60
2.7.3. ESTUDOS REALIZADOS EM LABORATÓRIO E CAMPO.....	62
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	78
3.1. TRECHO EXPERIMENTAL NO TERMINAL INTEGRADOR PORTUÁRIO LUIZ ANTÔNIO MESQUITA (TIPLAM).....	79
3.1.1. CARACTERÍSTICAS DA VIA PERMANENTE	80
3.1.2. TIPO DO GEOCOMPOSTO E CONFIGURAÇÕES DE INSTALAÇÃO ..	82
3.1.3. CONSTRUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL.....	83
3.1.4. MÉTODO DE MONITORAMENTO	86
3.1.5. ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DA SUBESTRUTURA	89
3.1.6. CAMPANHAS DE MEDIÇÃO DE CAMPO.....	95
3.1.7. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO	96
3.2. TRECHO EXPERIMENTAL EM PIAÇAGUERA.....	108

3.2.1. CARACTERÍSTICAS DA VIA PERMANENTE	110
3.2.2. TIPO DO GEOCOMPOSTO E CONFIGURAÇÃO DE INSTALAÇÃO..	111
3.2.3. CONSTRUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL.....	112
3.2.4. MÉTODO DE MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO	117
3.2.5. ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DA SUBESTRUTURA	121
3.2.6. CAMPANHAS DE MEDIÇÃO DE CAMPO.....	130
3.2.7. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO (PIAÇAGUERA)	134
4. CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS	147
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	153
ANEXO A - Laudos de sondagens do trecho.....	162
ANEXO B - Dados de precipitação.....	167
APÊNDICE A - Dados do monitoramento topográfico	169
APÊNDICE B - Dados de geometria da via.....	171
APÊNDICE C - Sinais das medições de deslocamento.....	178

1. INTRODUÇÃO

A disponibilidade de infraestrutura está diretamente ligada ao desenvolvimento de um país. Desta forma, deve-se dispor de uma oferta de infraestrutura de transportes, a custos razoáveis, para atender a crescente demanda, impulsionada pelo desenvolvimento da economia nacional, e tornar o mercado brasileiro competitivo no cenário mundial (PNLT, 2012). O transporte é o elemento mais importante na logística, podendo ser considerado um facilitador para a locomoção de produtos entre regiões (BALLOU, 2006).

A matriz de transporte de cargas brasileira apresenta grande participação do modal rodoviário, possuindo forte dependência deste. O desequilíbrio nesta matriz resulta em uma perda de competitividade internacional dos produtos de exportação pela elevação dos custos. Entre as soluções possíveis está o investimento no sistema ferroviário que, em certas condições e determinados tipos de fluxo de carga, pode representar uma redução de 37% no valor dos custos de transporte (PNLT, 2012). Na Figura 1 é possível se observar o pequeno percentual da participação do modal ferroviário no Brasil, em comparação com outros países de semelhantes extensões territoriais.

Figura 1 - Matriz de transporte de carga de países de grandes dimensões territoriais

Fonte: Costa (2009)

Atualmente, o sistema ferroviário brasileiro possui 29.291 km de extensão, sendo distribuídos em 16 malhas ferroviárias usadas em transporte de cargas (CNT, 2015). Deste modo, investir no setor ferroviário é de grande importância para um melhor

equilíbrio na matriz de transporte de cargas que necessita ainda de uma maior expansão e modernização da rede.

Adicionalmente, é constatado ao longo dos últimos anos no Brasil um acréscimo na carga transportada por ferrovias (Figura 2), que segue a tendência observada ao redor do mundo. Este acréscimo surge pela necessidade de competir com outros modos de transporte, gerando maiores cargas por eixo, velocidade de circulação e frequência de trens (IONESCU, 2004). Selig e Waters (1994) afirmam que isto ocasiona uma maior frequência de manutenções pela geração de níveis maiores de deformação, que acarretam em problemas de geometria da via e acréscimo no coeficiente dinâmico, levando os componentes da via a sofrerem um maior desgaste. Diante disso, a capacidade estrutural da via permanente deve acompanhar esta elevação nas solicitações para que seja capaz de resisti-los em níveis satisfatórios, sendo necessário um bom conhecimento da resposta da via frente às cargas reais impostas pelo tráfego.

Figura 2 - A evolução do transporte ferroviário de cargas no Brasil entre os anos de 2006 a 2015

Fonte: (ANTT, 2016)

Ao longo dos anos, grande atenção tem sido dada aos componentes da superestrutura¹, apesar dos materiais geotécnicos que compõem a subestrutura² (subleito, lastro/sublastro e plataforma) terem a maior parcela de contribuição nos altos custos de manutenções da via (HAY, 1982; INDRARATNA et al., 2011). Por

¹ Parte superior da estrutura da via permanente, composta pelos trilhos, fixações e dormentes.

² Faixa constituída por materiais geotécnicos com uma ou duas camadas granulares sobrejacentes ao subleito.

exemplo, segundo Wheat e Smith (2008), na Rede Ferroviária Britânica, mais de dois terços dos gastos totais das atividades de manutenção da infraestrutura da via são destinados para a subestrutura. Collinson (1998) também cita que, no Reino Unido, os custos somente com material de lastro para manutenções e renovações são cerca de 80 milhões de dólares por ano. Ionescu et al. (1996) cita que na Austrália, nos anos de 1992 a 1993, cerca de 12 milhões de dólares australianos foram gastos para reposição de material de lastro. É importante destacar que os custos com manutenções são proporcionais à extensão da rede ferroviária e à quantidade de carga transportada, ou seja, variam de acordo com as características de cada via. Estes altos custos salientam a importância de se conhecer os mecanismos que regem o comportamento dos materiais geotécnicos, de tal forma que se minimize o número de intervenções com geração de custos excessivos que impossibilite novos investimentos.

A baixada santista (litoral do Estado de São Paulo) é uma das regiões mais importantes economicamente para o Brasil, no que se refere a escoamento de produtos de importação e exportação. Muitos desses produtos, em particular os que são a granel, são transportados por meio de ferrovias que se conectam com a região do Porto de Santos, através de terminais de integração. Muitas das ferrovias utilizadas neste transporte de cargas são antigas, tal como as linhas da região de Piaçaguera que datam da década de 80. Portanto, foram projetadas para cargas por eixo menores dos que as utilizadas hoje e, ainda, muitas não possuem camada de sublastro. Além disso, esta região de baixada tem como característica estrutural formações de grandes espessuras de solos orgânicos, saturados e com baixa capacidade de suporte. Estes aspectos somados podem gerar elevados números de intervenções na via com paralisações e reduções de velocidade que impactam negativamente no comportamento da via permanente e na logística de transporte.

Dos componentes da subestrutura, particularmente o subleito tem grande influência no desempenho e manutenção da via, contribuindo de forma significativa na deformação permanente (SELIG; WATERS, 1994). Selig e Li (1994) destacam, através de um estudo paramétrico com o uso do *software Geotrack*, por exemplo, que a mudança de rigidez do subleito é o parâmetro que mais afeta no módulo de via. Além disso, em áreas onde o subleito se encontra saturado e com baixa capacidade de suporte, pode ocorrer bombeamento de suas partículas para a

camada de lastro (*pumping*), desencadeando aceleração na degradação dos componentes da via (AYRES, 1986; BROWN et al., 2007; ESVELD, 2001; FLUET, 1986; INDRARATNA et al., 2011; IONESCU, 2004; RANKILOR, 1994; SELIG; WATERS, 1994). Portanto, a capacidade de suporte do subleito, além do correto funcionamento do sistema de drenagem são de grande importância no comportamento da via e bom funcionamento do sistema como um todo

Por outro lado, o lastro é geralmente o elemento que mais contribui na deformação permanente da via, tomando em consideração um subleito com boa capacidade de suporte, gerando desvios verticais e horizontais e necessidade de operações de manutenção. A contaminação do lastro por partículas finas oriundas das camadas subjacentes ou a colmatação ocasionada pela quebra de partículas do lastro pode aumentar e/ou reduzir sua taxa de deformação, além de dificultar a drenagem. A colmatação, por exemplo, pode ocasionar aumento de rigidez da camada, enquanto que a contaminação pode apresentar os dois comportamentos a depender do tipo de contaminante e teor de umidade. Como consequência de tais mecanismos, pode ocorrer certa aceleração do processo de degradação dos componentes da via. A socaria, que é a prática mais presente nas rotinas de manutenção, também causa danos à camada de lastro e contribui para a sua deterioração (FORTUNATO, 2005; SELIG; WATERS, 1994). Segundo Lackenby et al. (2007), uma das formas de melhorar o comportamento da subestrutura é promover maior confinamento à camada de lastro, por exemplo, pois isto aumenta a estabilidade da camada e reduz a quebra dos grãos de lastro. Para tal, entre as técnicas que o autor recomenda estão o uso de maiores larguras de ombro de lastro e uso de geossintéticos na interface lastro/sublastro.

A utilização de geossintéticos para reforço e camada de separação pode ser uma solução alternativa, principalmente em regiões em que o subleito apresenta baixa capacidade de suporte. A via reforçada com geogrelha, por exemplo, pode apresentar menores taxas de deformação e menores tensões que chegam ao subleito, assim reduzindo a frequência de manutenções (BATHURST; RAYMOND, 1987; BROWN et al., 2007; INDRARATNA et al., 2011; KWAN, 2006). Já a utilização de geotêxtil pode ter bom desempenho como camada de separação e filtração, auxiliando na drenagem e na integridade da camada de lastro (CUCONATO, 1998). Desta forma, quando se necessita de um elemento que proporcione as

características de desempenho de ambos os geossintéticos (geogrelha e geotêxtil), pode-se combiná-los para trabalharem em conjunto na via permanente. Este tipo de combinação de geossintéticos se denomina geocomposto.

O uso de geocomposto em vias permanentes tem sido amplamente pesquisado ao redor do mundo, ao longo das últimas décadas. Estudos nas condições *“in situ”* brasileiras, que apresentam elevadas cargas por eixo e regiões onde o solo apresenta baixa capacidade suporte, são imprescindíveis para uma maior compreensão da eficiência deste tipo de técnica e um melhor aproveitamento do seu uso no cenário nacional. É neste contexto que se insere este estudo, com a utilização do geocomposto (geogrelha e geotêxtil) na via permanente, com o objetivo de avaliar o uso deste sob características reais de operação, em uma região onde o subleito possui baixa capacidade de suporte.

1.1. OBJETIVOS DA PESQUISA

O principal objetivo desta pesquisa consiste em avaliar o comportamento estrutural e geométrico em vias permanentes com geocomposto, estando este posicionado em diferentes interfaces da estrutura (lastro-sublastro, lastro-plataforma e sublastro-plataforma). Para tanto, foram acompanhados dois trechos experimentais executados com e sem tal tecnologia, desde a construção, na linha 1 do Terminal Integrador Portuário Luiz Antonio Mesquita (TIPLAM) localizado em Santos (SP) e na linha 2 da via Piaçaguera – Raiz da Serra, também na baixada santista.

A avaliação do comportamento estrutural e geométrico foi feito por meio de ensaios *in situ* para levantamento de dados como deflexões (para cálculo do módulo de via), recalques e variações quanto ao alinhamento.

Adicionalmente, este estudo também contemplou a coleta de materiais da subestrutura da via em construção, para caracterizá-los em laboratório, além de outros testes *in situ* (como uso de Dynamic Cone Penetrometer), de forma a se obterem dados que dessem melhor embasamento às conclusões obtidas.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta pesquisa está apresentada em cinco capítulos. O capítulo 1 trata da introdução da dissertação, onde são apresentados a importância do tema, os objetivos e a organização do trabalho. O capítulo 2 aborda a revisão bibliográfica que apresenta os componentes que formam a via permanente, os mecanismos de transferência de esforços, os tipos de geossintéticos e suas funções, o uso e mecanismo de funcionamento de geossintéticos em via permanente e a definição e forma de avaliação do comportamento estrutural através do módulo de via, entre outros. O capítulo 3 descreve os procedimentos experimentais de campo e laboratório para obter o objetivo proposto, além das análises dos dados levantados. Por fim, o capítulo 4 apresenta as conclusões e comentários finais do presente estudo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. VIA PERMANENTE

A estrutura da via permanente tem a função de prover segurança, eficiência e estabilidade para o transporte com características de cargas por eixo, velocidade de operação, vida de serviço e intervalo de manutenções a que foi projetada. Para se atingir este objetivo, é necessário manter-se um nível desejado de alinhamento vertical e horizontal e cada componente deve cumprir sua função de forma satisfatória em resposta às cargas geradas pelo tráfego e condições ambientais (SELIG; WATERS, 1994).

Segundo Indraratna et al. (2011), pode-se classificar, de forma simples, as estruturas ferroviárias em duas categorias: as vias convencionais lastradas e as vias apoiadas sobre placas de concreto. Por outro lado, Paixão et al. (2009) discutem sobre os diversos tipos de estruturas ferroviárias não lastradas (*slab track* ou *ballastless*), mais comumente associadas a trens de alta velocidade (passageiros). Já sobre os elementos que compõem a via permanente convencional, estes podem ser divididos em: superestrutura e subestrutura (Figura 3). No âmbito desta pesquisa, será considerada a superestrutura sendo composta pelos trilhos, fixações, placa de apoio e dormentes. A subestrutura, portanto, é composta pelas camadas de lastro, sublastro e subleito ou plataforma. Devido ao fato do presente estudo visar o uso de geossintéticos nas camadas da subestrutura, neste trabalho será dado maior enfoque às questões relativas a esta parte da via permanente.

Figura 3 - A via permanente convencional lastrada e seus componentes

Fonte: adaptado de Selig e Waters (1994)

Um dos problemas recorrentes deste tipo de estrutura é a progressiva deterioração da camada de lastro com a acumulação do tráfego. Apesar disso, Fortunato (2005) e Lichtberger (2011) citam que esta é uma solução estrutural que possui um bom comportamento dinâmico e que, na maioria dos casos, permite atingir os requisitos geométricos de forma econômica, pois a sua manutenção pode ser realizada através de equipamentos mecânicos automatizados.

Por definição, o lastro é uma camada formada por material granular, posicionada acima do sublastro ou subleito, com espessuras (abaixo da face inferior do dormente) geralmente variando entre 250 mm a 350 mm e frações granulométricas entre 25 mm a 60 mm. Geralmente, estes materiais são de origem natural, com excelente qualidade, tais como: basalto, calcário, granito, dolomita, reolito, gnaiss e quartzito (INDRARATNA et al., 2011; LICHTBERGER, 2011). Além da utilização de agregados de origem natural, a AREMA (2013) especifica o uso de escória de alto forno e de aciaria.

Segundo Selig e Waters (1994), o lastro possui papel fundamental no comportamento da via, sendo que as suas principais funções são: i) resistir aos esforços verticais, laterais e longitudinais transmitidos pelos dormentes, com o objetivo manter a via no alinhamento correto; ii) providenciar o nível de elasticidade necessário e absorver os impactos gerados pelas cargas dinâmicas; iii) distribuir as altas tensões advindas da interface dormente/lastro, da forma mais homogênea

possível, dentro de limites admissíveis para as camadas subjacentes; iv) facilitar as manutenções pelo rearranjo das suas partículas durante as operações de nivelamento e alinhamento da via; v) permitir a drenagem da via.

A camada de lastro pode ser subdividida em quatro zonas que desempenham diferentes funções: 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 que sofre efeito da operação de socaria; iv) base do lastro, parte inferior que não sofre efeito da operação de socaria, sendo geralmente a região em que se concentra uma eventual contaminação. As partes superior e inferior da camada de lastro possuem a função de distribuir as tensões para a camada de sublastro. O berço e o ombro também possuem importante papel, promovendo o confinamento necessário para reduzir o movimento lateral das partículas e da superestrutura e adequado comportamento mecânico da camada (IONESCU, 2004).

O sublastro é uma camada de material granular disposta entre a camada de lastro e o subleito. Esta pode também atuar na redução de tensões impostas pelo material rodante, entretanto sua função principal é atuar como camada separadora, impedindo a migração de partículas finas de baixo para cima. Outras funções do sublastro são (FORTUNATO, 2005): i) evitar o desgaste do subleito pela ação mecânica do lastro que, na presença de água e ação das cargas dinâmicas, pode gerar a formação e bombeamento de lama para a superfície; ii) funcionar como camada impermeabilizante, evitando que as águas que caem na superfície do pavimento cheguem ao subleito; iii) funcionar como elemento filtrante e drenante, permitindo o escoamento da água ascendente do subleito, sem que haja a passagem de partículas finas para o lastro.

Para que a camada de sublastro possa desempenhar a sua função de filtro satisfatoriamente, Selig e Waters (1994) citam o critério de Terzaghi e Casagrande, desenvolvido em 1940, para determinação das faixas limites da granulometria. As equações [1] e [2] apresentam os limites estabelecidos neste critério, onde a camada de sublastro é projetada de acordo com as características do solo do subleito (plataforma).

$$D_{15}(\text{sublastro}) \leq 5D_{85}(\text{subleito}) \quad [1]$$

$$D_{50}(\text{sublastro}) \leq 25D_{50}(\text{subleito}) \quad [2]$$

Onde:

D_n = abertura da peneira que passa “n”% em relação ao peso total da amostra

O subleito ou plataforma é a fundação da via, podendo ser constituída de solo natural ou material selecionado. A sua principal finalidade é promover suporte e estabilidade à via permanente, podendo contribuir (sob certas situações) no que tange a resiliência, para redução do recalque diferencial e deflexão do trilho sob carregamento (SELIG; WATERS, 1994). Uma boa investigação na fase de projeto pode evitar futuras falhas no subleito, que são onerosas e demandam tempo elevado de paralisação das operações. Caso a via seja construída sobre solo mole, é necessário se empregar técnicas de estabilização, como drenos verticais ou aterros de sobrecarga, para aumentar a resistência ao cisalhamento e reduzir a sua deformabilidade (INDRARATNA et al., 2011).

Ainda destaca-se, em vias com anos de operação, o surgimento de camadas “intermediárias”. Estas ocorrem pelo agulhamento das camadas de lastro e/ou sublastro na camada de subleito (plataforma) ficando, assim, em muitos casos, difícil se determinar os limites de espessura de cada camada da subestrutura.

2.2. LASTRO

Como citado anteriormente, a camada de lastro desempenha diversas funções na via permanente. A compreensão do comportamento do lastro sob a atuação das cargas cíclicas geradas pelo tráfego é imprescindível para um melhor desempenho da via permanente, tanto em relação a aspectos geométricos, quanto a maior durabilidade do material e melhor eficiência na gerência de manutenções.

Lekarp et al. (2000), ao discutirem sobre o comportamento de materiais granulares submetidos a tensões cíclicas, afirmam que estes assumem um comportamento elastoplástico. Assim, a cada ciclo de carregamento, as deformações da camada de lastro possuem uma parcela recuperável (elástica) e outra permanente (plástica) (Figura 4). Ainda segundo este autor, por meio de uma extensa revisão bibliográfica, o comportamento elastoplástico da camada de lastro é influenciada por diversos fatores, sendo um relacionado às próprias características do material e outro

relacionado ao tipo de carregamento. Na primeira categoria se enquadram: densidade, distribuição granulométrica, porcentagem de finos, tamanho máximo dos agregados, teor de umidade, tipo e forma dos agregados. Enquanto que na segunda categoria se enquadram: nível de tensões, histórico de tensões, número de ciclos, frequência, duração e sequência de carregamento.

Figura 4 – Deformações em materiais granulares durante um ciclo de aplicação de carga

Fonte: adaptado de Lekarp et al. (2000)

Durante os primeiros ciclos de carregamento, as deformações se desenvolvem rapidamente e somente parte delas são recuperadas após o descarregamento. A magnitude das deformações permanentes diminui ao longo do número de ciclos para uma específica taxa de tensão cíclica, se estabilizando conforme ocorre um enrijecimento pela densificação ocasionada pelo rearranjo das partículas do lastro (SELIG; WATERS, 1994; SEVI, 2008).

Um paralelo a este comportamento pode ser realizado quanto à condição de um lastro novo, recentemente socado ou renovado na via permanente. Nos primeiros ciclos de carregamento ocasionado pela passagem do tráfego, serão elevados os níveis de deformações e, conseqüentemente, gerados deslocamentos. Após certo número de aplicações de carga, haverá uma tendência de estabilização desse valor, condicionada ao rearranjo das partículas do lastro.

Selig e Waters (1994), através de um extenso programa de medições na via permanente da *Facility for Accelerated Service Testing* (FAST), em Pueblo (Colorado) na década de 70, denotam a contribuição elástica da camada de lastro no deslocamento vertical (deflexão) da via. No estudo foram usados dormentes de madeira, espessura de lastro variando entre 380 a 530 mm, além de espessura de

sublastro compactado de 150 mm (cascalho e areia bem graduados). A Figura 5 apresenta os deslocamentos ao longo da tonenagem acumulada, sendo possível perceber-se que a camada de lastro contribui com mais da metade no deslocamento total aos 25 milhões de toneladas brutas (MGT).

Figura 5 – Contribuição de cada componente da via no deslocamento total

Fonte: adaptado de Selig e Waters (1994)

Após as estabilizações das deformações plásticas que ocorrem nos primeiros ciclos de carregamento, o material de lastro não sofre grandes perturbações ao ser submetido abaixo da mesma relação de tensões a que já foi sujeito. Entretanto, quando submetido a um nível de tensões nunca visto antes, a camada de lastro se deformará até alcançar um novo ponto de equilíbrio (AURSUDKIJ, 2010). Para Dahlberg (2001), a deformação plástica da camada de lastro após a primeira fase de consolidação é devido a: (i) contínua fase de densificação produzida pelo rearranjo de partículas; (ii) densificação e redução de volume devido à degradação e quebra de partículas; (iii) redução de volume devido ao arredondamento das partículas por abrasão, aumentando o empacotamento. Selig e Waters (1994) ainda destacam o papel das vibrações exercidas pelo tráfego que influenciam de forma expressiva no rearranjo e no fluxo lateral das partículas.

O lastro é o principal contribuinte na deformação permanente da via e recalque diferencial devido à sua deformação plástica, levando em consideração um subleito com boa capacidade de suporte e já consolidado pelos ciclos de carregamento do tráfego (INDRATNA et al., 2011; SELIG; WATERS, 1994). Para a correção do alinhamento vertical da via, ocasionado por este comportamento da camada de lastro, são necessárias intervenções de manutenção, sendo a mais presente na atualidade a operação de socaria. Nesta operação, a grade ferroviária é erguida e,

no espaço gerado entre a grade e o lastro antigo, é despejado material de lastro novo. Após isso, são inseridas hastes vibratórias que movimentam as partículas de lastro para debaixo do dormente, de modo a manter a via na posição desejada. A elevada força de vibração e de imersão frequentemente causam quebra dos grãos, sendo este o elemento mais destrutivo nas operações ferroviárias em termos de deterioração do lastro (WRIGHT, 1983). Em geral, as partículas que compõem a camada de lastro se degradam por meio de processos de quebra e abrasão, devido ao acúmulo de carga e/ou ações de socaria, podendo ocorrer inclusive de forma complementar no sentido de deterioração do grão (PIRES; DUMONT, 2015). A Figura 6 apresenta a contribuição da camada de lastro na deformação permanente da via, à medida que vão sendo feitos os ciclos de socaria. Além disso, também ilustra a redução entre os intervalos de manutenções devido ao processo de degradação do lastro pela socaria ao longo do seu ciclo de vida.

Figura 6 – Contribuições de cada camada no recalque da via em função dos ciclos de socaria

Fonte: adaptado de Selig e Waters (1994)

A colmatação do lastro é o preechimento dos vazios entre os grãos por material proveniente de fonte externa (queda dos vagões, por exemplo) ou degradação do próprio material, exercendo singular influência nas deformações plásticas. Sua origem pode ocorrer pelo impacto, atrito, choque, fratura e abrasão das partículas (durante a socaria ou ao longo da vida útil), alterando a granulometria do lastro e deixando-a mais bem graduada. Essas alterações aumentam a rigidez da camada, tornando-a menos deformável, induzindo a maiores tensões nos elementos da superestrutura e material rodante. Ao mesmo tempo, este processo reduz a permeabilidade da camada de lastro, elevando o tempo de drenagem necessário para o escoamento da água.

Por outro lado, há ainda o processo de colmatação por contaminação que pode ocorrer por desgaste do dormente de concreto, infiltração de finos das camadas subjacentes (bombeamentos de finos do sublastro ou subleito) ou ainda queda de materiais na ferrovia. Finos contaminantes de origem argilosa ou siltosa podem atuar (na presença de água) como elementos lubrificantes, facilitando o movimento das partículas, aumentando os deslocamentos e, posteriormente, a deformação plástica (SELIG; WATERS, 1994).

A tensão de confinamento no campo é promovida pelo intertravamento das partículas, tensão de compactação residual e pelo próprio carregamento gerado pela passagem dos trens. Certo nível de tensão de confinamento é necessário para se evitar um elevado movimento de partículas e fluxo lateral, com subsequente degradação do lastro e perda de geometria da via.

Alguns pesquisadores têm relatado resultados de estudos realizados em campo e laboratório em relação aos valores de tensões de confinamento no interior da camada de lastro. Selig e Alva-Hurtado (1982), através de estimativas de coeficientes geotécnicos, verificaram que a pressão de confinamento de lastros na direção perpendicular ao trilho varia de 5 a 40 kPa. Selig e Waters (1994), através de ensaios de *box testing*, encontraram valores de tensões um pouco superiores variando entre 18 e 60 kPa. Indraratna et al. (2010), no trecho experimental instrumentado em Bulli (Austrália), obtiveram um valor de 50 kPa na direção paralela ao trilho. Em relação a valores máximos possíveis, Raymond e Davies (1978) indicam que dificilmente as tensões serão maiores do que 140 kPa.

Com o objetivo de se avaliar a influência da magnitude da tensão de confinamento na deformação do lastro sobre carregamento cíclico, Lackenby et al. (2007) conduziram ensaios triaxiais na Universidade de Wollongong (Austrália) em amostras com dimensões de 600 x 300 mm e frequência de carregamento de 20 Hz. Em termos de deformação permanente, ao final de 500.000 ciclos, foi possível notar-se que ao se elevarem as tensões de confinamento (σ_3) as deformações plásticas (ϵ_a) se reduziram em todas as tensões máximas desviadoras cíclicas ($\sigma_{m\acute{a}x,cl\acute{i}c}$) (Figura 7). Em relação ao comportamento elástico, foi verificado que a elevação da tensão confinante era acompanhada por um aumento no módulo de resiliência.

Figura 7 – Deformações plásticas sob carregamento cíclico e sua relação com a tensão confinante

Fonte: adaptado de Lackenby et al. (2007)

Comportamento semelhante a este foi encontrado por Merheb et al. (2014), em um ensaio triaxial de grande escala realizado no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP) da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). Ao se elevar a tensão desviadora, mantendo constante o valor da tensão confinante, se observava uma tendência de estabilização de deformações plásticas, após alguns ciclos de aplicação de carregamento. Entretanto, ao se reduzir a tensão confinante de 65 kPa para 50 kPa, as deformações aumentaram de forma mais pronunciada em poucos ciclos de carga, acompanhadas por uma redução no módulo de resiliência (Figura 8).

Figura 8 – Módulo de resiliência e deformações permanentes axiais com influência da redução na tensão confinante

Fonte: adaptado de Merheb et al. (2014)

Outro aspecto levantado, desta vez nos estudos conduzidos por Lackenby et al. (2007), foi sobre a influência da tensão confinante na degradação da partícula. Estados de instabilidade (ocorrência de maior degradação da partícula) foram relatados conforme se elevava a diferença entre a tensão desviadora e a confinante, indicando que maiores tensões de confinamento são necessárias, caso haja um aumento na carga por eixo, para que a degradação da partícula seja minimizada. Entretanto, para que seja possível se elevar a tensão de confinamento até um nível desejado, é necessário dispor de técnicas com o objetivo de se atingir esta estabilidade da camada de lastro (por exemplo, aumentar a largura do ombro ou utilizar elementos que restrinjam o movimento lateral da camada de lastro). Por outro lado, há de se verificar até que ponto promover certo aumento de tensão de confinamento seria benéfico para o comportamento mecânico e degradação da camada de lastro, tendo em vista que maiores níveis de tensões podem vir a causar demasiada restrição ao movimento, com consequente quebra de partículas.

2.3. SUBLEITO

O subleito possui um importante papel no comportamento mecânico da via permanente sob cargas repetidas. Mesmo assim, este pode não receber a atenção devida nos serviços de manutenção, pelos seus defeitos (recalques) geralmente serem compensados pela prática de adicionar lastro até atingir a geometria desejada. Porém, isso pode gerar maiores custos com manutenções além de criar camadas de lastro mais espessas sujeitas a instabilidade.

Li e Selig (1995) destacam que o comportamento do subleito é dependente das características do carregamento, tipo de solo e fatores ambientais. Em relação ao carregamento, os autores destacam que solos finos (argilosos ou siltosos) podem apresentar menores resistências sob carregamento cíclico do que em uma aplicação de carga estática. Além disso, o acúmulo de deformação permanente ocasionada por vários ciclos de cargas de pequena magnitude pode ser significativamente maior do que o gerado por uma única aplicação de carga maior.

Quanto ao tipo de solo, é destacado que solos finos são os mais propícios a desenvolver problemas de instabilidade, devido a sua baixa resistência, permeabilidade e susceptibilidade às alterações de teor de umidade (perda de resistência e rigidez com o ganho de umidade). No entanto, a assertiva do autor

sobre solos finos pode não ser válida para solos, especialmente de comportamento laterítico presentes em regiões tropicais (tal como o Brasil), geralmente excelentes para uso em pavimentação. Estes apresentam granulometria fina, porém podem desenvolver elevada resistência e estabilidade, mesmo com alterações de umidade sofridas após o processo de compactação (BERNUCCI, 1995). Neste caso, como os métodos tradicionais de classificação (*Unified Soil Classification System* ou *Highway Research Board*) podem não ser adequados, há a proposição da metodologia MCT (Miniatura, Compactado e Tropical), desenvolvida por Nogami e Villibor (1981), para classificação de solos com vistas à pavimentação.

Por último, o autor aponta a variação de temperatura do solo, com ciclos de congelamento e descongelamento, que podem causar redução da resistência do solo (o que não é o caso no Brasil).

Utilizando o *software Geotrack*, Selig e Li (1994) estudaram a influência da rigidez do subleito e da sua espessura no valor do módulo de via. Para tal, variaram as características dos diversos componentes da via e suas respectivas alterações no valor do módulo de via, calculado a partir da equação [11]. Como resultado, o fator que mais influenciou na rigidez da via foi o módulo de resiliência (MR) do subleito, seguido por sua espessura (Figura 9). Porém, um aspecto importante a se destacar sobre este estudo é que abaixo dessa camada de subleito considerou-se a existência de uma camada rochosa, ou seja, de alta rigidez.

Figura 9 – Os efeitos dos componentes da via no módulo de via

Fonte: adaptado de Selig e Li (1994)

Em relação à influência das alterações da rigidez do subleito no comportamento elástico da via, Ebersöhn e Selig (1994), também utilizando o *software* GEOTRACK, verificaram que as deflexões da via aumentaram consideravelmente ao se reduzir o módulo de resiliência do subleito de 138 MPa (rígido) para 40 MPa (médio) e 14 MPa (flexível) (Figura 10).

Fonte: adaptado de Ebersöhn e Selig (1994)

A deformação permanente do subleito gera recalques diferenciais na via permanente. Em solos saturados e com grande porcentagem de finos, as cargas repetidas induzidas pelo tráfego provocam um progressivo acúmulo de deformação plástica pela dissipação do excesso de poro-pressão (SELIG; WATERS, 1994). Além disso, estas cargas podem induzir a problemas de estabilidade no subleito, a depender de algumas características, tais como (LI; SELIG, 1995): (i) progressiva falha por cisalhamento causada pelas repetidas sobre-pressões, presença de solo de granulometria fina e alto grau de saturação; (ii) excessiva deformação plástica (bolsões de lastro) causada por cargas repetidas e presença de solo mole; e (iii) bombeamento de lama causado pelas carga repetidas, lastro em contato diretamente sobre o subleito, presença de água.

Para se evitar que esses tipos de instabilidades ocorram (principalmente em região com solos moles, finos e saturados), algumas medidas podem ser adotadas: (i) garantir um bom sistema de drenagem para a via; (ii) utilizar uma camada de filtro que promova a separação entre o lastro e o subleito, tal como o sublastro; e (iii) promover uma boa distribuição de tensão para o subleito, reduzindo as cargas para níveis compatíveis com a sua resistência da forma mais homogênea possível.

Quando o solo encontra-se saturado, todos os seus poros estão preenchidos por água. Por outro lado, quando o solo não se encontra totalmente saturado, a água ocupa apenas os poros menores. Esta ocorrência de não saturação do solo acarreta em fenômenos que geram uma pressão negativa (abaixo da pressão atmosférica), na água do solo, denominada de sucção. Marinho (1997), por sua vez, define sucção como sendo uma pressão da água intersticial (água presente nos poros do solo), oriunda de condições físico-químicas. Esta faz com que o solo absorva ou perca água, a depender das condições ambientais, com aumento ou diminuição do seu grau de saturação.

De forma geral, a sucção total se divide em duas componentes, matricial e osmótica. A sucção matricial é a pressão negativa de água intersticial ocasionada pela capilaridade e forças de adsorção. Por outro lado, a componente osmótica é relacionada por diferenças de concentração de solutos no solo (KRAHN; FREDLUND, 1972). Para o caso de pavimentos, a componente osmótica não influencia de forma significativa (BERNUCCI, 1995). Já a sucção matricial influencia na resistência ou deformabilidade do solo não saturado, portanto se constitui uma parcela importante no estudo do comportamento mecânico de um pavimento (MARINHO, 1997).

São diversos os métodos para se obter a sucção, sendo a componente da sucção obtida dependente do método utilizado para medi-la. A Tabela 1 apresenta os métodos mais utilizados para medição da sucção, além do intervalo de aplicação de cada um deles.

Tabela 1 – Métodos de medição de sucção

Método	Sucção medida	Intervalo (kPa)
Psicrômetro	Osmótica e sucção total	100 – 8000
Papel filtro	Matricial e total	0 – 29000
Tensiômetro	Matricial	0 – 90
Condutividade térmica	Matricial	0 – 400
Translação de eixos	Matricial	0 – 1500

Fonte: modificado de Marinho (1997)

Rodrigues (1997) destaca que o tipo de solo é um dos fatores que influenciam na tensão de sucção. Em solos arenosos, a sucção matricial é unicamente associada à forças capilares, onde uma pequena sucção é suficiente para retirar água dos poros maiores e reduzir acentuadamente o teor de umidade. Por outro lado, em solos

argilosos, juntamente com as forças capilares, há uma parcela significativa de forças de adsorção e, portanto, maior capacidade de reter água.

Com a perda ou ganho de umidade do solo, ocorre uma variação da tensão de sucção que depende tanto de características do solo como do estado deste, tais como índice de vazios e estrutura (PIRES, 2004). A Figura 11 apresenta, como exemplo, a relação entre a tensão de sucção e o teor de umidade de um solo laterítico argiloso da região de Campinas (São Paulo). É possível notar-se que, com a redução do teor de umidade, há um acréscimo de tensão de sucção gerado pela saída de água nos poros do solo. Desta forma, é possível se inferir a quantidade de água presente em determinado solo através da tensão de sucção ou vice-versa.

Figura 11 – Teor de umidade em função da sucção de um solo de Campinas - SP

Fonte: modificado de Pires (2004)

Em relação à influência na deformabilidade do solo, Rodrigues (1997) verificou, através do estudo de cinco solos frequentemente utilizados como subleito na região Sul do Brasil, que um acréscimo de tensão de sucção acompanhou uma elevação no módulo de resiliência (Figura 12). Tendência similar, à esta também foi relatada por Sawangsuriya et al. (2009) e Han e Vanapalli (2016).

Figura 12 – Relação entre o MR e a tensão de sucção para cinco tipos de solo do Sul do Brasil

Fonte: modificado de Rodrigues (1997)

Para Oloo et. al. (1997), tal comportamento é devido ao efeito da sucção matricial em promover certa aproximação nas partículas do solo. Assim, por decorrência do surgimento dessas forças de atração entre os grãos do solo, há um acréscimo na resistência ao cisalhamento e, conseqüente, aumento do módulo de resiliência. Ainda, para estes autores, pode-se admitir a sucção matricial como um elemento contribuidor na coesão do solo.

2.4. COMPORTAMENTO MECÂNICO DA VIA PERMANENTE

2.4.1. ESFORÇOS ATUANTES

O carregamento gerado pela passagem do trem nos trilhos gera uma complexa reação de cargas estáticas e dinâmicas. Conhecer o tipo e magnitude de esforços que solicitam cada componente da via possui grande importância para o correto dimensionamento de uma estrutura, além de delimitar o seu ciclo de vida e manutenção.

Profillidis (2006) classifica os esforços de acordo com a sua direção de atuação em: verticais, laterais e longitudinais. As forças longitudinais geralmente são causadas pela expansão ou contração do trilho resultantes de variações térmicas (podendo apresentar uma taxa de 20 kN/°C) e pela aceleração ou frenagem (LICHTBERGER, 2011). Em contrapartida, as forças laterais geralmente são geradas pela esforço lateral no contato roda/trilho, podendo também se originar da força de reação à flambagem do trilho (ESVELD, 2001; HAY, 1982).

As cargas verticais são perpendiculares ao plano dos trilhos e são consequência direta das cargas transmitidas pelas rodas, sendo críticas no dimensionamento de

diversos componentes da via. Selig e Waters (1994) ainda subdividem as forças verticais em dois sentidos: ascendente e descendente. A ascendente surge como reação à força descendente que, no contato roda/trilho, força o trilho para baixo e tende a levantar os dormentes vizinhos. Se esta força não for compensada pelo peso do trilho e dormente, juntamente com as forças de atrito na interface dormente/lastro, os dormentes tendem a se levantar momentaneamente. Este movimento pode causar o bombeamento de finos e causar a deterioração dos elementos da via. A força descendente é uma combinação de uma carga estática e uma componente dinâmica. A carga estática é composta pelo peso do trem e peso próprio da superestrutura, enquanto que a componente dinâmica é função da velocidade do trem, carga estática da roda e diâmetro da roda, condições do veículo, condição da via e propriedades da subestrutura (INDRARATNA et al., 2011).

As maiores tensões e deformações ocorrem sob carregamento dinâmico que, se atingir valores superiores à resistência de cada componente, pode resultar na ruptura do trilho ou dormente e na deformação permanente excessiva das camadas da subestrutura, com consequente perda de geometria da via. Pela dificuldade de se determinar a componente dinâmica para cada situação, muitas vezes esta é expressa por um coeficiente que majora a carga estática, sendo a diferença entre a carga dinâmica e estática denominada de incremento dinâmico (SELIG; WATERS, 1994).

Dentro destes esforços gerados por cargas dinâmicas, existem também as forças de impacto que são causadas geralmente por irregularidades na roda, no trilho ou aproximações em zonas de transição (por estas últimas levarem a mudanças repentinas na rigidez da estrutura da via). Estas forças são caracterizadas por elevadas cargas de impacto de curta duração, ocasionando em uma perda de geometria mais recorrente ou geração de defeitos na superfície do trilho (INDRARATNA et al., 2011). Selig e Waters (1994) também destacam que as cargas de impacto podem gerar vibrações e contribuir na deformação permanente da camada de lastro, gerando maior abrasão e deslocamento dos grãos de lastro. Para representar a magnitude das tensões que as cargas impacto geram na via, são apresentados na Figura 13 os resultados de um estudo realizado por Indraratna et al. (2010), através do monitoramento de um trecho de 60 m de uma ferrovia em Bulli (Austrália), onde as leituras das tensões verticais foram realizadas sob o eixo do

trilho, com vagões de 100 t. As tensões verticais cíclicas possuem valores em torno de 230 kPa, porém um pico de 415 kPa é registrado mediante a um defeito na roda.

Figura 13 - Tensões verticais máximas cíclicas transmitidas para o lastro pela passagem de vagões com 100 t possuindo irregularidade na roda

Fonte: adaptado de Indraratna et al. (2010)

A AREMA (2013) recomenda o uso do fator de impacto para compensar os efeitos dinâmicos sobre a carga estática, utilizando como parâmetros de entrada no cálculo a velocidade do trem e o diâmetro da roda (equação [3]). Este fator de incremento é então utilizado na determinação da carga de roda dinâmica, que é incorporada no valor da carga de roda estática (equação [4]).

$$\varphi = \frac{33.V}{100.D} \quad [3]$$

$$Pd = (1 + \varphi).P \quad [4]$$

Onde:

φ = fator de impacto;

V = velocidade do trem (milhas por hora - mph);

D = diâmetro da roda do veículo (polegadas);

Pd = carga de roda dinâmica (libras);

P = carga de roda estática (libras).

Apesar da recomendação desta e de outras equações semelhantes para determinação do incremento dinâmico, destaca-se que estas são aproximações que

podem não representar corretamente a via permanente a ser avaliada. Assim, é imprescindível que sejam medidas as cargas dinâmicas reais que ocorrem na via em operação, dada a fundamental importância do efeito destas no comportamento mecânico da via permanente e consequente vida útil dos seus componentes.

2.4.2. TRANSMISSÃO DE TENSÕES

Assim como em toda estrutura de pavimento, o conjunto dos elementos que compõem a via permanente absorvem parte das tensões para si e distribuem menores tensões para a camada subjacente, de forma que a magnitude que chega ao subleito seja compatível com a sua resistência. A Figura 14 apresenta um exemplo numérico da transmissão de tensões, a partir de um carregamento de 125 kN em uma roda. A qualidade e capacidade da via em resistir a estes esforços são dependentes da carga por eixo, do volume transportado (milhões de toneladas brutas transportadas) e velocidade de circulação. A tonelagem acumulada contribui de forma significativa na deterioração da via, servindo como indicador na gerência de ciclos de manutenções e renovações (INDRARATNA et al., 2011).

Figura 14 - Distribuição de tensões através dos componentes da via

Fonte: adaptado de Lichtberger (2011)

O mecanismo de transferência de cargas entre os componentes da via é de difícil determinação, devido à grande variedade de materiais que compõem a sua

estrutura. Por este motivo, muitas vezes se faz necessário analisar os componentes como partes individuais e, posteriormente, incluir aproximações nas interações entre estes com o uso de condições de contorno. Apesar dessas aproximações, este método de análise ainda tem sido aceito e utilizado em análises estruturais de sistemas ferroviários (SADEGHI; BARATI, 2010).

Ao longo dos anos foi desenvolvida uma variedade de métodos que caracterizam o mecanismo de transferência de esforços frente ao carregamento, podendo ser de natureza teórica simplificada, soluções semi-empíricas e empíricas. Existem também métodos mais modernos que utilizam análises em elementos finitos, que são capazes de avaliar a via permanente de forma geométrica, além de trabalhar com relações de tensão-deformação mais próximas da realidade. Um destaque importante sobre estes últimos são as regiões de interface entre os componentes, que demandam uma correta escolha de condição de contorno e pode afetar diretamente nos seus resultados (HAY, 1982; PROFILLIDIS, 2006).

Dentre todos os métodos desenvolvidos, o sistema estrutural baseado no modelo clássico de Winkler³ (1867 apud KERR, 1977) para análise das tensões em vias permanentes ainda é muito utilizado no meio ferroviário, sendo recomendado pela AREMA (2013). Neste, o trilho é considerado como uma viga com apoios contínuos e elásticos onde as tensões são proporcionais aos deslocamentos. Kerr (1977) cita o desenvolvimento de outras hipóteses, como o trilho sendo uma viga sobre elementos rígidos discretos. Entretanto, além das análises com esse tipo de hipótese envolverem soluções mais complexas, a distância entre os dormentes foi sendo reduzida com o aumento das cargas por eixo e a hipótese de Winkler se mostrou mais aplicável. Ainda assim, o modelo de Winkler possui limitações devido a utilização de conceitos que não ocorrem na realidade, além de não avaliar a via como um sistema em camadas e, portanto, não apontando a contribuição de cada uma destas no comportamento global da via. A Figura 15 representa o problema físico (a) e o problema analítico desenvolvido por Winkler (b).

³ WINKLER, E. Vortrage uber Eisenbahnbau. Verlag H. Dominicus. Praga, República Tcheca, 1867.

Figura 15 - A via permanente e seu modelo analítico

Fonte: adaptado de Barthurst e Kerr (1999)

2.5. CONCEITO E DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE VIA

O conceito do módulo de via foi introduzido em 1918, por um comitê especial organizado em conjunto com a *American Society of Civil Engineers* (ASCE) e *American Railway Engineering Association* (AREA), sob a coordenação de Talbot. Este foi definido como uma carga distribuída por unidade de comprimento que cada trilho requer para provocar uma deflexão unitária na via, ou seja, uma medida de rigidez de suporte oferecida pelo trilho sob carregamento (Figura 16).

Figura 16 – Módulo de via

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

Para Hay (1982), o módulo de via é bastante conveniente na prática de projetos por ser de fácil compreensão, calculando diretamente as tensões, deflexões, momentos fletores e apresentando resultados muito próximos dos encontrados em testes de campo. Selig e Waters (1994) citam que o desempenho da via pode ser previsto através do módulo de via, pois através dele é possível avaliar as interações entre os

componentes da superestrutura e subestrutura da via sob carregamento do material rodante. Cai, Raymond e Bathurst (1994) afirmam que o módulo de via é uma combinação de efeitos estruturais e que pode variar substancialmente ao longo da via por alterações das propriedades do lastro e subleito. Lundgren, Martin e Hay (1970) destacam o módulo de via como sendo um importante parâmetro para a solução de problemas na via permanente, sendo os fatores mais significativos na influência do seu valor: (i) tipo e dimensões do dormente; (ii) tipo, espessura e capacidade de suporte do lastro; e (iii) tipo e capacidade de suporte do subleito. Por fim, destaca-se que, por se utilizar da hipótese de Winkler, as avaliações pelo módulo de via não permitem a identificação da contribuição de cada componente na rigidez global da via. Desta forma, por exemplo, não é possível se analisar separadamente o comportamento de cada camada da subestrutura.

a) Método de cálculo

Existem três diferentes tipo de métodos de cálculo do módulo de via, sendo: (i) bacia de deflexão; (ii) bacia de deflexão gerada pela carga de roda de veículo carregado e descarregado; e (iii) viga contínua sobre apoio elástico (COSTA, 2016; LUNDGREN; MARTIN; HAY, 1970; ZAREMBSKI; CHOROS, 1979). Após uma análise desses três métodos através de um segmento de via construído em laboratório, Zarembski e Choros (1979) recomendam a utilização do método da viga contínua sobre apoio elástico, tendo em vista que através deste é necessária apenas uma leitura de deflexão, além de possuir boa aproximação com o método da bacia de deflexão.

A equação de Talbot et al. (1918), para a determinação do módulo de via, se utiliza do método da viga contínua sobre apoio elástico (proposto por Winkler, como citado anteriormente), assumindo que a deflexão é proporcional à carga aplicada (equação [5]).

$$P = -u.y \quad [5]$$

Onde:

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

u = módulo de via (kPa);

y = deflexão da via (m).

Assim, tendo como base a equação diferencial que satisfaz a hipótese de viga sobre apoio elástico de Winkler (equação [6]), é possível se chegar na equação [7] (E e I são o módulo de elasticidade e momento de inércia do trilho, respectivamente).

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + uy = 0 \quad [6]$$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = -uy \quad [7]$$

A solução da equação [7] para a determinação da deflexão do trilho em qualquer distância ao longo do trilho, a partir de uma carga simples única, é apresentada na equação [8]. Sucessivas derivações desta equação fornecem a inclinação, momento fletor no trilho (equação [9]), o cisalhamento e a intensidade do carregamento.

$$y(x) = \frac{P}{(64.E.I.u^3)^{1/4}} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \operatorname{sen} \lambda x) \quad [8]$$

$$M(x) = \frac{P}{4\lambda} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x - \operatorname{sen} \lambda x) \quad [9]$$

Onde:

P = carga de roda (kN);

e = 2,7183 (Neperiano);

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

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

Entretanto, para a determinação do módulo de via é interessante se tomar o ponto com deslocamento máximo, que é a situação mais crítica em nível de solicitação da via. Intuitivamente, sabe-se que este ponto ocorre abaixo do ponto de aplicação de carga, ou seja, quando $x = 0$. Assim, substituindo este valor na equação [8], se obtém a equação [10] para o cálculo da deflexão máxima.

$$y_0 = \frac{P}{(64.E.I.u^3)^{1/4}} \quad [10]$$

O módulo de via é, portanto, obtido de forma indireta através da medição da deflexão e sua substituição na equação [10], conforme a equação [11].

$$u = \frac{(P/y_0)^{4/3}}{(64.E.I)^{1/3}} \quad [11]$$

b) Valores recomendados

Lundgren, Martin e Hay (1970) estabelecem faixas de deflexões máximas na via permanente, citando como base os estudos realizados por Talbot et al. (1918). A faixa de deflexão A seria onde a via apresentaria elevada durabilidade, entretanto atualmente sabe-se que deflexões tendendo a zero são nocivas ao comportamento da via, tendo em vista que esta elevada rigidez gera maiores tensões no contato roda-trilho e acarreta defeitos no trilho e no material rodante. A faixa de deflexão B seria a desejável para vias sob carregamento pesado, aliando rigidez e flexibilidade. A faixa C seria um limite de deflexão para vias sob carregamento leve (≤ 100 lb). Por fim, a faixa D seria para vias que apresentam baixa capacidade suporte e que estão propensas a deterioração acelerada (Figura 17).

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

A AREMA (2013) estabelece um limite inferior e superior para os valores das deflexões. O limite inferior de 3,18 mm seria para evitar um suporte do trilho muito rígido que pode fadigar o trilho no contato roda-trilho e acelerar a degradação do dormente e lastro. Em relação ao limite superior, um valor de 6,35 mm é estabelecido com o objetivo de se evitar uma fundação muito elástica que possa fadigar o trilho em flexão e desestabilizar o lastro.

Em relação ao módulo de via, a AREMA (2013) indica valores de 7 MPa relacionados a vias logo após a operação de socaria e de 21 MPa para vias que foram densificadas pelo tráfego, obtidos através de medidas em vias lastradas e com dormente de madeira (no verão). Por outro lado, Raymond (1985), através de uma análise de carregamento estático de 294 kN/eixo, trilho com 68 kg/m e dormente de madeira, concluiu que uma faixa “ótima” de módulo de via ocorreria entre 35 a 70 MPa. Ainda, nos estudos realizados por Silva (2002) para determinação do módulo de via em campo, foram utilizadas cargas estáticas (aproximadamente 200 kN) em diferentes condições de lastro e procedeu-se o cálculo do módulo de via utilizando a equação [11] de Talbot et al. (1918). Nos locais considerados com boa condição estrutural foram encontrados valores de módulos de via aproximadamente entre 7 MPa e 63 MPa.

2.6. GEOMETRIA DA VIA COMO INDICADOR DE QUALIDADE

De modo geral, entende-se como geometria da via uma série de medidas da via e dos trilhos, possuindo o objetivo de se determinar a condição de operação da via férrea. Ao longo do tempo e dos ciclos de carregamento gerados pela passagem do tráfego, a via permanente acumula defeitos e deformações permanentes que alteram a geometria estabelecida em projeto (PIRES, 2015). Essas alterações na geometria, se não controladas, podem gerar maiores tensões no contato roda-trilho pelo acréscimo no coeficiente dinâmico, além de risco de descarrilamento. Diante da importância disto, a geometria da via deve ser levantada periodicamente e serve de ferramenta para a gerência de manutenções como indicador de trechos que necessitam de intervenção, visando qualidade e segurança no transporte.

A geometria da via é determinada através do levantamento de cinco parâmetros, nomeadamente: (i) bitola; (ii) alinhamento vertical; (iii) superelevação; (iv) alinhamento horizontal; e (v) empeno (Figura 18).

Figura 18 – Parâmetros geométricos da via

Fonte: adaptado de Pires (2015)

A bitola é a menor distância entre dois trilhos medida a partir de 15 mm em relação à superfície de rolamento. Já o alinhamento vertical é o desvio na direção perpendicular ao plano de rolamento medido em consecutivos pontos do trilho. A superelevação é a diferença de altura entre dois trilhos e o alinhamento horizontal é o desvio lateral de ambos os trilhos medido a partir de 15 mm da superfície de rolamento. Por fim, empeno é a diferença algébrica vertical entre o cruzamento de dois níveis através de uma distância especificada (MOURA, 2010). Estes parâmetros geométricos são medidos por diversos equipamentos, desde os mais sofisticados até os mais simples (carro controle, trolley, réguas especiais, trena, etc), e são os que determinam, em sua maioria, os índices de qualidade da via.

Fortunato (2005) destaca que, os índices de qualidade geralmente utilizados, são: (i) Índice de qualidade do Nivelamento ou Alinhamento Vertical; (ii) Índice de Qualidade do Alinhamento; (iii) Índice de Qualidade da Bitola; e (iv) Índice de Qualidade Global da Via. Este último, também conhecido como *Track Quality Index* (TQI), é o mais normalmente utilizado. Por outro lado, para Selig e Waters (1994), a geometria de certo trecho de uma via pode ser adequadamente estabelecida através do cálculo do desvio padrão. Neste contexto, um elevado desvio padrão representaria uma baixa qualidade geométrica da via, passível de intervenção de manutenção a depender dos limites estabelecidos pela operadora da linha e/ou agências reguladoras.

Além destas abordagens, existem diversos índices levantados por outros pesquisadores. Entretanto, Pires (2015) cita que a maioria das ferrovias se baseiam no desvio padrão direto de alguns destes parâmetros geométricos, principalmente o alinhamento vertical.

Fernandes (2005) realizou avaliações geométricas (nivelamento vertical) em segmentos de via permanente na Estrada de Ferro Vitória a Minas (EFVM), por meio de uma série de levantamentos topográficos com uso de estação total. O monitoramento das cotas foi realizado no ponto médio do dormente de aço, durante um período de 14 meses. Através do método, foi possível acompanhar o nível de recalque sofrido pela via com a solicitação do tráfego e levantes ocasionados por operações de manutenção (socaria). Entretanto, se monitorou apenas um ponto por trecho experimental, não acompanhando a variação destes recalques e levantes ao longo de todo o trecho de análise.

2.7. A UTILIZAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS NA VIA PERMANENTE

O emprego de geossintéticos em vias ferroviárias tem tido grande crescimento nas últimas décadas. Estes podem ser inseridos entre as camadas da subestrutura com o objetivo de proporcionar melhorias em suas propriedades (resistência ao cisalhamento, condutividade hidráulica, filtração e separação). São produtos industrializados podendo ser compostos por polietileno, polipropileno, poliéster, entre outros.

Assim como usualmente praticado na engenharia, a aplicação dos geossintéticos necessita de uma avaliação de viabilidade econômica frente à outras soluções, devendo-se levar em conta o efeito de sua aplicação ao longo do tempo quanto a eventual redução de manutenções e aumento da vida útil dos componentes da via.

2.7.1. TIPOS DE GEOSSINTÉTICOS E SUAS FUNÇÕES

Existe uma grande diversidade de geossintéticos, cada um com diferentes tipos e funções que poderiam ser voltadas à via permanente. Portanto, é necessário se conhecer o comportamento que cada um desempenha. Na Tabela 2 são apresentados os tipos mais comuns de geossintéticos utilizados pela engenharia geotécnica.

Tabela 2 – Funções dos geossintéticos, segundo Indraratna et al. (2011)

Tipo de geossintético	Funções
Geotêxtil	Reforço
Tecido	Filtração
Não-tecido	Separação
	Transmissão
Geogrelha	Reforço
Geomalha	Reforço
	Filtração
Georede	Transmissão
Geomanta	Reforço
Geocélula	Reforço
	Confinamento
Geomembrana	Isolação
	Separação
	Reforço
Geocomposto	Combinações de dois ou mais tipos de geossintéticos

Maior atenção será dada a geogrelhas e geotêxteis não-tecido, que são os geossintéticos que formam o geocomposto utilizado neste estudo. Geogrelhas são produtos com estrutura em forma de grelha e elevada resistência à tração, geralmente possuindo malha retangular ou quadrada. A interação com o meio em que estão confinadas acontece por meio dessas aberturas, que devem originar esforços de tração em seu plano horizontal. Como esta oferece resistência somente à esforços de tração, deve-se observar, em primeira análise, se o meio que se pretende reforçar terá a existência deste tipo de esforço, além de se tomar cuidado especial na instalação para que não haja dobras ou folgas na superfície da geogrelha que impeçam que ela trabalhe tensionada e reduzam a eficiência no reforço. Geogrelhas que possuem uma direção predominante de resistência à tração são chamadas de unidirecionais, enquanto que as bidirecionais possuem elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais) (VERTEMATTI, 2004). Para o reforço no meio ferroviário são empregadas geogrelhas bidirecionais, pois a direção dos esforços nas camadas da subestrutura não possuem apenas uma direção principal.

Geotêxtil não-tecidos são produtos têxteis bidimensionais permeáveis formados por fibras de poliéster ou polipropileno, aplicados como elementos filtrantes e

separadores, que permitem a passagem de água, porém retendo as partículas. Hay (1982) afirma que a utilização de geotêxteis em vias ferroviárias datam na metade da década de 70, onde sua aplicação é basicamente com o propósito de promover a separação entre as camadas da subestrutura, possuindo grande aplicabilidade principalmente em regiões de solos moles, impedindo a migração de finos para a camada de lastro.

Quando a via permanente requer um elemento que desempenhe mais de uma função específica, pode-se empregar uma associação de um ou mais tipos de geossintéticos (geocomposto). Por exemplo, vias que necessitem de reforço estrutural, drenagem e separação entre camadas, podem utilizar uma associação entre geogrelha e geotêxtil, que proporcionarão estas propriedades específicas (Figura 19).

Figura 19 – Geocomposto (geogrelha + geotêxtil não-tecido)

2.7.2. PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO DAS GEOGRELHAS COM LASTRO E SUBLASTRO

Quando o lastro sofre ação das cargas cíclicas, ocorre uma tendência de fluxo lateral de partículas. Com o reforço com geogrelha, esse movimento é restringido na região próxima à interface lastro/grelha, possuindo efeito mais pronunciado quando há uma compatibilização entre o tamanho dos agregados e a dimensão de abertura desta (Figura 20). Assim, permitem que alguns agregados penetrem dentro das aberturas e sejam restringidos pela resistência à tração da geogrelha, além da restrição já existente gerada pelo atrito e embricamento entre as partículas (Figura 21). As partículas mais distantes sofrerão o mesmo efeito pelo contato com as

próximas à geogrelha, gerando um aumento de rigidez global (HUSSAINI et al., 2015; KWAN, 2006; TAVARES, 2009).

Figura 20 – Efeito do reforço com geogrelha

Fonte: adaptado de Selig e Waters (1994)

Figura 21 – Mecanismo de restrição nas partículas gerado pela geogrelha

Fonte: Kwan (2006)

Como consequência da restrição ao movimento lateral, é gerado um acréscimo de confinamento, resistência ao cisalhamento e, conseqüentemente, uma maior estabilidade da camada (KWAN, 2006; TAVARES, 2009). Como discutido anteriormente, um aumento no confinamento gera um menor deslocamento das partículas, redução da deformação permanente, aumento do módulo de resiliência e, possivelmente, uma menor degradação das partículas. Entretanto, como a geogrelha é um elemento que trabalha essencialmente à tração, é imprescindível que esta esteja totalmente “esticada” (sem a existência de folgas), no meio em que está inserida, para que possa ser mobilizada e desempenhe suas funções de forma eficiente.

2.7.3. ESTUDOS REALIZADOS EM LABORATÓRIO E CAMPO

Bathurst e Raymond (1987) realizaram ensaios em laboratório com o objetivo de avaliar o efeito do reforço com geogrelhas na taxa de deformação permanente da camada de lastro. O material de lastro com espessura de 450 mm foi confinado dentro de uma caixa de aço com dimensões de 3 x 1,5 m sobre uma fundação rígida, flexível e muito flexível (Figura 22). A carga foi aplicada através de uma barra de aço com 920 x 250 mm de base, inserida a 150 mm de profundidade na camada de lastro com o objetivo de simular um dormente sob carregamento. A máxima carga de pico foi de 85 kN (correspondendo a 370 kPa no contato com o lastro) em uma frequência de 0,5 para 3 Hz. Os resultados de deformação permanente foram medidos com LVDT's (*Linear Variable Displacement Transducers*) localizados no atuador da carga. É importante ainda destacar que foram utilizadas camadas de borracha para simular diferentes suportes de subleito (no caso de suporte rígido, o ensaio foi realizado diretamente sobre um piso de concreto que, segundo os autores, correspondia em um *California Bearing Ratio* (CBR) tendendo ao infinito).

Figura 22 – Arranjo de ensaio de deformação permanente em caixa contendo lastro e geogrelha

Fonte: adaptado de Bathurst e Raymond (1987)

A Figura 23 apresenta os resultados da influência do reforço na deformação permanente ao longo do acúmulo de toneladas no estudo de Bathurst e Raymond (1987). É possível perceber-se que o reforço com geogrelhas tem seu efeito mais pronunciado quando o sublastro/subleito foram muito compressíveis, enquanto que sob base rígida o efeito foi desprezível. Outro aspecto levantado pelos autores é sobre o posicionamento da geogrelha, sendo recomendado a 200 mm de profundidade na camada de lastro.

Figura 23 – Deformação permanente acumulada nos ensaios de Bathurst e Raymond (1987)

Fonte: adaptado de Bathurst e Raymond (1987)

Também em laboratório, Raymond (2002) estudou o comportamento de lastro com e sem geogrelha, sujeito a cargas repetidas. Para tal, avaliou a performance de uma fina camada de material granular com variações da rigidez do subleito, sendo simulada com uso de camadas de borracha. No teste, a geogrelha foi posicionada no interior da camada de material granular. O esquema do teste é mostrado na Figura 24.

Figura 24 – Esquema do equipamento do teste

Fonte: adaptado de Raymond (2002)

Foi observado por Raymond (2002) que o reforço com geogrelha reduziu entre 13 a 50% a deformação permanente, sendo o efeito mais pronunciado quando o subleito apresentou maior deformabilidade. O material com geogrelha também apresentou uma redução na quebra das partículas, o que contribuiria para uma maior vida útil da camada de lastro em vias reais.

Em um estudo em laboratório, Brown et al. (2007) avaliaram os fatores que influenciam o reforço com geogrelhas. Neste estudo foi desenvolvido um aparato de teste que consiste de um elemento de 0,7 m de largura e 1,4 m de comprimento, camada de lastro sobre 50 mm de sublastro e um conjunto de borrachas para representar um subleito rígido e flexível (90 e 30 MPa, respectivamente) (Figura 25). Foram aplicadas na camada de lastro tensões cíclicas de contato de 114 kPa em uma frequência de 2 Hz.

Figura 25 – Aparato desenvolvido por Brown et al. (2007)

Fonte: adaptado de Brown et al. (2007)

Em relação à influência da rigidez do subleito na eficiência do reforço, os autores encontraram resultados similares a Bathurst e Raymond (1987) e Raymond (2002). Por outro lado, verificou-se uma relação entre a abertura da malha da geogrelha e a eficiência de reforço, pois malhas mais fechadas podem dificultar a intrusão dos agregados e impedir que o efeito de intertravamento das partículas ocorra. A Figura 26 apresenta resultados de geogrelhas com diferentes aberturas de malhas e resistências, sendo possível notar que a rigidez aliada à resistência à tração possui menor efeito na redução da deformação permanente do que uma alteração na abertura da malha. Todos estes fatores destacam a importância de se avaliar a granulometria do lastro para a correta escolha da geogrelha com o objetivo de atingir uma maior eficiência na interação entre eles.

Figura 26 – O efeito da abertura de malha da geogrelha na deformação permanente

Fonte: adaptado de Brown et al. (2007)

Uma análise posterior, com um geotêxtil aderido à camada de geogrelha (geocomposto), apresentou valores próximos de deformação permanente em comparação com a situação sem reforço. Os autores atribuíram esse comportamento ao fato do geotêxtil interferir na penetração das partículas do lastro, reduzindo a eficiência do reforço.

Outro aspecto levantado pelos autores foi que as deflexões da camada de lastro não variaram significativamente pela presença do reforço. Os autores destacam que níveis superiores de tensões que gerassem maiores deformações plásticas poderiam mobilizar ainda mais a geogrelha, possibilitando observar efetivas diferenças nas deflexões.

Shin et al. (2002) avaliaram em laboratório a deformação permanente com um modelo físico, tendo como base as ferrovias entre Seul e Pusan (Coréia do Sul). Neste estudo, o dormente possuía base de 270 x 800 mm e eram feitas aplicações de cargas cíclicas máximas e mínimas de 545 kN/m² e 45 kN/m², respectivamente. A geogrelha biaxial aplicada no estudo possuía malha quadrada, com abertura de 34 mm x 27 mm, e resistência à tração de, aproximadamente, 40 kN/m. Como modelo de teste, foi utilizado o apresentado na Figura 27, sendo o ensaio procedido com as seguintes configurações: (i) sem reforço; (ii) reforço somente na camada 1; (iii) reforço nas camadas 1 e 2; (iii) reforço nas camadas 1, 2 e 3. Também foram utilizados, “*settlement plates*” com o objetivo de se avaliar a contribuição das respectivas camadas na deformação permanente. Cabe mencionar que o ensaio foi elaborado para a condição de um subleito com elevada resistência.

Figura 27 – Modelo do teste aplicado

Fonte: adaptado de Shin et al. (2002)

Os resultados para a deformação permanente no topo da camada de reforço do subleito são apresentados na Figura 28, sendo possível perceber uma elevada redução nas deformações com a inserção da geogrelha no topo do subleito. Por outro lado, como verificou-se que ao se elevar o número de geogrelhas na mesma seção, não se obteve a mesma eficiência nesta redução, os autores concluíram que a aplicação de apenas uma geogrelha seria necessária. A eficiência no descréscimo da deformação permanente total reforço do subleito + subleito e somente do subleito foi de 47 e 33%, respectivamente, em relação à situação não reforçada.

Figura 28 – Deformação permanente total medida no topo do reforço do subleito

Fonte: adaptado de Shin et al. (2002)

Com o objetivo de avaliar a influência da contaminação do lastro na diminuição da eficiência do reforço com geogrelha, Indraratna et al. (2011) conduziram uma série

de ensaios de cisalhamento direto em laboratório. Como material contaminante, se utilizou carvão mineral e para índice de contaminação foi escolhido o *Void Contamination Index* (VCI). Uma geogrelha biaxial de malha quadrada, com abertura de 40 x 40 mm, e resistência à tração de 30 kN/m foi utilizada nos testes. Um diagrama esquemático do ensaio é apresentado na Figura 29.

Figura 29 – Diagrama esquemático do ensaio de cisalhamento direto

Fonte: adaptado de Indraratna et al. (2011)

Foi notado que houve um acréscimo no pico de resistência ao cisalhamento conforme se elevou a tensão normal, e um decréscimo com o aumento do VCI (Figura 30). Isto ocorreu devido ao material contaminante (carvão) envolver os grãos de lastro, reduzindo o atrito e facilitando o movimento das partículas. Além disso, os finos presentes também impediram que o lastro intertravasse com a geogrelha, reduzindo a eficiência no reforço.

Figura 30 – Variação da tensão de pico de cisalhamento pelo efeito da contaminação do lastro em vários níveis de VCIs: (a) sem geogrelha; e (b) com geogrelha

Fonte: adaptado de Indraratna et al. (2011)

Pensando-se sobre este aspecto, é necessário que vias permanentes reforçadas com geogrelhas sobre solos moles possuam também um elemento que funcione como separador e filtro com o objetivo de se manter o lastro livre de contaminação pela infiltração de partículas finas, evitando-se que a eficiência do reforço se perca gradativamente ao longo do tempo.

Indraratna et al. (2013) desenvolveram em laboratório um aparato para avaliar a influência do reforço com geogrelhas no movimento lateral das partículas. Este aparato possuía uma caixa de teste com três das suas paredes fixas e uma que permitia que o lastro deformasse lateralmente por meio de cinco placas móveis. Este tipo de condição de contorno é uma tentativa de se aproximar da condição de campo, onde as partículas de lastro são forçadas a se deslocar lateralmente na borda do dormente em direção ao ombro, por insuficiência de tensão de confinamento gerada por este (Figura 31). Os ensaios foram conduzidos com uma tensão de 460 kPa em uma frequência de 20 Hz, correspondendo a um trem com velocidade de 146 km/h. Na parede onde é permitido o deslocamento lateral foi aplicada uma tensão de 10 kPa como confinamento. Uma camada de lastro de 325 mm e um sublastro com espessura de 150 mm foram utilizados no teste. As geogrelhas, com diferentes tamanhos de abertura de malha, foram instaladas na interface lastro/sublastro ($z = 0$ mm) e a 65 mm desta interface ($z = 65$ mm) com o objetivo de se avaliar a influência do posicionamento no reforço.

Figura 31 – Condição de contorno simulada pelo ensaio (vista superior)

Fonte: adaptado de Indraratna et al. (2013)

Foi observada a eficiência da geogrelha em reduzir o deslocamento lateral do lastro, entretanto percebeu-se que houve uma perda do reforço ao longo da camada de lastro (Figura 32). Assim, a elevação da tensão de confinamento gerada pelo mecanismo de reforço não foi constante ao longo da profundidade do lastro. Em outra análise foi verificado que utilizar-se uma relação com A/D_{50} (onde “A” é a abertura da malha e “ D_{50} ” é o diâmetro médio dos agregados) de 1,2 levou a melhores resultados. Em relação ao melhor posicionamento da geogrelha, os autores realizaram uma análise posterior onde foi notado que $z = 135$ mm seria uma posição “ideal” para o reforço, seguida por $z = 65$ mm (embora 135 mm seja impraticável devido às operações de manutenção, por haver possibilidade de sofrer dano ao ser atingida pela socadora). Quanto à deformação permanente vertical, os autores reportaram que houve redução de 38 e 54% (para $z = 0$ mm e $z = 65$ mm, respectivamente) com o reforço da geogrelha com resistência de 30 kN/m, abertura de malha de 65 mm e módulo de rigidez de, aproximadamente, 600 kN/m (a 2% de deformação). Além disso, as tensões impostas na camada de sublastro decresceram com o reforço, o que salienta a sua característica em diminuir as tensões para as camadas subjacentes ao lastro.

Figura 32 – Variação da deformação lateral do lastro ao longo da profundidade com e sem reforço em (a) $z = 0$ mm e (b) $z = 65$ mm

Fonte: adaptado de Indraratna et al. (2013)

Ainda sobre a relação da abertura da malha da geogrelha e o diâmetro médio das partículas, Indraratna et al. (2012) realizou testes de cisalhamento direto em larga escala nas interfaces lastro/geogrelha. Como resultados, classificaram três zonas

distintas de relações de AD_{50} : (i) zona fraca de intertravamento, onde $AD_{50} < 0,95$; (ii) zona ótima de intertravamento, onde AD_{50} se encontra entre 0,95 a 1,2; e (iii) zona decrescente de intertravamento, onde $AD_{50} > 1,20$.

Liu et al. (2016), com o objetivo de estudar o movimento da partícula de lastro com o reforço de geogrelha, utilizaram em laboratório uma caixa de lastro com dimensões de 244 x 183 cm de base e 102 cm de altura. Foi produzido um agregado artificial denominado de “*SmartRock*” que possui a capacidade de gravar em tempo real a sua translação, rotação e reorientação. Uma geogrelha com abertura de 60 mm foi posicionada 25 cm abaixo do topo da camada de lastro, sendo este com espessura de 89 cm (dimensão bem acima das usuais em vias reais) sob carga dinâmica de 130 kN com frequência de 1 Hz. Dois *SmartRocks* foram então inseridos na camada de lastro acima da geogrelha em duas posições, abaixo da aplicação da carga (no contato com o trilho) e na borda do dormente (Figura 33).

Figura 33 – Foto do ensaio realizado com indicação da posição das *SmartRocks*

Fonte: Liu et al. (2016)

Foi observado que, abaixo do trilho sob carregamento, o movimento das partículas é relativamente menor do que na borda do dormente, devido ao menor confinamento proporcionado pelo ombro do lastro. Sabe-se que esse movimento ocasiona deformação permanente por rearranjo das partículas e degradação por abrasão, assim o reforço com geogrelha promoveu um efeito benéfico ao reduzir o deslocamento da partícula, representada pelas acelerações translacionais apresentadas na Figura 34 (o mesmo comportamento ocorreu em relação à aceleração angular).

Figura 34 – Efeito do reforço na aceleração translacional da partícula

Fonte: Liu et al. (2016)

Indraratna et al. (2010), por meio de ensaios “in situ” em um segmento de 60 m, com espessura de lastro de 300 mm e 150 mm de sublastro, disposto em quatro seções de 15 m (Figura 35a) de uma ferrovia na cidade de Bulli (Austrália) avaliaram o comportamento da via reforçada com geocomposto (geogrelha e geotêxtil) na interface lastro/sublastro (Figura 35b). Diferentes condições do material de lastro também foram verificadas: reciclado e novo. Para isso, instrumentaram esses segmentos com células de pressão, transdutores de deslocamento (para medidas de deformação transversal) e *settlement pegs* (hastes metálicas na camada de modo vertical e transversal) para medir tensões, deslocamentos verticais e deslocamentos transversais ocasionados pela passagem de trens, tanto de passageiros quanto de carga.

Figura 35 – (a) Seções de teste e (b) seção transversal da via permanente com o geocomposto

Fonte: Indraratna et al. (2010)

Os resultados dos ensaios de Indraratna et al. (2010) constam na Figura 36. O lastro novo sem reforço acumulou maiores deformações plásticas ao longo do tempo do que o lastro reciclado. Este comportamento é devido ao lastro reciclado possuir granulometria mais bem graduada, diferentemente do novo, que possui granulometria mais uniforme que acarreta em uma maior deformabilidade. Os resultados demonstraram o potencial benéfico do reforço com geocomposto em reduzir as deformações verticais e laterais, na medida em que diminuiu significativamente as deformações permanentes da camada de lastro novo. O lastro reciclado também apresentou reduções nas deformações, significando que o método de reforço com geocomposto se configurou como sendo uma alternativa econômica nos custos de manutenção e renovação de vias já existentes. É interessante destacar que nas avaliações deste estudo foi constatado que o subleito era rígido, consolidado e possuía resistência suficiente para resistir às cargas do tráfego. Como apontado anteriormente, o efeito do reforço é mais pronunciado em subleitos com maior deformabilidade, sendo provável que testes em vias permanentes contendo subleitos com baixa capacidade de suporte atingiriam resultados ainda mais expressivos. Apesar de utilizar um geotêxtil juntamente com a geogrelha, o autor não discorre sobre benefícios que este geossintético possa ter provido ao comportamento da via.

Figura 36 – Resultados do segmento de teste em Bulli

Fonte: Indraratna et al. (2010)

Ainda na Austrália, porém na cidade de Singleton, Nimbalkar e Indraratna (2016) conduziram um estudo em uma via em operação para avaliar diferentes tipos de geossintéticos (três geogrelhas e um geocomposto) instalados diretamente abaixo da camada de lastro. A via em questão foi monitorada por 5 anos, sendo instrumentada por *strain gauges* para avaliar a mobilização transversal e longitudinal da geogrelha, *settlement pegs* instalados na interface dormente-lastro e lastro-sublastro, além de um dispositivo para medição de deslocamentos apresentado na Figura 37.

Figura 37 – Dispositivo utilizado para monitoramento dos deslocamentos (a) em via (b) esquemático

Fonte: adaptado de Nimbalkar e Indraratna (2016)

Como resultados apontados, o uso de geossintéticos decresceu a deformação permanente do lastro cerca de 35%, sendo esta redução maior nos locais com subleitos mais deformáveis. As deformações ocorridas nas geogrelhas, obtidas através da instrumentação com *strain gauges*, foram de até 2,2%, sendo geralmente maiores na direção transversal à via. Além disso, foi verificado também que o reforço reduziu os deslocamentos da via em 40 a 65% (subleito mais flexível) e 15% (subleito mais rígido). É importante destacar-se que os gessintéticos utilizados na pesquisa em questão possuíam relação de **A/D_{50}** de 1,1 (zona ótima de intertravamento). Outro aspecto a se comentar é a proximidade da instalação do dispositivo utilizado nas medições dos deslocamentos em relação à via, que poderia influenciar nos resultados medidos pela presença da bacia de deformações e vibrações geradas pela passagem das cargas dinâmicas, embora os autores não comentem sobre isso.

Cuconato (1998) conduziu série de avaliações nas linhas da FLUMITRENS (Rio de Janeiro) com a utilização de geossintéticos. Primeiramente, a análise transcorreu em vias que haviam sofrido intervenção 12 anos antes, com a implementação de

geotêxteis como elemento separador. A intervenção foi necessária, pois as vias apresentavam alto grau de contaminação do lastro por bombeamento de finos e formação de bolsões de lama. Através da comparação de seções com e sem o geotêxtil, se constatou nitidamente a separação do material argiloso da camada de lastro, enquanto que as vias sem o geotêxtil apresentaram contaminação e degradação do lastro. Além disso, não se manifestou novamente a formação de bolsões de lama na região com o geotêxtil, mostrando a sua eficiência mesmo 12 anos após sua aplicação.

Em uma segunda análise, foi escolhido um trecho de 40 m de extensão, com formação de bolsão de lama em seu comprimento total, com o objetivo de avaliar o uso de geossintéticos não só como elementos de filtração/separação, mas também de reforço. O trecho foi dividido em 4 seções de 10 m, a saber: (i) substituição por lastro novo (relastro) e instalação de geocélula; (ii) relastro e instalação de geotêxtil; (iii) somente relastro; e (iv) situação atual, para fins de comparação. Nestes trechos foram medidas as deflexões por carga estática (módulo de via) e deformações permanentes verticais.

O reforço com geocélula se mostrou bastante eficaz, desenvolvendo maiores valores de módulo de via (Figura 38). Já no caso do geotêxtil, por outro lado, a presença deste não levou a nenhum ganho estrutural direto, resultado este já esperado, pois sua maior função é como elemento de separação/filtração (em uma análise do lastro dois anos após a implantação dos trechos experimentais, o lastro estava moderadamente limpo no local que havia o geotêxtil, enquanto que na sua ausência houve contaminação, comprovando sua eficiência).

Figura 38 – Evolução do módulo de via com a carga aplicada

Fonte: adaptado de Cuconato (1998)

Em relação a deformações permanentes verticais, o reforço com geocélula levou a redução em relação à seção de lastro (com lançamento de lastro novo). Ainda, se constatou que a maior parte das deformações que ocorreram foram na camada do lastro novo, com menor participação do subleito no recalque total.

Fernandes (2005) estudou o comportamento de estruturas de pavimentos ferroviários utilizando resíduos de mineração associados a geossintéticos. Para tal, foram construídas diferentes seções de teste na EFVM, com o sublastro sendo um material designado de Mistura de Pista (MP), composto por solo granular, rejeito de minério de ferro e estéril – laterita. Os geossintéticos empregados foram geogrelha e geotêxtil, instalados alternadamente no topo e fundo da camada de sublastro nas diferentes seções.

Com os resultados de deflexões por Viga Benkelman foi possível concluir que as deflexões totais nas seções com geogrelhas (localizadas na parte superior ou inferior do sublastro) foram iguais ou inferiores às da seção de projeto.

Ainda na Estrada de Ferro Vitória a Minas, Costa et al. (2017) estudaram o comportamento mecânico da via permanente com o uso de dois tipos de geocompostos (geogrelha + geotêxtil), onde o primeiro possuía geogrelha com malha triangular (geocomposto A) e o segundo possuía malha quadrada (geocomposto B). Foi ainda construída uma seção de referência (sem geossintético) com 30 m de extensão, enquanto as seções com geocompostos possuíam 50 m. Foi feito desguarnecimento do lastro existente (colmatado), instalação do geocomposto e retorno do lastro (sobre o geocomposto) para a via após peneiramento para retirada do material fino (inferior a 22,5 mm) e acréscimo de certa quantidade de lastro novo. Foram realizadas medidas de tensão nas interfaces dormente-lastro e lastro desguarnecido-remanescente, além dos deslocamentos no patim do trilho e nos *settlement pegs* instalados na superfície do geocomposto.

Para as medições de deslocamentos verticais foi utilizado o Dispositivo de Medição de Deslocamentos (DMD) proposto por Costa (2016). Este trata-se de um “braço” metálico com instalação de sensor tipo LVDT, apoiado no patim do trilho, no dormente ou nos *pegs*. Destaca-se o comprimento total do dispositivo, que possui a função de evitar que a área de atuação da carga gerada pela passagem do material

rodante interfira na obtenção da leitura. A Figura 39 mostra os detalhes em planta e perfil do DMD, bem como alguns detalhes dos materiais que o compõe.

Figura 39 – Detalhes em planta e em perfil do DMD

Fonte: modificado de Costa (2016)

Na Figura 40 são apresentados os locais de instalação do geocomposto e das instrumentações de campo utilizadas no estudo.

Figura 40 – Locais de instalação do monitoramento nos trechos avaliados

Fonte: Costa et al. (2017)

Observou-se que o uso do geossintético reduziu em cerca de 40% o nível de deslocamentos verticais nos dois trechos avaliados, em relação à referência, valor próximo ao encontrado por Nimbalkar e Indraratna (2016). Quanto às tensões na interface dormente-lastro, as seções com geocomposto obtiveram valores maiores que as do trecho de referência, o mesmo foi relatado para as tensões internas ao lastro medidas através das células de pressão no lastro desguarnecido-remanescente. Este comportamento aponta para o potencial do reforço com geocomposto em promover um acréscimo de rigidez na camada de lastro, ocasionando em maiores tensões neste.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental do presente estudo está dividido em três etapas, a saber:

- (i) Descrição de cada um dos dois trechos experimentais com acompanhamento das etapas de construção, descrição da instrumentação e das campanhas de medições de campo;
- (ii) Ensaios de campo e laboratório para caracterização dos materiais da subestrutura;
- (iii) Análise dos dados de campo.

O primeiro trecho experimental foi construído no Terminal Integrador Portuário Luiz Antônio Mesquita (TIPLAM). Na Figura 41, é apresentado o fluxograma com as atividades realizadas e que serão abordadas nas próximas seções, bem como os resultados que serão apresentados.

Figura 41 – Fluxograma das atividades no trecho do TIPLAM

O segundo trecho experimental foi construído na região de Cubatão (São Paulo), na via Piaçaguera – Raiz da Serra. De forma semelhante, são apresentados na Figura 42, as atividades realizadas e os resultados que serão discutidos.

Figura 42 - Fluxograma das atividades no trecho de Piaçaguera

No trecho de Piaçaguera, havia também o interesse em se medirem os deslocamentos no topo da plataforma, através da instalação de *settlement pegs* em ambas as seções. Entretanto, os sinais obtidos nas duas primeiras campanhas foram desconsiderados por possuir baixo valor de deslocamento com a passagem da composição. Tal comportamento pode estar relacionado com a baixa densificação da camada de lastro, que gerou uma pequena solicitação da parte superior da plataforma. Após a operação de socaria (que será descrita mais à frente), os *settlement pegs* foram danificados e optou-se por não recuperá-los para não descondicionar a densificação da camada de lastro. Estes fatos impossibilitaram medidas de deslocamentos na plataforma, para avaliar a contribuição desta no deslocamento total.

3.1. TRECHO EXPERIMENTAL NO TERMINAL INTEGRADOR PORTUÁRIO LUIZ ANTÔNIO MESQUITA (TIPLAM)

O primeiro trecho experimental foi construído no Terminal Integrador Portuário Luiz Antônio Mesquita (TIPLAM), localizado em Santos - São Paulo (Figura 43), sob a operação da VLi Logística. Este terminal passou por uma grande ampliação em 2016, ficando o trecho de estudo em uma das novas linhas construídas para carga e descarga de produtos. Anteriormente, o terminal movimentava 2,5 milhões de

toneladas/ano de enxofre, rocha fosfática, fertilizantes e amônia. Com a sua ampliação, passa também a escoar grãos (soja e milho) e açúcar. São planejadas movimentações de 12,1 milhões de toneladas/ano em fase de operação, oferecendo uma alternativa para o escoamento desses materiais na região sudeste do Brasil.

Figura 43 – Terminal Integrador Portuário Luiz Antônio Mesquita

Fonte: Google Maps (2017)

O TIPLAM é localizado ao lado do rio Piaçaguera, região de mangue que possui subleito com grandes espessuras de solos orgânicos saturados e pouca capacidade de suporte. Portanto, para a construção da via permanente foi necessário executar um aterro acima do solo natural (aterro de sobrecarga) com o objetivo de acelerar o recalque secundário e aumentar sua resistência, através de consolidação forçada, promovendo uma melhor estabilização da plataforma. Entretanto, era esperado que, com o acúmulo das cargas geradas pela passagem dos trens, se desenvolvessem recalques na via pela presença dos solos moles abaixo do aterro. Daí o interesse no emprego do geocomposto na via nesta condição.

3.1.1. CARACTERÍSTICAS DA VIA PERMANENTE

A via permanente no TIPLAM é do tipo convencional, sendo composta de: (i) bitola mista (métrica e larga); (ii) trilhos TR-57; (iii) placa de apoio PA-57; (iv) dormentes de madeira (2,80 x 0,24 x 0,17 m) com espaçamento de 54 cm; (v) fixação flexível; e (vi) lastro e sublastro granular com espessura de 30 cm e 20 cm, respectivamente (Figura 44).

Figura 44 – Seção transversal da via permanente

Foi denominada de plataforma a camada composta por macadame seco (rachão), somada ao material de aterro e ao solo natural. A camada de macadame seco, subjacente ao sublastro, foi projetada para ter espessura de cerca de 50 cm. Logo abaixo desta, tem-se a camada de aterro com valores próximos 3,8 m, porém com espessuras bastante variáveis ao longo da via. Além disso, sua composição é bastante diversificada, como por exemplo: areia fina e média pouco argilosa, nata de cimento com argila arenosa orgânica, areia fina e média pouco siltosa (informações retiradas de laudos de sondagem). O solo natural é uma argila siltosa, orgânica com pouca areia fina e detritos de vegetais em decomposição, preta a cinza escuro. A presença do nível d'água (também relatado através sondagens de maio de 2016) foi relatada entre 0,50 a 1 m de profundidade do topo da camada de aterro. Além disso, também foi instalada uma geogrelha entre as camadas do aterro. Para mais detalhes, constam no anexo A, os laudos de sondagem.

Como pode ser visto, a plataforma é composta por materiais bastante diversificados, o que possivelmente acarretará em diferentes respostas ao longo da via, tanto no comportamento elástico como na deformação plástica, com geração de recalques diferenciais e perda de geometria. O uso do geossintético pode, deste modo, auxiliar na redução desses problemas.

Em relação às características das cargas atuantes, o trecho experimental se encontra na linha L - E1 de carregamento de enxofre, com carga estática em torno de 26 t/eixo e velocidade de operação de 5 km/h. Desde a abertura ao tráfego até a última campanha de medições realizadas por esta pesquisa (fevereiro de 2017 a janeiro de 2018, respectivamente), a linha havia transportado aproximadamente 0,85 milhões de toneladas brutas transportadas (MTBTs). A Tabela 3 apresenta informações sobre o material rodante.

Tabela 3 - Características do material rodante

Composição	2 locomotivas + 60 vagões + 2 locomotivas
Locomotiva	AC-44/SB-70/GP-46
Vagões	HPE

Destaca-se que na linha, as locomotivas solicitam a via na bitola larga e os vagões a solicitam na métrica. Assim, a bitola métrica possui maior número de solicitações em relação à larga.

3.1.2. TIPO DO GEOCOMPOSTO E CONFIGURAÇÕES DE INSTALAÇÃO

O geocomposto empregado no estudo foi o Basetrac Duo-C PET 80/80, anteriormente denominado de Duogrid 80/80 B15 FT, fornecido pela empresa Huesker. Este é formado por filamentos de poliéster (PET) de alta tenacidade e baixa fluência, cujas demais características técnicas constam na Tabela 4.

Tabela 4 – Características do geocomposto utilizado no TIPLAM, fornecidas pelo fabricante

Abertura da malha nominal	30 mm
Resistência à tração nominal – direção longitudinal e transversal	80 kN/m
Módulo de rigidez à 5% de deformação – direção longitudinal e transversal	≥ 800 kN/m
Deformação na resistência nominal – direção longitudinal e transversal	≤ 10%
Carga de ruptura por fluência (120 anos, ≤ 30° C)	≥ 48 kN/m
Carga de ruptura por fluência (2 anos, ≤ 30° C)	≥ 55 kN/m
Deformação por fluência após 2 anos de carregamento à 50% da carga de ruptura	≤ 1%
Abertura aparente de poros do geotêxtil não-tecido	90 µm

É importante destacar-se que havia o interesse em se obter um geocomposto que possuísse maior abertura de malha de geogrelha, entretanto a empresa que doou o geossintético para a pesquisa não tinha essa disponibilidade para entrega imediata e o cronograma planejado para a construção do trecho não permitiria maior tempo para fabricação e entrega.

Foram utilizadas duas configurações de posicionamento do geocomposto na via permanente: nas interfaces lastro/sublastro e sublastro/plataforma (Figura 45). A primeira por ser bastante abordada nos estudos com geossintéticos e a segunda tomando como referência os estudos realizados por Shin et al. (2002).

Figura 45 – Configurações de instalação no trecho experimental

Foram ainda adotados três trechos de referência (sem geocomposto), dentre os quais foram executados os trechos experimentais com geossintéticos. A disposição das configurações de instalação ao longo da linha são apresentadas na Figura 46. A fim de se simplificar a denominação no presente trabalho, serão adotadas as seguintes nomenclaturas: (i) R-01, R-02 e R-03 para as referências; (ii) G-S/P onde o geocomposto está instalado na interface sublastro/plataforma; e (iii) G-L/S onde o geocomposto está instalado na interface lastro/sublastro.

Figura 46 - Disposição dos trechos experimentais no TIPLAM

Os trechos de referência foram dispostos na entrada e saída de cada trecho construído com geocomposto. Esta disposição tem por objetivo garantir que as alterações de comportamento da plataforma não interfiram na comparação com e sem geocomposto, tendo em vista que as suas propriedades podem variar de forma significativa ao longo da linha pela heterogeneidade dos materiais utilizados no aterro ao longo da linha. Por fim, destaca-se que os trechos G-S/P, R-02 e G-L/S são em total tangente, enquanto que R-01 e R-03 possuem início de curva em suas extremidades externas.

3.1.3. CONSTRUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL

Após a determinação do tipo de geocomposto, das configurações e disposições de instalação procedeu-se com a construção do trecho experimental na linha L-E1

(onde normalmente é feito carregamento de enxofre). A seguir, serão descritas as etapas de instalação e as observações quanto a algumas dificuldades encontradas.

a) Instalação do geocomposto no trecho G-S/P

A instalação do geocomposto na interface sublastro/plataforma foi realizada no dia 01 de julho de 2016, entre as estacas de construção 99 + 16,57 m a 104 + 16,57 m. Como a via permanente ainda iria ser implantada, foi necessário demarcar-se o eixo da via para a instalação do geocomposto.

Não foi possível fazer a ancoragem de suas bordas, tendo surgido algumas “folgas” durante o processo de posicionamento na via, o que poderia gerar ineficácia do geocomposto por não haver surgimento das esperadas tensões de tração na geogrelha. Este fato destaca a necessidade de implantação de alguma técnica que torne possível uma ancoragem ou pretensionamento do geocomposto com o objetivo de desenvolver tensões de tração, “acionando” antes da instalação das demais camadas subjacentes.

Para minimizar-se esta questão, no início do trabalho foram feitos ajustes manuais (eliminação das folgas), conforme o processo de posicionamento ocorria (Figura 47).

Figura 47 – Eliminação manual das folgas geradas na instalação

Também houve surgimento de folgas ao se lançar e espalhar o material de sublastro acima do geocomposto (Figura 48), mas esse efeito se reduziu na medida em que o equipamento avançava, pois o próprio peso do material de sublastro proporcionava um efeito de “ancoragem” que evitava o deslocamento do geocomposto na direção de espalhamento do material.

Figura 48 – (a) avanço do movimento de material (b) folga gerada pelo processo

b) Instalação do geocomposto no trecho G-L/S

A instalação do geocomposto na interface lastro/sublastro ocorreu no dia 19 de julho de 2016, entre as estacas de construção 92 + 6,57 m a 97 + 6,57 m. Algumas adaptações no processo construtivo tiveram que ser realizadas para a instalação do geocomposto. Anteriormente, era construída uma camada inicial de lastro com espessura de 10 cm, antes do posicionamento da superestrutura. Para a formação dessa camada era utilizada uma caixa de aço (denominada de *spread*), onde se depositava certa quantidade de lastro, sendo depois arrastada, através de tracionamento de caminhões, para criar a forma desejada da camada (Figura 49).

Figura 49 – Caixa de aço (*spread*) utilizada no processo construtivo

Esse sistema foi usado na construção dos trechos de referência, mas como poderia danificar o geocomposto (passando por sobre ele) nos demais trechos, foi usado um método diferente para a construção na interface sublastro/plataforma: foi disposto um trilho em cada lateral, de forma a manter a geometria da camada de lastro, com o geocomposto sendo então posicionado sobre estes (Figura 50).

Figura 50 – Transporte e posicionamento do geocomposto na interface lastro/sublastro

Após esse procedimento, seria então despejada a camada de lastro sobre o geocomposto, sem o uso do *spread*. Para isto, foram utilizados caminhões que, por questões operacionais, tiveram que trafegar sobre o geossintético, o que também gerou folgas, mas que foram possíveis de serem minimizadas de forma manual (Figura 51).

Figura 51 – Lançamento e movimentação da camada de lastro

3.1.4. MÉTODO DE MONITORAMENTO

Para avaliação da influência do uso do geocomposto na via permanente realizou-se o monitoramento dos trechos experimentais em termos de variação geométrica quanto a desnível vertical, por meio de estação total topográfica (acompanhamento das cotas do boleto do trilho ao longo do tempo) e régua analógica (levantamento da abertura ou fechamento de bitola e superelevação).

Inicialmente também haviam sido programadas medidas de deslocamentos verticais da via (deflexões), para posterior cálculo do módulo de via, com o DMD (descrito anteriormente). Entretanto, com a conclusão da construção do TIPLAM, notou-se que não seria possível utilizar o referido equipamento devido à criação de um elevado desnível entre a via rodoviária de acesso (onde seria posicionado o DMD) e

a via permanente (Figura 52), impedindo o posicionamento horizontal e lateral à ferrovia.

Figura 52 – Área lateral à via permanente onde seriam medidos os deslocamentos

Como alternativa, pensou-se em utilizar um dispositivo semelhante ao de Nimbalkar e Indraratna (2016) (citado no item 2.7.3), entretanto a presença do macadame abaixo da camada de sublastro dificultaria a perfuração da infraestrutura e ancoragem da base do dispositivo. Além disso, por se tratar de um terminal de cargas, as acelerações e frenagens da composição causavam vibrações acentuadas, o que também poderia influenciar nos dados levantados. Dentro deste contexto, o levantamento de deslocamentos verticais da via permanente ficou impossibilitado.

a) Desnível por recalque da via permanente

Em se tratando de um local com expectativa de recalques, foi utilizada uma estação total topográfica para avaliar eventuais diferenças quanto ao uso ou não de geocomposto, tomando-se como base o estudo de Fernandes (2005) para avaliação geométrica da via. Diferentemente da abordagem deste, optou-se por medir a cada 10 m, a variação das cotas verticais no topo boleto do trilho (aquele carregado tanto na bitola larga como na métrica). Ainda, foram instalados três prismas em estruturas consideradas “ind deslocáveis”, para servir de referência para as leituras da estação total (lateral de galpão de armazenamento), além de prismas no topo do boleto do trilho (nos pontos demarcados) para a medição da sua cota (Figura 53).

Figura 53 – (a) prisma posicionado no boleto do trilho; (b) prisma instalado em estrutura considerada “indeslocável” para referência; (c) e (d) vistas da estação total

b) Desnível geométrico ao nível da superestrutura

Com o objetivo de se verificarem outros aspectos geométricos, realizou-se levantamento pontual da abertura ou fechamento de bitola e superelevação ao nível da superestrutura da via (Figura 54) com régua analógica. Foram usadas duas destas, sendo uma para a bitola métrica e outra para a larga. Os dados foram levantados pontualmente a cada 4 m, ao longo de todos os trechos experimentais.

Figura 54 – Réguas utilizadas para medição da superestrutura da via

Na avaliação da geometria pela superelevação, qualquer valor diferente de zero foi admitido como uma forma de deterioração, tendo em vista que trechos em tangente são projetados para não possuir valor desta. Sabe-se que mesmo vias recém construídas já possuem algum desvio dos parâmetros geométricos, entretanto essa aproximação foi necessária para facilitar a avaliação por este método.

3.1.5. ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DA SUBESTRUTURA

a) Ensaios de campo

Foram realizadas medições do módulo de elasticidade da subestrutura com o uso do LWD (*Light Weight Deflectometer*) na superfície da camada de macadame seco (plataforma) e do sublastro, segundo a norma ASTM E2583 (2015) (Figura 55). Em G-S/P, os valores no macadame seco foram determinados antes da construção do trecho experimental e os do sublastro depois desta. No trecho G-L/S, foi necessário se abrir uma cava na camada de sublastro para a determinação no topo do macadame seco, devido ao fato desta já ter sido construída. Cabe ressaltar que não foi possível abrir-se maior número de cavas para obter-se melhor representatividade dos resultados. Em R-01, R-02 e R-03 ocorreram as mesmas limitações na determinação do módulo de elasticidade no topo da camada de macadame seco. No trecho G-S/P, foi possível determinar todos os pontos a cada 10 m de ambas as camadas.

Figura 55 – Realização dos ensaios com LWD no TIPLAM

A Tabela 5 apresenta o número de pontos ensaiados com o LWD ao longo dos trechos experimentais.

Tabela 5 – Número de pontos ensaiados com LWD ao longo dos trechos experimentais no TIPLAM

Trecho	Topo do macadame seco	Topo do sublastro
R-01	0	1
G-S/P	12	12
R-02	1	4
G-L/S	1	11
R-03	0	5

Os resultados de módulos de elasticidade ao longo do trecho experimental são apresentados na Figura 56 e uma análise estatística destes na Tabela 6.

Tabela 6 – Análise estatística dos resultados dos testes

Trecho	Ponto de ensaio	Módulo de elasticidade - único ponto (MPa)	Módulo de elasticidade médio (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
R-01	Topo do sublastro	45	-	-	-
G-S/P	Topo do sublastro	-	44	9	20,7%
	Topo do macadame seco	-	49	4	8,3%
R-02	Topo do sublastro	-	45	5	10,7%
	Topo do macadame seco	55	-	-	-
G-L/S	Topo do sublastro	-	74	12	16,9%
	Topo do macadame seco	67	-	-	-
R-03	Topo do sublastro	-	74	6	7,9%

Apesar das limitações encontradas na determinação dos módulos de elasticidade, é possível destacarem-se algumas observações:

(i) O módulo de elasticidade da camada de macadame seco apresentou média de 49 MPa em G-S/P, enquanto que em G-L/S foi encontrado o maior valor (74 MPa). Isto pode ter ocorrido pelo confinamento que a camada sobrejacente de sublastro proporcionou ao macadame no momento do ensaio (relembrando que o ensaio foi realizado através da abertura de uma cava, tal como na Figura 57). Como o macadame é um material granular, um aumento na tensão de confinamento gerou um aumento no módulo de elasticidade. Além disso, o processo de compactação da

camada de sublastro pode ter gerado um acréscimo na energia de compactação da camada subjacente, o que também pode ter contribuído para uma maior rigidez.

Figura 57 – Ensaio de LWD no topo da camada de macadame seco (a) em G-S/P, (b) em G-L/S

(ii) Em relação aos maiores valores de módulo de elasticidade obtidos na superfície do sublastro no trecho G-L/S e R-03, em comparação com os segmentos restantes, é possível que estejam ligados ao processo de construção da camada (dada a observação que a espessura de sublastro variava ao longo da via). É possível observar uma tendência de acréscimo no valor do módulo de elasticidade ao longo do trecho experimental. Vale destacar que, assim como a camada de macadame, o sublastro é um material granular dependente da tensão de confinamento, podendo responder melhor quando a camada de lastro tiver sido construída.

(iii) Em G-S/P, no momento em que foi usado o LWD na superfície do sublastro, este já estava com o geocomposto instalado. Entretanto, como pode ser observado, não ocorreu um aumento de módulo de elasticidade em relação à camada de macadame. Acredita-se que o nível tensão aplicado pelo equipamento não seja alto o suficiente para solicitar o geocomposto, assim não houve influência deste no comportamento elástico da camada. Acredita-se que, se o método empregado fosse a Viga Benkelman ou *Falling Weight Deflectometer* (FWD), poderia ocorrer uma maior influência do geocomposto na resposta elástica, advinda da maior carga aplicada por estes ensaios que poderia causar maior mobilização do geocomposto.

Não foi possível realizar ensaios de DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*) no trecho de estudo pela presença da camada de macadame seco (muito rígida) que impossibilitaria a penetração do cone. Por este motivo, foram coletados dados fornecidos por empresa terceirizada, que realizou este teste antes da construção

desta camada. Ambos os trechos G-S/P e R-02 não possuem nenhum ponto de ensaio. Os resultados dos testes com DCP foram correlacionados seguindo-se a norma ASTM D6951/6951 M-09 (2015). Os resultados da variação do CBR ao longo da profundidade da plataforma-aterro, nos diferentes trechos, são apresentados na Figura 58.

Figura 58 – Variação do CBR ao longo da profundidade da plataforma-aterro nos diferentes trechos no TIPLAM

É possível perceber-se que a capacidade do solo aumentou com a profundidade em todos os pontos. O trecho R-03 foi o que apresentou valores expressivamente maiores de CBR a partir de uma certa profundidade, com comportamento distinto em relação aos outros pontos.

b) Ensaios em laboratório

Lastro

Foram retiradas amostras de lastro no local, no momento da construção do trecho experimental conforme ABNT NBR 5564 (2014). Em laboratório, reduziu-se a amostra de campo para ensaios laboratoriais, lavou-se e peneirou-se, segundo as recomendações da ABNT NBR NM 248 (2003). Os resultados da análise granulométrica são apresentados na Figura 59.

Figura 59 – Análise granulométrica do lastro do TIPLAM

O material de lastro foi especificado para corresponder ao padrão A da NBR 5564, porém é possível notar que este não se enquadrou em nenhuma das duas faixas. Por outro lado, observando-se o valor do Coeficiente de Não Uniformidade⁴ (CNU), este se encontra um pouco abaixo da faixa indicada por Indraratna et al. (2011) como normalmente especificada para lastro de diferentes países (entre 1,5 a 3,0).

Comparando-se o diâmetro médio dos agregados com a abertura da malha da geogrelha, é encontrada uma relação de A/D_{50} próxima de 0,91. Esta relação se encontra na faixa de “zona fraca de intertravamento” indicada por Indraratna et al. (2012). Como dito anteriormente, não foi possível utilizar-se uma geogrelha com maior abertura de malha, que poderia apresentar maior eficiência de resposta do seu uso.

A avaliação da forma dos agregados da camada de lastro foi realizada seguindo as normas ASTM D4791 (2010) e ABNT NBR 5564 (2014), a primeira recomendada pela AREMA (2013). Os resultados dos ensaios constam na Tabela 7.

Tabela 7 – Resultados dos ensaios de forma do lastro do TIPLAM

ASTM D4791 (2010)	Partículas nem lamelares e nem alongados	79,6%
	Partículas lamelares e alongados	20,4%
NBR 5564 (2014)	Partículas cúbicas	80,0%
	Partículas não-cúbicas	20,0%

⁴ Relação entre os diâmetros de peneiras em que passam, respectivamente, 60% e 10% dos agregados (D_{60}/D_{10})

Como pode ser verificado, o material de lastro possuía porcentagem superior a 15% de partículas não-cúbicas (20,0%), limite este recomendado pela NBR 5564 (2014). Além disso, o material também não se enquadrava nas recomendações da AREMA (2013) por possuir valor superior a 5% de partículas lamelares e alongadas (20,4%).

Por fim, realizou-se a determinação da abrasão Los Angeles de acordo com a ASTM C535 (2016). Verificou-se que a perda por abrasão do material de lastro foi de 35%, valor superior ao recomendado pela NBR 5564 (2014), que é de 30%. Por outro lado, este atende o limite recomendado pela AREMA (2013) para materiais graníticos, que é 35%.

Sublastro

O sublastro granular também teve sua amostra reduzida de campo para ensaios laboratoriais, lavada e peneirada, conforme a NBR NM 248 (2003). O resultado da análise granulométrica é apresentado na Figura 60, juntamente com as faixas granulométricas de Brita Graduada Simples (BGS) recomendadas pelo Departamento de Estradas e Rodagem de São Paulo (DER-SP). A comparação com as faixas do DER-SP é devido ao fato de não haver norma específica para este material aplicado a pavimentos ferroviários, sendo usadas normas do meio rodoviário. Como é possível se notar na Figura 60, o material empregado como sublastro não se enquadrava nas especificações para BGS do DER-SP.

Figura 60 – Análise granulométrica do sublastro do TIPLAM e faixas de BGS recomendadas pelo DER-SP

Não foi possível se ter acesso ao material do aterro para realização da análise granulométrica quanto a critério de filtro entre sublastro e subleito, pelo critério de

Terzaghi e Casagrande, expresso pelas equações [1] e [2] citadas anteriormente no item 2.1.

Para a determinação do módulo de resiliência do sublastro, segundo a norma DNIT 134-10 ME (2010), moldou-se um corpo de prova de 150 x 300 mm compactado na energia proctor modificada. Como não havia material suficiente para elaboração da curva de compactação, conforme a ABNT NBR 7182 (2016), tomaram-se dados fornecidos por empresa terceirizada e utilizados no controle tecnológico no momento da compactação no campo (umidade ótima de 6,6% e peso específico aparente seco máximo de 2.221 g/cm³). Entretanto, não foi possível realizar-se o ensaio de módulo de resiliência pela excessiva deformação plástica acumulada pelo corpo de prova a cada ciclo de carregamento do ensaio. É possível que tal acumulação de deformações plásticas ocorridas pela amostra esteja condicionada à curva granulométrica com percentual significativo de finos (aproximadamente 40% passante na peneira nº 4), levando a menor travamento entre as partículas e consequente redução da resistência ao cisalhamento. Nota-se o não enquadramento nas curvas especificadas pelo DER-SP. A Figura 61 apresenta o corpo de prova na câmara de ensaio e após a realização dos ciclos de carregamento.

Figura 61 – Corpo de prova (a) na câmara de ensaio; (b) aspecto após os ciclos de carregamento

3.1.6. CAMPANHAS DE MEDIÇÃO DE CAMPO

Para se acompanhar a evolução do recalque, ao longo do tempo e com a carga transportada, foram realizadas 3 campanhas de medições com estação total. A primeira, no mês de dezembro de 2016, ocorreu antes da abertura da via permanente para o tráfego, após a operação de socaria e alinhamento, servindo de

referência para as leituras posteriores. A segunda ocorreu em março de 2017, um mês após a abertura para o tráfego e, por fim, a terceira campanha ocorreu em janeiro de 2018, abrangendo um período próximo de um ano de operação da via.

Destaca-se que, em alguns pontos, não foram realizadas leituras com a estação total devido ao fenômeno de reverberação (gerado pelas ondas de calor que impossibilitaram a correta leitura dos prismas). Para evitar-se esta limitação, uma condição climática favorável seria em dias sem elevada incidência solar (nublado, início da manhã ou final da tarde), entretanto, por se tratar de um terminal, havia a dificuldade de liberação das composições estacionadas na via para medições da via permanente sem carga estática.

Já para a medição da geometria da superestrutura da via foram feitas 2 campanhas de medições. A primeira realizada no mês de novembro de 2017, e a segunda em janeiro de 2018.

3.1.7. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO

a) Desnível por recalque da via permanente

Através dos dados oriundos dos levantamentos topográficos, determinou-se a variação da cota no topo do boleto do trilho a cada 10 m nos trechos experimentais ao longo do tempo. Conforme citado no item 3.1.5, o fenômeno de reverberação das ondas de calor impossibilitou a leitura de alguns pontos, principalmente os localizados a partir de 400 m no trecho R-03. Os resultados das campanhas são apresentados na Figura 62. Os dados completos dos levantamentos constam no apêndice A.

Figura 62 – Cota do boleto do trilho dos trechos experimentais ao longo das campanhas

Como o levantamento da 1ª campanha foi realizado antes da abertura da via para o tráfego, admitiram-se seus valores de cota como referência. Desta forma, o recalque foi calculado através da subtração entre cotas do boleto do trilho obtidos nas campanhas subsequentes. A Figura 63 apresenta o recalque calculado nos trechos experimentais ao longo das campanhas de medições.

Inicialmente nota-se a grande variabilidade de respostas ao longo dos trechos estudados, especialmente acentuadas com o tempo, mesmo considerando que os segmentos tenham extensões relativamente curtas. Além disso, comparando-se os trechos de referência entre si (que, em tese seriam iguais, sem diferenças quanto ao pavimento ferroviário projetado e construído) verifica-se que estes apresentaram níveis de recalque bastante distintos. Isto pode estar associado à variabilidade de materiais do aterro (demonstrada nos ensaios de sondagem que constam no anexo A) e a eventuais solicitações diferenciadas ao longo da linha (locomotivas e vagões carregados frequentemente estacionados em uma certa região por longos períodos). Por ser tratar de um terminal de carga e descarga, quase sempre a linha está ocupada, seja por veículos carregados ou descarregados, aguardando liberação para saída. A presença contínua dessa sobrecarga pode influenciar na questão dos recalques.

Desconsiderando-se a região do trecho R-02 (que apresentou comportamento destoante dos demais), observa-se que o trecho G-S/P seguiu a mesma tendência de recalque de sua referência próxima R-01, assim como parte do trecho G-L/S se assemelhou à sua referência em seguida R-03. Ou seja, em ambos os casos, o emprego do geossintético não mostrou diferenças quanto ao recalque em relação à

situação sem geocomposto, nas condições deste estudo. Acredita-se que isto possa ter ocorrido pelo elevado nível de recalque daquele local até o momento, o qual prepondera sobre a solução proposta. Dentro deste contexto, mesmo a comparação entre a posição de instalação do geossintético – G-S/P e G-L/S – fica dificultada, pois, embora o nível de recalque do primeiro ter sido no geral menor, a condição da plataforma pode ter se sobressaído em relação à resposta do geocomposto. Espera-se que com o passar do tempo haja estabilização dos recalques e, assim, seja possível observar-se com mais clareza eventuais diferenças de comportamento entre os segmentos estudados.

Como o levantamento topográfico foi realizado no boleto do trilho, o recalque medido é oriundo da consolidação de todos os componentes da subestrutura da via (lastro, sublastro e plataforma). Portanto, não é possível avaliar-se separadamente a parcela de cada componente no recalque total. É provável que grande contribuição deste seja proveniente da consolidação do aterro e solo natural, devido ao significativo nível de deformação em uma região com solo suscetível a recalques. Ainda, alguma parcela desta deformação (mesmo que pequena) pode ser advinda também de deformações plásticas nas camadas de lastro e sublastro (esta, em particular, demonstrou instabilidade durante o ensaio de módulo de resiliência em laboratório).

Em relação aos ensaios de campo, os módulos de elasticidade determinados com o LWD, haviam apontado rigidez mais elevada nos trechos G-L/S e R-03. Entretanto, este módulo somente é equivalente das camadas superficiais devido à pequena tensão imposta pelo ensaio, ou seja, provavelmente representando a rigidez da camada de sublastro.

Por outro lado, os ensaios de DCP realizados na camada de aterro, até uma profundidade próxima à um metro, demonstraram valores similares de CBR nos trechos R-01, G-L/S e maiores no trecho R-03. Tal comportamento não se refletiu nos valores de recalque. Além disso, observando-se os laudos de sondagem, não se observaram grandes diferenças no número de golpes do SPT (*Standard Penetration Test*) entre os trechos (anexo A). Ressalta-se que, os ensaios de DCP e SPT podem não serem capazes de avaliar características como deformabilidade e

permeabilidade, pois apenas medem pontualmente a resistência à penetração de determinado material em uma condição de densificação e umidade.

Para se avaliar se o uso geocomposto contribuiu de alguma forma no recalque da via, com e sem a influência da zona de menor nível de recalque (entre 140 a 250 m), avaliando trechos de igual extensão, serão realizadas duas abordagens: (i) análise de todos os dados levantados (Método A); e (ii) somente os primeiros 50 m dos trechos G-S/P e R-03, os últimos 50 m do G-L/S e excluindo-se o R-02 (Método B). A Figura 64 aponta os segmentos abordados pelo método B para melhor compreensão.

A Tabela 8 apresenta a análise estatística dos recalques nos trechos experimentais ao longo das campanhas de medições e a Figura 65 mostra os valores dos recalques médios e os respectivos MTBTs, ambos pelo método A. Ressalta-se que estes recalques foram calculados com a diferença de cota dos boletos dos trilhos.

Tabela 8 - Análise estatística do recalque dos trechos nas campanhas (método A)

Campanha	Trecho	Número de pontos	Média (cm)	Desvio Padrão (cm)	Coefficiente de Variação
2ª	R-01	3	6,8	0,9	13,2%
	G-S/P	8	8,0	0,2	2,8%
	R-02	5	4,2	1,6	37,6%
	G-L/S	10	7,0	3,3	47,1%
	R-03	11	10,4	0,6	5,5%
3ª	R-01	3	18,7	0,9	4,6%
	G-S/P	9	20,2	1,4	7,1%
	R-02	5	8,9	4,3	48,6%
	G-L/S	10	20,3	11,2	55,2%
	R-03	11	34,4	0,9	2,7%

Figura 65 – Recalque médio dos trechos ao longo dos MTBTs (método A)

Com relação às médias de recalque que foram calculadas, há que se levar em conta que a região do trecho R-02 teve comportamento discrepante em relação aos demais segmentos e, por isso, não é possível fazerem-se comparações diretas com seus resultados. Adicionalmente, deve-se considerar que na 3ª campanha o início do trecho G-L/S apresentou variação significativa dos valores das leituras, o que levou a desvio padrão elevado (média de 11,2 cm) em comparação aos demais segmentos.

Em geral, os recalques médios na 2ª e 3ª campanhas se mostraram como sendo da mesma ordem de grandeza entre si, em cada ocasião, exceto o trecho R-03 que na 3ª campanha apresentou recalque médio significativamente maior que os demais. Ainda, como esperado, com o tempo e incremento do número de MTBTs houve aumento do recalque médio em todos os trechos.

Em ambas as campanhas, a instalação do geossintético, particularmente na posição de interface subleito-plataforma, não demonstrou diferença significativa em relação à sua referência próxima, enquanto o geocomposto na interface lastro-sublastro apresentou recalque médio ligeiramente inferior na 2ª campanha e expressivamente menor na 3ª campanha. Conforme mencionado anteriormente, a variabilidade de materiais do aterro e a questão da posição e tempo de estacionamento dos veículos ferroviários no local podem ter impactado nos resultados.

De forma semelhante, são apresentados na Tabela 9 e Figura 66, os resultados da análise pelo Método B.

Tabela 9 - Análise estatística do recalque dos trechos nas campanhas (método B)

Campanha	Trecho	Número de pontos	Média (cm)	Desvio Padrão (cm)	Coefficiente de Variação
2ª	R-01	3	6,8	0,9	13,2%
	G-S/P	3	8,2	0,1	1,2%
	G-L/S	5	9,9	0,6	6,0%
	R-03	5	10,8	0,2	1,7%
3ª	R-01	3	18,7	0,9	4,6%
	G-S/P	4	20,6	2,1	10,3%
	G-L/S	5	30,1	1,9	6,3%
	R-03	5	34,1	0,5	1,4%

Figura 66 - Recalque médio dos trechos ao longo dos MTBTs (método B)

O Método B foi uma tentativa de se compararem seções com extensão e nível de recalque da plataforma (aterro) mais semelhantes. A tendência ainda foi similar entre os trechos com geocomposto e sua referência próxima (recalque ligeiramente superior com geossintético), mas agora com o recalque médio de G-L/S tendo se aproximado de R-03, principalmente na 3ª campanha.

Considerando-se o método B, conclui-se que G-S/P apresentou maiores recalques em relação ao trecho de referência (9% superior) e, em G-L/S, os recalques foram 12% menores. Entretanto, para afirmar se essa redução é advinda do uso do geocomposto, serão necessárias campanhas de medições adicionais e uma melhor investigação das espessuras e materiais da via.

Visualmente também foi possível observar os elevados recalques sofridos pela via, apesar do número de MTBTs ainda ser baixo (Figura 67). Ressalta-se, que este levantamento foi realizado somente em um segmento de linha, portanto não reflete o comportamento geral das linhas do TIPLAM.

Figura 67 – Recalque visual da via permanente observado a partir do trecho R-02 em direção a G-L/S

Nesta pesquisa, foi ainda determinado, a partir de levantamentos feitos a cada 10 m, o desvio padrão da cota do topo do boleto, a fim de se obter a variação do alinhamento vertical da via com o tempo. Para esta avaliação também foram utilizados os métodos A e B. Na Tabela 10 e Figura 68, são apresentados os resultados pelo método A.

Tabela 10 - Análise estatística do alinhamento vertical dos trechos nas campanhas (método A)

Campanha	Trecho	Número de pontos	Desvio Padrão (cm)	Coefficiente de variação
1ª	R-01	3	0,	0,5%
	G-S/P	9	2,7	1,9%
	R-02	5	4,9	3,2%
	G-L/S	10	4,2	2,7%
	R-03	11	4,5	2,9%
2ª	R-01	5	4,5	3,9%
	G-S/P	8	1,5	1,1%
	R-02	5	6,5	4,3%
	G-L/S	10	7,5	5,0%
	R-03	11	5,0	3,4%
3ª	R-01	5	5,1	4,9%
	G-S/P	10	2,3	1,9%
	R-02	5	9,1	6,3%
	G-L/S	10	15,4	11,3%
	R-03	16	5,3	4,2%

Figura 68 – Desvio padrão do alinhamento vertical dos trechos ao longo dos MTBTs (método A)

À medida que se elevaram os MTBTs, no geral houve uma tendência de acréscimo do desvio padrão, especialmente nos trechos R-01, R-02 e G-L/S, enquanto nos segmentos G-S/P e R-03 houve tendência de ligeira variação ou manutenção do alinhamento vertical com o tempo. No comparativo entre os trechos em cada campanha, verificou-se maior variabilidade na 3ª campanha, cerca de 11 meses após a construção e liberação ao tráfego.

Em relação ao uso de geocomposto, notou-se que, diferentemente da tendência apontada nos levantamentos de recalque, a instalação feita no trecho G-SP levou a menores desvios de alinhamento vertical frente às suas referências próximas (R-01 e 02), em comparação com a aplicação G-L/S *versus* R-03.

Da mesma forma, são também apresentados os resultados pelo método B na Tabela 11 e Figura 69.

Tabela 11 - Análise estatística do alinhamento vertical dos trechos nas campanhas (método B)

Campanha	Trecho	Número de pontos	Desvio Padrão (cm)	Coefficiente de variação
1ª	R-01	3	0,6	0,5%
	G-S/P	5	3,1	2,2%
	G-L/S	5	0,7	0,5%
	R-03	5	1,2	0,8%
2ª	R-01	5	4,5	3,9%
	G-S/P	3	0,6	0,4%
	G-L/S	5	1,3	0,9%
	R-03	5	1,2	0,8%
3ª	R-01	5	5,1	4,9%
	G-S/P	5	0,9	0,7%
	G-L/S	5	2,6	2,1%
	R-03	5	1,0	0,9%

Figura 69 - Desvio padrão do alinhamento vertical dos trechos ao longo dos MTBTs (método B)

Por esta metodologia ainda se manteve a mesma tendência, com G-S/P possuindo o menor desvio padrão dentre todos. Destaca-se também que o desvio deste na 1ª campanha era de 3 cm, se reduzindo para um valor próximo de 1 cm. É provável que a linha, antes de aberta ao tráfego, possuísse imperfeições no nivelamento que foram reduzidas conforme ocorria a densificação com o tráfego ao longo do tempo. Mesmo pelo método B, o trecho G-L/S ainda apresentou maior desvio, em relação ao trecho R-03.

De modo geral, são apresentados na Tabela 12 a avaliação geral do recalque e alinhamento vertical dos trechos com geocomposto em relação à referência próxima, tomados a partir dos resultados advindos do método B.

Tabela 12 – Avaliação final do acompanhamento do recalque e alinhamento vertical

Avaliação	Trecho	
	G-S/P	G-L/S
Recalque médio	9% superior em relação à referência	12% inferior em relação à referência
Alinhamento vertical	Menor desvio padrão dentre todos os trechos	Maior desvio padrão em relação à referência

Em relação à avaliação do recalque, como dito anteriormente, acredita-se que o elevado nível de recalque da plataforma, considerado elevado, esteja se preponderando sobre a solução proposta. Desta forma, os menores valores médios relatados em G-L/S podem estar condicionados a alterações de comportamento da plataforma, assim como em G-S/P.

No que se refere à variação do alinhamento vertical da linha, é possível que haja influência da deformação plástica da plataforma, por estar diretamente relacionada com o nível de recalque (variação vertical) em cada ponto medido. Deduz-se que tal

redução relatada em G-S/P seja oriunda de um possível agulhamento do macadame seco no geocomposto, que o mobilizou, ocasionando uma melhor distribuição de tensões no topo da camada de aterro, gerando menos recalques diferenciais na direção longitudinal. Já em G-L/S, o posicionamento do geocomposto pode ter causado maior rigidez na camada de lastro, reduzindo o recalque especificamente nesta camada. Entretanto, partindo-se do princípio que a parcela da plataforma é mais significativa, é possível que este efeito não seja passível de ser notado.

b) Desnível geométrico ao nível da superestrutura

Com as leituras realizadas com as réguas analógicas, foi possível determinar-se o desnível geométrico ao nível da superestrutura da via (dados completos constam no apêndice B). Uma análise estatística dos resultados, tanto para a bitola métrica (mais carregada) e bitola larga (menos carregada), são apresentados na Tabela 13, e o desvio padrão da variação de bitola nos trechos experimentais, na Figura 70.

Tabela 13 - Análise estatística de variação de bitola dos trechos ao longo das campanhas

Campanha	Trecho	Número de pontos	Média (mm)		Desvio Padrão (mm)		Coeficiente de variação	
			Métrica	Larga	Métrica	Larga	Métrica	Larga
1ª	R-01	13	2,8	4,1	1,1	1,6	39,4%	37,9%
	G-S/P	25	3,4	4,0	1,4	1,5	41,5%	36,7%
	R-02	12	2,4	4,3	1,8	1,4	75,8%	31,6%
	G-L/S	25	4,0	5,0	1,3	1,7	34,5%	33,7%
	R-03	17	3,3	4,3	1,1	1,4	31,5%	32,4%
2ª	R-01	13	2,7	4,1	1,0	1,1	38,3%	27,5%
	G-S/P	25	3,1	4,3	1,6	1,5	50,1%	34,1%
	R-02	12	2,9	4,9	1,8	0,5	63,5%	10,5%
	G-L/S	25	3,5	5,0	1,2	1,0	34,0%	20,6%
	R-03	17	3,1	4,3	1,5	1,1	49,9%	24,6%

Figura 70 - Desvio padrão de variação de bitola (a) métrica e (b) larga em relação aos MTBTs

Através dos resultados, observa-se que as seções com geocomposto não aparentam influenciar diretamente no desvio padrão da variação de ambas as bitolas. Em alguns instantes, estas possuem maior desvio e em outros menos, porém bem próximos das seções de referência. Sabe-se que as perdas geométricas na via podem ser, em parte, oriundas de alterações na subestrutura, entretanto os resultados indicaram que o uso deste geossintético não influenciou de forma direta nesse parâmetro geométrico, para esta dada situação.

De igual modo, na Tabela 14 e Figura 71, são apresentados os resultados da avaliação de variação do nivelamento quanto à superelevação da via nas campanhas de medições realizadas.

Tabela 14 - Análise estatística da variação do nivelamento quanto à superelevação dos trechos ao longo das campanhas

Campanha	Trecho	Número de pontos	Média (mm)		Desvio Padrão (mm)		Coeficiente de variação	
			Métrica	Larga	Métrica	Larga	Métrica	Larga
1ª	G-S/P	25	4,5	5,2	3,6	4,2	79,3%	80,4%
	R-02	12	4,5	4,7	3,9	3,7	86,1%	79,8%
	G-L/S	25	3,0	3,6	2,1	2,1	70,0%	57,7%
2ª	G-S/P	25	4,4	6,2	2,9	4,7	65,0%	75,8%
	R-02	12	3,2	5,6	3,2	4,5	101,5%	80,6%
	G-L/S	25	3,0	3,5	2,3	2,5	78,3%	73,3%

Figura 71 – Desvio padrão da variação do nivelamento quanto à superelevação na bitola (a) métrica e (b) larga em relação aos MTBTs

Na bitola métrica, o trecho G-S/P apresentou desvio padrão 9% menor em relação à R-02, enquanto que na larga esse comportamento se inverteu, com valores 4% maiores (ambos na última campanha). Por outro lado, G-L/S se mantém sempre com desvios menores em relação aos demais trechos em ambas bitolas. Na bitola métrica, este é 43% menor do que R-02, enquanto que na larga é 44% menor (ambos na última campanha).

A Tabela 15 apresenta os resultados da avaliação final da variação de bitola e do nivelamento quanto à superelevação, nos diferentes trechos com geocomposto.

Tabela 15 - Avaliação final da variação de bitola e do nivelamento quanto à superelevação

Avaliação		Trecho	
		G-S/P	G-L/S
Bitola	Métrica	Não demonstrou diferença em relação à referência	
	Larga		
Superelevação	Métrica	9% menor que a referência	43% menor que a referência
	Larga	4% maior que a referência	44% menor que a referência

Em relação à bitola, os resultados apontam que este parâmetro pode não ser fortemente afetado por alterações da subestrutura. Tendo em vista que, apesar das diferentes respostas em termos de recalques que estas apresentaram, não foram observadas maiores diferenças de desvio padrão entre as seções. Portanto, também

não foi possível verificar-se diferença de resposta com ou sem a utilização do geocomposto pela avaliação deste parâmetro.

No que se refere à superelevação, a redução do desvio padrão obtido no trecho G-L/S (em ambas as bitolas) aponta que a presença do geocomposto pode haver proporcionado maior estabilidade à camada de lastro, o que refletiu no suporte do dormente. É possível que esta maior estabilidade esteja condicionada à geração de maiores tensões de confinamento que a geogrelha pode proporcionar quando instalada abaixo da camada de lastro, como visto nos estudos citados no item 2.7.3. A mesma resposta não foi observada em G-S/P, sem acréscimos ou reduções significativas de desvio padrão, provavelmente pelo geossintético estar posicionado em camadas mais profundas da via. Ressaltando-se que, como também anteriormente citado nos estudos com geossintéticos, o efeito de aumento da tensão confinante se perde com a profundidade, conforme se distancia da geogrelha.

3.2. TRECHO EXPERIMENTAL EM PIAÇAGUERA

O segundo trecho experimental foi construído na região de Cubatão (São Paulo), na via Piaçaguera – Raiz da Serra, sob operação da MRS Logística (Figura 72). No ano de 2017, esta linha registrou cerca de 4 milhões de toneladas brutas transportadas (MTBTs).

Figura 72 – Localização do trecho experimental

Fonte: modificado de Google Maps (2018)

A via Piaçaguera - Raiz da Serra é uma linha dupla, sendo o trecho experimental proposto para a linha 2 desta (Figura 73). Assim como no TIPLAM e em várias ferrovias da Baixada Santista, esta foi construída sobre uma região de mangue de baixa capacidade de suporte com estabilização com matacões e construção de aterro. Estas características, como dito anteriormente, geram um elevado número de paralisações da via permanente, geralmente com intervenções pontuais de forma semanal (relatado pelos operadores).

Figura 73 – Via Piaçaguera – Raiz da Serra antes da construção do trecho experimental

Antes da construção do trecho experimental, a via apresentava uma camada de lastro com alto grau de contaminação e, por se tratar de uma linha antiga, não havia camada de sublastro (prática corrente em projetos de ferrovias no passado). Estes fatores, associados à precipitação da água da chuva e elevado grau de saturação da plataforma, geravam uma presença constante de água na camada de lastro que acelerava a deterioração dos componentes da via (Figura 74).

Figura 74 – Presença de água na camada de lastro

Por estes motivos, surgiu o interesse em se estudar o uso de geocomposto (geogrelha + geotêxtil) nesta linha com o objetivo de avaliar a sua contribuição em um melhor comportamento mecânico e vida útil dos componentes da via permanente. Para tanto, foi proposto um trecho experimental com geossintético seguido de um trecho de referência, sem a referida solução.

As etapas de construção dos trechos experimentais se iniciaram com a renovação da linha já existente e, posteriormente, construção de uma seção experimental com e sem o geocomposto.

3.2.1. CARACTERÍSTICAS DA VIA PERMANENTE

As seções experimentais da via permanente que foram projetadas com e sem geocomposto e construídas após a renovação da linha existente, tem por características: (i) bitola larga (1,60 m); (ii) trilhos TR-57; (iii) placa de apoio PA-57; (iv) dormentes de madeira (2,80 x 0,24 x 0,17 m) com espaçamento de 54 cm; (v) fixação flexível; e (vi) lastro com espessura de 30 cm e sublastro de 10 cm (este último somente para a seção de referência). As seções experimentais são apresentadas na Figura 75.

Em relação às características das cargas atuantes, a linha possui carga por eixo média de 27,5 toneladas. Ainda, a velocidade máxima de operação é de 20 km/h.

É importante destacar-se que a presença do geotêxtil no geocomposto não descarta a necessidade de uma camada de sublastro para um comportamento satisfatório da via, pois além de possuir importante função na filtragem e separação da camada de lastro em relação à plataforma (subleito), esta também contribui no comportamento estrutural da via permanente. Por este motivo, havia o interesse em se implementar

uma camada de sublastro no trecho com reforço do geocomposto, entretanto não foi possível por limitações econômicas. Assim, houve a construção da camada de sublastro apenas no trecho de referência.

3.2.2. TIPO DO GEOCOMPOSTO E CONFIGURAÇÃO DE INSTALAÇÃO

O geocomposto empregado no estudo foi o Basetrac Duo-C PET 40/40 B15 (Figura 76), também fornecido pela empresa Huesker. Este é composto de poliéster de alta tenacidade, baixa fluência e alta resistência química, com revestimento protetor polimérico. As demais características do geocomposto constam na Tabela 16.

Tabela 16 - Características do geocomposto utilizado em Piaçaguera, fornecidas pelo fabricante

Abertura da malha nominal	30 mm
Resistência à tração nominal – direção longitudinal e transversal	40 kN/m
Módulo de rigidez à 5% de deformação – direção longitudinal e transversal	≥ 400 kN/m
Deformação na resistência nominal – direção longitudinal e transversal	$\leq 10\%$
Carga de ruptura por fluência (120 anos, $\leq 30^\circ$ C)	≥ 24 kN/m
Carga de ruptura por fluência (2 anos, $\leq 30^\circ$ C)	≥ 28 kN/m
Deformação por fluência após 2 anos de carregamento à 50% da carga de ruptura	$\leq 1\%$
Abertura aparente de poros do geotêxtil não-tecido	90 μ m

Figura 76 – Geocomposto utilizado no trecho experimental de Piaçaguera

Mais uma vez, semelhante ao que ocorreu no trecho do TIPLAM, não foi possível se escolher um geocomposto com geogrelha de maior abertura de malha e igual resistência ao utilizado anteriormente. Como configuração de instalação, posicionou-se o geocomposto na interface lastro/plataforma, como já apresentado na Figura 75,

de forma que a geogrelha sofresse intertravamento no contato com as partículas de lastro e o geotêxtil funcionasse como elemento separador entre estas camadas.

Por fim, o trecho com geocomposto foi construído com extensão total de 40 m, enquanto que a seção de referência com 20 m (Figura 77). Destaca-se que todos os trechos experimentais se encontram em transição de curva.

3.2.3. CONSTRUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL

No dia 05 de maio de 2017, procedeu-se com a construção do trecho experimental na linha 2 da via Piaçaguera – Raiz da Serra. A seguir, serão descritas as etapas de construção e instalação do geocomposto, além das observações quanto a algumas dificuldades encontradas.

a) Retirada da superestrutura e remoção do lastro colmatado

Como etapa inicial das atividades, removeu-se o ombro de lastro para permitir a aproximação de caminhões basculantes próximo à área lateral da via, as fixações e o trilho (que havia sido cortado previamente), além dos dormentes de madeira e o lastro colmatado (Figura 78). Todas essas etapas foram necessárias para que fosse possível se realizar a renovação da linha já existente, tendo em vista que não havia disponibilidade de uma desguarnecedora. Além disso, alguns dormentes necessitavam ser substituídos devido o seu alto grau de degradação.

Figura 78 - Etapas de (a) remoção do ombro de lastro; (b) remoção das fixações e trilho; (c) remoção dos dormentes; e (d) remoção do lastro colmatado

No momento da remoção do lastro colmatado, um dos equipamentos que seriam utilizados no serviço foi danificado (pá carregadeira), o que resultou em uma imprecisão na profundidade de corte necessária para que fosse obtida a espessura de lastro final especificada para o trecho. É importante destacar-se também que a profundidade de corte não atingiu o solo do aterro, restando ainda material de lastro colmatado como plataforma remanescente (Figura 79).

Figura 79 – (a) aspecto do lastro colmatado; e (b) plataforma antes da compactação

b) Compactação da plataforma

Após a finalização da etapa descrita acima, procedeu-se a compactação da plataforma através de rolo compactador vibratório. Durante o processo, era possível se notar que a camada remanescente de lastro colmatado possuía elevado teor de

umidade e, ainda, havia a migração de água oriunda da linha ao lado, o que dificultou a eficiência do processo de compactação (Figura 80). No momento da compactação, foram coletadas amostras do material da plataforma para posterior avaliação em laboratório do teor de umidade em que foi realizado este serviço.

Figura 80 – Compactação da plataforma de Piaçaguera

c) Posicionamento do geocomposto e reposição com lastro novo

O geocomposto foi então posicionado sob a plataforma para a sua instalação. Para efeito de alguma ancoragem, lançou-se lastro nas duas extremidades do geocomposto (Figura 81).

Figura 81 – Posicionamento e lançamento de lastro nas extremidades do geocomposto

O elevado teor de umidade presente na plataforma, ocasionou a formação de lama na área lateral à via e impossibilitou o tráfego dos caminhões carregados com lastro. Não foi possível se aguardar ou condicionar novamente a plataforma da área lateral para a descarga de material devido ao cronograma planejado para construção e abertura do tráfego da via. Por este motivo, os caminhões tiveram que transitar sob o geocomposto (não recomendável) o que gerou a formação de folgas que não puderam ser eliminadas (Figura 82).

Figura 82 – Folgas geradas pelo trânsito de caminhões sob o geocomposto

Após todo o lançamento do lastro novo, distribuiu-se este sobre toda a extensão do trecho experimental de forma a receber a montagem da superestrutura (Figura 83).

Figura 83 – Finalização da reposição de lastro novo

d) Compactação do sublastro granular

A compactação do sublastro granular no trecho de referência ocorreu concomitantemente à instalação do geocomposto. Este também foi compactado através de um rolo compactador vibratório (Figura 84). Além disso, de maneira semelhante ao que ocorreu na compactação da plataforma, foram coletadas amostras para posterior determinação em laboratório do teor de umidade em que foi realizado este serviço.

Figura 84 – Lançamento de compactação do sublastro granular

e) Montagem da superestrutura e socaria mecanizada

Com a reposição da camada de lastro novo, prosseguiu-se com a montagem da superestrutura. Posteriormente, realizou-se o processo de nivelamento e socaria mecanizada, a fim de enquadrar a via permanente nos padrões geométricos estabelecidos pela empresa (Figura 85).

Figura 85 – Trecho experimental após montagem da superestrutura

f) Verificação das espessuras finais das camadas

Posteriormente, no dia 12 de junho de 2017, abriu-se uma janela na camada de lastro com o objetivo de determinar a sua espessura final (Figura 86). Foi possível perceber-se que esta possuía cerca de 25 cm de espessura e que o geocomposto não continha folgas, estando esticado e possivelmente tracionado e mobilizado pelo tráfego.

Figura 86 – Abertura da camada de lastro no trecho com geocomposto

De forma semelhante, também procedeu-se a abertura da camada de lastro (nova) na seção de referência e verificou-se que esta possuía aproximadamente 18 cm de espessura. Essa diferença de 7 cm de espessura (para menos), em relação à seção

com geocomposto, foi gerada devido à imprecisão no corte da camada antiga de lastro no instante da construção do trecho experimental. Dentro deste contexto, havia um fator que poderia influenciar nos resultados, na comparação do comportamento mecânico dos trechos com e sem reforço. Verificou-se também uma camada de sublastro com 8 cm de espessura final, com afloramento de água no momento em que houve a abertura desta (Figura 87).

Figura 87 – Espessuras da camada de (a) lastro e (b) sublastro

3.2.4. MÉTODO DE MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO

Para avaliação da influência do uso do geocomposto na via permanente realizou-se o monitoramento dos trechos experimentais baseado em duas etapas: (i) leituras de deslocamentos verticais; e (ii) medição do desnível geométrico ao nível da superestrutura. Adicionalmente, foram efetuadas leituras de tensão de sucção na plataforma para verificação da variação de umidade na plataforma.

A obtenção dos deslocamentos verticais, com posterior cálculo do módulo de via, foi feita com o objetivo de verificar se o uso do geocomposto proporcionaria maior rigidez em comparação com as seções de referência.

Por outro lado, realizaram-se as leituras de tensões de sucção devido à influência que esta poderia exercer sobre a rigidez da plataforma no módulo de via (esta rigidez poderia estar associada, dentre outros fatores, ao teor de umidade e sucção do solo). Portanto, este monitoramento possuiu o objetivo de avaliar estes parâmetros da plataforma em cada trecho, além de verificar se a inserção do geotêxtil (presente no geocomposto) ocasionou em alguma diferença no fluxo de água, em comparação com a seção com 10 cm de sublastro granular (referência).

Por fim, a avaliação do desnível geométrico ao nível da superestrutura objetivou verificar se o uso do geocomposto proporcionou uma menor perda de qualidade geométrica em relação à referência, avaliando-se os parâmetros de variação de bitola, de nivelamento quanto à superelevação e, ainda, neste caso, empeno.

a) Leituras de deslocamentos verticais dinâmicos

Os deslocamentos verticais foram realizados através do DMD proposto por Costa (2016) e citado no item 2.7.3. Além das seções com geocomposto e de referência, também foi posicionado um dispositivo a uma distância próxima de 10 m do final do trecho de referência (Figura 88). A finalidade de se medir o deslocamento neste ponto é avaliar o comportamento da via que não passou por renovação, ou seja, a situação corrente da linha 2 de Piaçaguera. Para aquisição dos dados foi escolhida a frequência de 100 Hz.

b) Leituras de tensão de sucção na plataforma

Para realização das leituras de tensão de sucção (matricial), utilizaram-se medidores com sensibilidade de 0 a 200 kPa. Segundo informações do fabricante, as medidas de tensão de sucção ocorrem quando o dispositivo entra em equilíbrio hidráulico com o solo em que está inserido. A partir desse momento, qualquer alteração na umidade do solo, ocasiona entrada ou saída de água no dispositivo, que mede a resistência com que o solo tende a reter essa água.

Os dispositivos foram, inicialmente, imersos em água destilada com aplicação de vácuo até garantir a completa saturação (Figura 89). Tal saturação possui o objetivo de facilitar o equilíbrio hidráulico entre o solo e o dispositivo.

Figura 89 – (a) medidor de tensão de sucção (b) imerso em água para saturação

Foram então instalados um total de seis medidores em cada trecho experimental, tal como apresentado na Figura 90. Esta disposição na plataforma possui o objetivo de medir a variação de tensão de sucção com a profundidade e do centro para a borda da via.

Figura 90 – Localização dos medidores de tensão de sucção na seção (a) com geocomposto (b) referência

Tal como mostrado na Figura 90, serão usadas as seguintes nomenclaturas para a localização dos dispositivos: trilho-superfície (1), trilho-profundidade (2), lastro-superfície (3), lastro-profundidade (4), borda-superfície (5) e borda-profundidade (6).

A instalação dos medidores de tensão de sucção ocorreu no momento da construção do trecho experimental, após a finalização da compactação da plataforma. Tomou-se o cuidado de preencher a área em torno do dispositivo com

solo para houvesse completa interação deste com o meio, de forma a garantir acurácia nas medidas de sucção (Figura 91).

Figura 91 – Instalação dos medidores de tensão de sucção

c) Desnível geométrico ao nível da superestrutura

Para a avaliação do desnível geométrico, tanto no trecho com geocomposto como de referência, utilizou-se o dispositivo de medição do tipo “Amber” (distribuído pela Geismar) capaz de fornecer bitola, superelevação e empeno da via a cada 50 cm (Figura 92).

Figura 92 – Dispositivo “Amber” para medição de geometria

Destaca-se que este dados de geometria foram fornecidos pela empresa MRS Logística, portanto os levantamentos não possuem datas coincidentes com as outras campanhas de medições de deslocamentos, com exceção da 4ª e última campanha. Além disso, não foram informados dados referentes à seção que não sofreu intervenção.

3.2.5. ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO PARA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS DA SUBESTRUTURA

a) Ensaios de campo

Os ensaios de campo foram realizados posteriormente à construção do trecho experimental, no dia 05 de setembro de 2017. Foram realizadas duas medidas de módulo de elasticidade dinâmico com o uso do LWD e um levantamento de resistência à penetração com o uso do DCP, segundo preconizado pelas normas E2583 (2015) e D6951/6951 M-09 (2015), ambas da ASTM (Figura 93).

Figura 93 – Realização dos ensaios de campo em Piaçaguera: (a) LWD; e (b) DCP

Os resultados dos ensaios de LWD constam na Tabela 17. Verifica-se que, no trecho de referência, o valor de módulo de elasticidade dinâmico é quase 4 vezes maior do que o trecho com geocomposto. Esta maior rigidez da seção de referência foi gerada pela utilização da camada de sublastro (inexistente na seção com geocomposto).

Tabela 17 – Resultados dos ensaios de LWD realizados em Piaçaguera

Trecho	Módulo dinâmico médio (MPa)	Desvio padrão (MPa)
Geocomposto	10	0,1
Referência	38	0,4

Foram estimados os valores de CBR, ao longo da profundidade, através da correlação com o DCP recomendada pelo *US Army Corps of Engineers* (USACE) que consta na norma ASTM D6951/6951 M-09 (2015). Os resultados são apresentados nas Figuras 94 e 95 para as seções com e sem reforço, respectivamente.

Figura 94 – Resultado do ensaio de DCP em Piaçaguera na seção com geocomposto

Figura 95 - Resultado do ensaio de DCP em Piaçaguera na seção de referência

Na seção com geocomposto, até a profundidade de cerca de 60 cm, o valor de CBR variou aproximadamente entre 20 a 35%. Já na seção de referência, nos primeiros 11 cm é possível notar-se a existência da camada de sublastro e, a partir da profundidade de 16 cm, verifica-se valores de CBR entre 33 a 52% na profundidade da plataforma. Ainda, na profundidade próxima à 28 cm, a seção de referência possui um valor 18% maior do que a seção com geocomposto.

b) Ensaios de laboratório

Lastro

Foram retiradas amostras de lastro no local, no momento da construção do trecho experimental conforme ABNT NBR 5564 (2014). Em laboratório, reduziu-se a

amostra de campo para ensaios laboratoriais, lavou-se e peneirou-se segundo as recomendações da ABNT NBR NM 248 (2003). Os resultados da análise granulométrica são apresentados na Figura 96.

É possível perceber-se que o material de lastro se enquadra no padrão A da NBR 5564 e na faixa 3 da AREMA (2013), sendo estas duas recomendações bastante semelhantes. Além disso, observando-se o valor do CNU, este se encontra dentro da faixa indicada por Indraratna et al. (2011) como normalmente especificada para lastro de diferentes países (entre 1,5 a 3,0). Comparando-se o diâmetro médio dos agregados com a abertura da malha da geogrelha, é encontrada uma relação de A/D_{50} próxima de 0,86. Semelhante ao trecho experimental no TIPLAM, esta relação se encontra na faixa de “zona fraca de intertravamento” indicada por Indraratna et al. (2012), ressaltando-se que não houve possibilidade de utilização de uma geogrelha com maior abertura de malha.

A avaliação da forma dos agregados da camada de lastro foi realizada seguindo-se as normas ASTM D4791 (2010) e ABNT NBR 5564 (2014), a primeira recomendada pela AREMA (2013). Os resultados dos ensaios pelas duas normas são apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 - Resultados dos ensaios de forma do lastro em Piaçaguera

ASTM D4791 (2010)	Partículas nem lamelares e nem alongados	90,6%
	Partículas lamelares e alongados	9,4%
NBR 5564 (2014)	Partículas cúbicas	94,0%
	Partículas não-cúbicas	6,0%

Utilizando-se os dois métodos para a determinação da forma, notou-se que o material de lastro atendeu às recomendações da NBR 5564 (2014), cujo limite é de, no máximo, 15% de partículas não-cúbicas. Por outro lado, este não atende aos da AREMA (2013) de 5% de agregados lamelares e alongados. É importante destacarem-se as diferenças entre os dois métodos de determinação de forma, utilizando-se relações de razão entre dimensões dos grãos de 1:2 para a NBR 5564 e 1:3 na ASTM D4791. Ainda, ressalta-se também que são diferentes os equipamentos empregados nos dois métodos (Figura 97).

Figura 97 – (a) paquímetro da ABNT; (b) paquímetro (“caliper”) da ASTM

Por fim, realizou-se a determinação da abrasão Los Angeles de acordo com a ASTM C535 (2016). Verificou-se que a perda por abrasão do material de lastro foi de 13%, dentro das recomendações de ambas ABNT NBR 5564 (2014) e AREMA (2013).

Sublastro

A pesquisa realizada em Piaçaguera foi um trabalho em conjunto, envolvendo duas formas de reforço de via permanente, o emprego de mistura asfáltica como sublastro e o uso de geocomposto como reforço da camada de lastro. Os trechos experimentais compartilhavam do mesmo solo de plataforma e da mesma seção de referência para avaliação. Assim, os dados a seguir dos ensaios laboratoriais do material de sublastro foram fornecidos por Alves (2018).

Inicialmente, foi necessário se projetar a curva granulométrica da camada de sublastro da seção de referência como etapa de planejamento da construção. Para tal, empregou-se o critério de Terzaghi e Casagrande expresso pelas equações [1] e [2] (citadas anteriormente no item 2.1) e a curva granulométrica do solo da plataforma (que será apresentada a seguir). Verificou-se que a faixa C para BGS estabelecida pelo DER-SP se enquadrava dentro dos limites do critério e optou-se por utilizá-la como referência para o dimensionamento da camada de sublastro

granular, a fim de facilitar o processo de usinagem junto à empresa fornecedora. A Figura 98 apresenta os limites estabelecidos e a curva granulométrica projetada para o sublastro.

Figura 98 - Curva granulométrica projetada para o sublastro de Piaçaguera e limites estabelecidos

Fonte: dados fornecidos por Alves (2018)

No momento da construção, foram retiradas amostras de sublastro para confirmação da granulometria e realização de ensaios complementares. Em laboratório, reduziu-se a amostra de campo para ensaios laboratoriais, lavou-se e peneirou-se, segundo as recomendações da ABNT NBR NM 248 (2003). Os resultados da análise granulométrica são apresentados na Figura 99, onde foi possível se confirmar que a granulometria real do sublastro empregado em campo foi próxima à dimensionada pelo critério de Terzaghi e Casagrande e dentro dos limites estabelecidos.

Figura 99 – Análise granulométrica real do sublastro de Piaçaguera em relação ao projetado

Fonte: dados fornecidos por Alves (2018)

Posteriormente, o material foi compactado em amostras com dimensões de 100 x 200 mm na energia proctor normal, segundo a ABNT NBR 7182 (2016), para determinação do teor de umidade ótimo e massa específica aparente seca máxima.

Os resultados encontrados para estes parâmetros foi, respectivamente, 5,3% e 2,115 g/cm³.

Como citado anteriormente na seção 3.2.3, coletaram-se amostras do material, no momento da compactação da camada, para determinação da umidade de campo. O teor de umidade encontrado foi de 3,28%, valor este 2% abaixo do teor ótimo obtido pelo ensaio de compactação.

O ensaio de módulo de resiliência do sublastro foi realizado segundo a norma DNIT 134-10 ME (2010), através de um corpo de prova com dimensões de 100 x 200 mm e compactado na energia proctor normal. Os resultados do ensaio do módulo de resiliência são apresentados na Figura 100, onde é possível observar seu aumento com o acréscimo de ambas as tensões, desvio e confinante, com variação entre 100 a 300 MPa.

Figura 100 – Resultados do ensaio de módulo de resiliência do sublastro de Piaçaguera em função de (a) tensão desvio; e (b) tensão confinante

Fonte: dados fornecidos por Alves (2018)

Plataforma

De forma semelhante ao sublastro, os dados a seguir foram fornecidos por Alves (2018) e se referem aos ensaios laboratoriais do material do solo da plataforma.

Para a execução dos ensaios laboratoriais, foi realizada a coleta do solo que constitui a plataforma da via permanente, no dia anterior ao da construção dos trechos experimentais. Para tal, abriu-se uma cava na lateral da via e coletou-se o solo que se localizava adjacente à camada de lastro colmatado (Figura 101).

Figura 101 – Coleta do solo da plataforma de Piaçaguera

Em laboratório, realizou-se a análise granulométrica do material de acordo com as normas da ABNT NBR 7181 (2017) e ASTM 6913 (2009). A Figura 102 apresenta a análise granulométrica do material avaliado, onde é possível observar-se que, cerca de 63% do total, é constituinte de fração silte e argila, de acordo com a norma ABNT NBR 6502 (1995).

Figura 102 – Análise granulométrica do solo da plataforma de Piaçaguera

Fonte: dados fornecidos por Alves (2018)

Da mesma forma, foram determinados os limites de consistência, liquidez (LL) e plasticidade (LP), além do índice de plasticidade (IP) do solo da plataforma,

conforme a norma da ASTM D4318 (2017), que utiliza a fração passante na peneira de 0,425 mm. Os resultados obtidos foram: LL = 33%; LP = 28,5%; e IP = 4,5%.

Com os resultados da análise granulométrica e dos limites de consistência, foi realizada a identificação do material do solo da plataforma através do Sistema Unificado de Classificação de Solo (SUCS) e *Transportation Research Board* (TRB), recomendadas pelas normas ASTM D2487 (2011) e D3282 (2015), respectivamente. A classificação pelo SUCS, indicou que o material é classificado no grupo ML (material siltoso) ou OL (material orgânico siltoso ou argiloso). Por outro lado, pela classificação do TRB, o material trata-se do grupo A-4 (solos siltosos), que indica comportamento como subleito fraco a pobre em pavimentos rodoviários.

Por fim, também se realizou a classificação de acordo com o método MCT para solos tropicais, através do método expedito das pastilhas (NOGAMI; VILLIBOR, 1981), já mencionado anteriormente.

Como resultados, o solo foi classificado como sendo do grupo NS'/NA' (não laterítico siltoso/não laterítico arenoso). Portanto, constatou-se que o solo não possui comportamento laterítico, porém apresenta baixa contração e baixa expansão.

Realizou-se a curva de compactação do material avaliado segundo o preconizado pela norma ABNT NBR 7182 (2016). Para tal, compactou-se corpo de prova na energia normal (Figura 103).

Figura 103 – Ensaio de compactação do solo da plataforma de Piaçaguera

Assim, chegou-se ao teor de umidade ótimo de 18,5% e massa específica aparente seca máxima de 1,670 g/cm³ do solo que constitui a plataforma da via permanente.

Como citado anteriormente na seção 3.2.3, coletaram-se amostras do material, no momento da compactação da plataforma, para determinação do teor de umidade de

campo. Assim, após a secagem em estufa, foi obtido o teor de umidade de 37,0%, aproximadamente o dobro da umidade ótima determinada em laboratório, desta forma, corroborando com o observado em campo quanto à dificuldade da compactação da camada e locomoção dos veículos necessários para o serviço. Além disso, é possível que a plataforma ainda mantenha essa elevada umidade por um longo período de tempo, por se tratar de material com alta porcentagem de finos (silte e argila) que tendem a reter umidade.

Como forma de avaliação do comportamento mecânico, o material foi compactado em corpo de prova de dimensões de 100 x 200 mm, na energia proctor normal, e condicionado para determinação do módulo de resiliência, conforme preconizado pela norma DNIT 134/2010 - ME (Figura 104).

Figura 104 – Ensaio de módulo de resiliência (a) na câmara de ensaio; (b) aspecto do corpo de prova após ensaio

O resultado do ensaio é apresentado na Figura 105. A partir do ensaio é possível observar-se o acréscimo do módulo de resiliência com o aumento de ambas as tensões desvio e confinante, variando entre 50 a 70 MPa.

Figura 105 - Resultados do ensaio de módulo de resiliência do solo da plataforma de Piaçaguera em função de (a) tensão desvio; e (b) tensão confinante

Fonte: dados fornecidos por Alves (2018)

3.2.6. CAMPANHAS DE MEDIÇÃO DE CAMPO

Posteriormente à construção, foi realizada a compactação do lastro no dia 21 de julho de 2017, tendo sido usado um compactador portátil (comumente denominado de pé-de-pato) na região onde seriam feitas as leituras. Esta região compreendia três dormentes, onde sob o dormente central tinha sido feita a abertura para verificação da espessura da camada de lastro (Figura 106). Além disso, nestes mesmos pontos foram medidos os deslocamentos verticais no patim do trilho.

Figura 106 – Compactação do lastro com o uso do pé-de-pato

Posteriormente, foram realizadas um total de 4 campanhas de medições nos meses de agosto, outubro, novembro e dezembro de 2017. Destaca-se que as medidas de tensão de sucção foram levantadas em outras datas, além destas 4 campanhas. A seguir, serão relatadas as campanhas de medições, com algumas observações e serviços realizados entre elas.

a) 1ª campanha de medições

A primeira campanha de medições foi realizada no dia 09 de agosto de 2017. Por questões de logística, só foi possível realizar-se a medição de uma composição carregada. Para tal, o DMD foi posicionado nos trechos, juntamente com o sistema de aquisição de dados, e os LVDTs no patim do trilho. (Figura 107).

Figura 107 – (a) DMD posicionado em campo; (b) detalhe dos LVDT's no patim do trilho e no *settlement peg*; (c) sistema de aquisição de dados

Ocorreram problemas com as leituras no patim do trilho na seção com gecomposto e, assim, não poderão ser apresentados. Como dito anteriormente, não foi possível captar-se sinal de outra composição no mesmo dia, portanto, sem resultados para comparação.

Destaca-se ainda que, no momento em que a via com reforço era solicitada pela passagem da composição, os deslocamentos eram visíveis (ou seja, eram elevados). O mesmo ocorreu com a seção sem reforço, entretanto com menor magnitude. Visualmente, também podia-se perceber que estes deslocamentos estavam sendo resistidos principalmente pela superestrutura, pois aparentemente havia um “gap” entre a base do dormente e a camada de lastro. Portanto, o serviço anteriormente realizado com compactador portátil não havia sido suficiente para proporcionar uma certa densificação do lastro, melhorando o comportamento mecânico da via.

b) 2ª campanha de medições

A segunda campanha de medições ocorreu no dia 10 de outubro de 2017. Nesta ocasião foram feitas medições de duas composições, uma carregada e outra descarregada (Figura 108).

Figura 108 – Passagem da composição carregada no trecho experimental em Piaçaguera

Quanto aos deslocamentos no patim do trilho, relata-se a ocorrência de comportamento semelhante ao ocorrido na primeira campanha, com elevados deslocamentos concentrados na superestrutura da via (principalmente na seção com gecomposto).

c) Operação de socaria, nivelamento e 3ª campanha de medições

Antes da terceira campanha de medições foi realizada uma operação de socaria e nivelamento da via, no dia 17 de outubro de 2017. Durante a operação de socaria, foi verificada, de forma visual, uma elevada acomodação da camada de lastro, denotando a falta de densificação que esta possuía. Destaca-se, ainda, que esta operação de manutenção também ocorreu na seção que não sofreu intervenção, que foi socada e acrescida com material de lastro novo (em pequena quantidade).

A Figura 109 apresenta as etapas do serviço de socaria, bem como a aparência da via durante e após a finalização do serviço.

Figura 109 – (a) operação de socaria na seção com reforço; (b) aparência da camada de lastro após o serviço; (c) formação do ombro do lastro; e (d) aspecto final da via após o serviço

Posteriormente, no dia 16 de novembro de 2017, ocorreu a 3ª campanha de medições com a passagem de uma composição carregada. Na seção com geocomposto foram posicionados LVDTs no patim do trilho e na superfície do dormente (ao lado da placa de apoio), conforme apresenta a Figura 110. Somente obteve-se os sinais de deslocamentos verticais medidos no dormente, pois, por ocorrência de falha no LVDT, não foi possível determinarem-se os no patim do trilho. Por este motivo, serão apresentados apenas os deslocamentos no dormente no trecho com geocomposto desta campanha.

Figura 110 – Detalhe do posicionamento do LVDT em Piaçaguera

d) 4ª campanha de medições

Por fim, foi realizada a 4ª campanha de medições no dia 20 de dezembro de 2017. Foram efetuadas duas medições, com a passagem de uma composição carregada e outra de 4 locomotivas. Os sinais de deslocamentos no patim do trilho em ambas as seções foram determinados.

3.2.7. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE CAMPO (PIAÇAGUERA)

a) Deslocamentos verticais e determinação do módulo de via

Com o uso do DMD foi possível determinar os deslocamentos verticais sofridos pela via ao longo das campanhas de medições. Na avaliação dos deslocamentos e cálculo do módulo de via, para fins de comparação com as seções com e sem geocomposto, utilizaram-se os deslocamentos médios máximos provocados pela passagem das locomotivas (Figura 111). Os sinais completos de todas as campanhas de medições constam no apêndice C.

Figura 111 – Exemplo de sinal de deslocamento com detalhe nos picos provocados pela passagem das locomotivas

A abordagem dos deslocamentos máximos médios das locomotivas foi empregada devido as composições medidas, muitas vezes, serem compostas por modelos de vagões e cargas por eixo diversas. Aliado a isso, não foi possível obterem-se maiores informações de cada vagão medido. Assim, como se conheciam as cargas das locomotivas, utilizou-se estas para determinações dos parâmetros de cada trecho.

A Figura 112 apresenta os resultados dos deslocamentos obtidos em todas as campanhas de medições. Destaca-se que, na terceira campanha, os deslocamentos no trecho com geocomposto foram medidos na borda do dormente (ao lado da placa de apoio), conforme citado anteriormente no item 3.2.7.

Observa-se que, ao final das campanhas de medições, todas as seções experimentais se enquadraram na faixa B indicada como desejável para vias sob carregamento pesado, de acordo com os estudos de Lundgren, Martin e Hay (1970), indicado anteriormente na Figura 17.

Na primeira campanha de medições, não foi possível determinar-se o deslocamento na seção de geocomposto. Ainda, nesta campanha, se observa que a seção sem intervenção possui deslocamento 19% menor do que a de referência. Tal comportamento pode ter ocorrido devido à menor densificação da camada de lastro na referência, enquanto a que não sofreu intervenção já havia sido densificada pelo tráfego, além de estar visivelmente colmatada. Nas campanhas subsequentes, o comportamento se inverte, com menores deslocamentos ocorrendo na seção de referência.

Na segunda campanha de medições, a seção com geocomposto apresentou deslocamentos próximos à 9 mm, valor este superior aos 6,35 mm recomendados pela AREMA (2013), a fim de evitar-se fadiga do trilho e desestabilização da camada de lastro. Como citado anteriormente, foi observado que o dormente sob carregamento não possuía suporte adequado da camada de lastro, o que pode ter gerado estes deslocamentos muito acima dos demais. Após a operação de socaria que ocorreu entre a 2ª e 3ª campanha, estes deslocamentos foram reduzidos em 47%, apontando que a passagem do tráfego somada à socaria propiciaram melhor suporte para a grade ferroviária. Tal redução não foi observada nas seções de referência e sem intervenção, possivelmente por estas já terem tido densificação próxima à aquela proporcionada pela socaria no trecho com geocomposto.

Outro aspecto abordado, foi a distribuição destes deslocamentos ao longo dos MTBTs. Os resultados são apresentados na Figura 113, juntamente com os limites estabelecidos pela AREMA (2013) e a demarcação do período em ocorreu a operação de socaria. As linhas tracejadas são leituras de deslocamentos adicionais que ocorreram na mesma campanha.

Figura 113 – Deslocamentos verticais médios medidos ao longo dos MTBTs

Antes da operação de socaria, o trecho de referência sofreu redução de deslocamentos conforme se acumularam os MTBTs. Este comportamento denota a possível ocorrência de densificação da camada de lastro gerada pelo tráfego. Já na seção que não sofreu nenhuma intervenção, os deslocamentos foram similares, o

que já era esperado pela estabilidade que a camada já possuía. Por outro lado, é interessante observar-se que ambas as seções (sem intervenção e de referência) não sofreram influência significativa da operação de socaria, mantendo valores quase da mesma ordem do que antes desta intervenção.

A seção com geocomposto manteve-se com valores de deslocamentos superiores às demais seções. Entretanto, após a operação de socaria, se enquadrou dentro dos limites recomendados pela AREMA (2013). Além disso, após a socaria, não foi possível observar-se uma tendência de redução de deslocamentos, nesta seção, ao longo dos MTBTs. Porém, ressalta-se que a medição da 3ª campanha é relativa à deslocamentos na borda do dormente, ponto este que foi anteriormente apontado no estudo de Costa (2016) como de menor deslocamento em relação ao patim do trilho, devido à flexão do dormente, apesar do ponto medido no trecho de Piaçaguera ser mais próximo da placa de apoio.

Os dados de deslocamentos médios apresentados acima e determinados com o uso do DMD, em função da solicitação de carga em MTBT, foram usados para o cálculo do módulo de via. Assim, foi obtida a resposta mecânica nas seções de estudo, representando as condições da via com e sem geocomposto nos diferentes períodos.

Ainda, aplicou-se o modelo clássico proposto por Talbot et al. (1918), expresso pela equação [11] e mostrado em 2.5, para a determinação do módulo de via. Contribuiu para esta escolha, o fato deste modelo determinar este parâmetro de forma simples, necessitando de apenas uma medida de deslocamento.

Como parâmetros de entrada no modelo para cálculo do módulo de via, considerou-se os seguintes valores de referência, a seguir: (i) trilho TR-57, com momento de inércia $I = 2,73 \cdot 10^{-5} \text{ (m}^4\text{)}$ e módulo de elasticidade $E = 2,10 \cdot 10^8 \text{ (kPa)}$; (ii) espaçamento entre dormentes de 0,54 m; e (iii) carga por eixo de 30 toneladas, referente à locomotiva modelo GE-U23C utilizada para tracionar as composições na via em estudo. Além do mais, empregou-se a carga de roda estática para este cálculo devido o fator de impacto (expresso pelas equações [3] e [4], apresentadas item 2.4.1 e recomendada pela AREMA (2013), possuir valor desprezível para a velocidade de 20 km/h.

Na Tabela 19 são apresentados os resultados para todas as seções de estudo, a partir dos deslocamentos no patim do trilho (exceto na 3ª campanha da seção com geocomposto, que foi medido no dormente). Em seguida, a Figura 114 apresenta os resultados ao longo das campanhas de medições.

Tabela 19 – Resultados de módulo de via nos trechos experimentais ao longo das campanhas

Campanha	Trecho	Espessura de lastro (cm)	Precipitação no mês (mm)	Descrição	Carga média por eixo (ton)*	Deslocamento médio (mm)**	Módulo de via (MPa)***
1ª ago/2017	Geocomposto	≈ 25	128	Composição carregada	20,0	Não medido	Não calculado
	Referência	≈ 18				5,5	11
	Sem intervenção	Não medida				4,4	15
2ª out/2017	Geocomposto	≈ 25	141	Composição carregada	27,0	9,0	6
	Referência	≈ 18				3,8	18
	Sem intervenção	Não medida				4,2	16
	Geocomposto	≈ 25		Composição descarregada	4,5	8,5	6
	Referência	≈ 18				3,9	18
	Sem intervenção	Não medida				4,1	16
3ª nov/2017	Geocomposto	≈ 25	267	Composição carregada	26,3	4,9****	13
	Referência	≈ 18				3,7	19
	Sem intervenção	Não medida				3,7	19
4ª dez/2017	Geocomposto	≈ 25	143	Composição carregada	23,5	4,9	13
	Referência	≈ 18				3,5	20
	Sem intervenção	Não medida				4,0	17
	Geocomposto	≈ 25		Locomotivas	30,0	4,8	13
	Referência	≈ 18				3,6	20
	Sem intervenção	Não medida				4,0	17

*Carga média dos vagões da composição

**Deslocamento médio provocado pela passagem das locomotivas

***Calculado a partir do deslocamento médio provocado pela passagem das locomotivas e carga de 30 t/eixo.

****Medido no dormente

Figura 114 – Módulos de via determinados ao longo das campanhas de medições

Observa-se que, na primeira campanha, a seção de referência indicou módulo de via 25% inferior à seção que não sofreu intervenção. Este comportamento se inverteu ao longo das campanhas, com a seção de referência apresentando valores crescentes e relativamente maiores do que as demais seções. Já a seção com geocomposto, seguindo a tendência dos deslocamentos, manteve-se com valores de módulo de via abaixo das demais seções, em todas as medições.

De forma semelhante à abordagem realizada para os deslocamentos, na Figura 115 são apresentados os módulos de via determinados em função dos MTBTs e os valores indicados pela AREMA (2013).

Observa-se que todas as seções não atingiram o valor de 21 MPa indicado pela AREMA (2013) como característico para vias compactadas pelo tráfego. Além disso,

estes também são inferiores aos valores apontados por Raymond (1985) como “ótimos” para módulos de via (entre 35 a 70 MPa). Por outro lado, todas as seções apresentaram valores superiores aos apontados por Hay (1982) para diferentes condições de via com espessura de lastro de 305 mm (7,5 MPa).

Observa-se que a seção de referência é a que possui maior valor de rigidez, seguida pela que não sofreu intervenção e a com geocomposto. Esta também apresenta aumentos graduais de módulos de via ao longo dos MTBTs, enquanto que na seção sem intervenção há variação, porém mantém valor semelhante de rigidez ao da primeira campanha.

A seção com geocomposto é a que possui menor rigidez dentre todas. O módulo de via calculado antes da operação de socaria não serve como comparação, devido à falta de suporte do dormente oferecida pela camada de lastro. Por outro lado, os dados relativos à terceira campanha também não serão avaliados para comparação pela sua obtenção advir de deslocamentos no dormente. Assim, serão utilizados os resultados oriundos da quarta campanha de medições para fins de comparação entre as seções. Desta forma, na quarta campanha de medições, os módulos de via da seção com geocomposto foram, em média, 34% e 23% menores em relação às seções de referência e sem intervenção.

Como os resultados do trecho com geocomposto apresentaram menor rigidez, procurou-se, então, investigar a condição de umidade do subleito, por meio de investigação das tensões de sucção na plataforma, conforme descrito a seguir.

b) Leituras de tensão de sucção no subleito (plataforma)

Através dos dispositivos instalados, conforme citado no item 3.2.4, foi possível se determinar a tensão de sucção na plataforma da via. Os resultados são apresentados na Tabela 20, para ambos os trechos com geocomposto e de referência. Ainda, os dados de precipitação diárias e acumuladas de cada mês foram obtidos através da estação pluviométrica automática de Vila Parise do Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN). A Figura 116 mostra a localização da estação pluviométrica em relação ao trecho experimental. Os dados completos das precipitações são apresentados no anexo B.

Tabela 20 – Resultados das leituras de tensões de sucção nos trechos experimentais

Data	Precipitação no mês (mm)	Trecho	Localização/Tensão de sucção					
			Superfície			Profundidade		
			Trilho (kPa)	Lastro (kPa)	Borda (kPa)	Trilho (kPa)	Lastro (kPa)	Borda (kPa)
03/07/2017	33	Geocomposto	0	0	0	0	0	0
		Referência	12	0	5	190	0	16
25/07/2017		Geocomposto	4	0	0	0	0	0
		Referência	17	1	19	193	0	71
09/08/2017	128	Geocomposto	2	0	0	0	0	0
		Referência	16	2	3	134	1	21
06/09/2017	25	Geocomposto	1	0	0	0	0	0
		Referência	14	2	12	186	0	30
26/09/2017		Geocomposto	34	2	30	13	3	32
		Referência	91	30	43	199	33	175
11/10/2017	141	Geocomposto	0	0	2	0	0	0
		Referência	15	2	2	199	0	23
17/10/2017		Geocomposto	0	0	0	0	0	0
		Referência	15	1	2	199	0	16
09/11/2017	267	Geocomposto	0	0	0	0	0	0
		Referência	14	0	2	199	0	17
16/11/2017		Geocomposto	0	0	0	0	0	0
		Referência	15	0	19	199	0	97
20/12/2017	143	Geocomposto	0	0	0	0	0	0
		Referência	13	0	12	199	0	69

Figura 116 - Localização da estação pluviométrica em relação ao trecho experimental

Fonte: modificado de Google Maps (2018)

É possível observar-se que a seção com geocomposto quase sempre não desenvolveu tensões de sucção, exceto no dia 26 de setembro de 2017 (mês com

maior estiagem dentre todos). Na medição realizada nesta data, havia 25 dias que não havia precipitação, assim, indicando que esse desenvolvimento de tensões de sucção tenha sido causado por uma provável evaporação da água presente no solo, ocasionando uma redução no teor de umidade.

Em relação ao não surgimento de tensões de sucção na seção com geocomposto, algumas hipóteses foram levantadas. Primeiro, como dito anteriormente na descrição da construção do trecho, o material da plataforma estava muito acima da umidade ótima de compactação. Uma das hipóteses é uma possível influência da manta de geotêxtil, presente no geocomposto, em reduzir a perda dessa umidade, como se formasse uma barreira contra a evaporação.

A outra hipótese é que, como a seção de referência teve cota de corte superior à de geocomposto (explicitada pela menor espessura de lastro), é provável que a água oriunda das precipitações e de um possível fluxo advindo da linha 1 adjacente (como observado no momento da construção), esteja se depositando no trecho e impedindo que ocorram maiores variações no teor de umidade. Ainda, há a possibilidade de que a maior espessura da camada de lastro na seção com geocomposto também impeça maiores perdas de umidade da plataforma, em relação à seção de referência.

Como visto em seções anteriores, o desenvolvimento de tensões de sucção geram acréscimo na resistência do solo e reduzem a sua deformabilidade. Além disso, o subleito (plataforma) é um dos componentes que mais influencia no módulo de via. Assim, o fato dos sensores de sucção quase sempre apresentarem resultados de total saturação na seção com geocomposto, diferentemente do que ocorreu na referência, também foi um dos fatores causadores dos menores módulos de via nesta seção.

c) Desnível geométrico ao nível da superestrutura

A geometria da via foi levantada nos meses de junho, setembro e dezembro de 2017 (dados completos constam no apêndice B). Assim, a primeira medição ocorreu um mês após a construção do trecho, enquanto que a segunda aconteceu após 4 meses. Já a última campanha foi realizada 2 meses após a operação de socaria e nivelamento que reconfigurou a condição geométrica. A Figura 117 apresenta os

resultados medidos quanto à variação de bitola, obtidos nas três campanhas de medições.

Figura 117 – Bitola da via de Piaçaguera (a) variações ao longo dos trechos; e (b) desvio padrão

Observa-se que o desvio padrão da variação de bitola nos trechos experimentais se mantiveram com valores próximos entre si, em todas as campanhas de medições. Desta forma, verifica-se que não houve diferença significativa de comportamento entre as seções com e sem geocomposto, quanto a este parâmetro, embora tenham apresentado comportamentos distintos na avaliação estrutural pelo módulo de via. Assim, para a condição analisada, a variação de bitola parece não ter sofrido influência do comportamento mecânico da estrutura.

De forma semelhante, a Figura 118 mostra os resultados de variação da superelevação, levantados pelas 3 campanhas de medições. Verificou-se, no geral, pouca variabilidade dos resultados ao longo da distância, em ambos os trechos, embora no geocomposto tenha se observado comportamento diferenciado aproximadamente entre 0 e 27 m e entre 27 e 40 m. Notou-se ainda que, na última

campanha, a variação da superelevação passou a ser mais homogênea entre um trecho e outro, que pode ser advinda da socaria associada ao tráfego no período.

Figura 118 - Superelevação da via (a) variações ao longo dos trechos; e (b) desvio padrão

Verifica-se que a operação de socaria influenciou significativamente nos resultados, reduzindo o desvio padrão em ambas as seções, de 32 e 50% (geocomposto e referência, respectivamente), da 2ª para a 3ª campanhas (antes e após socaria, na sequência). Em comparação com a referência, a seção com geocomposto sempre manteve valores superiores de desvio padrão (18% e 43%, antes e após socaria).

Por fim, na Figura 119 são apresentados os resultados da avaliação do empeno da via. Destaca-se que a tomada deste parâmetro foi mediante a distância de referência (corda) de 10 m.

Figura 119 - Empeno da via (a) variações ao longo dos trechos; e (b) desvio padrão

Através dos dados acima, observa-se a redução do desvio padrão do empeno pela ocorrência da operação de socaria (em torno de 30% para ambas as seções) associada ao tráfego. Estes resultados destacam a melhoria da condição geométrica para a via com a manutenção, além da melhora estrutural na seção de geocomposto (expresso pelo deslocamento e módulo de via). Na comparação das duas seções, no mês de junho, estas possuíam valores similares de desvio padrão. Todavia, nas medições posteriores, a referência apresentou valor aproximadamente 36% menor do que a seção com geocomposto. Como visto nas avaliações estruturais, a seção com geocomposto obteve maiores deslocamentos, o que pode ter ocasionado esta maior perda geométrica em relação à seção de referência (expressa pela superelevação e empeno).

4. CONCLUSÕES E COMENTÁRIOS

O processo de construção da via permanente com geocomposto é simples (em comparação com outras técnicas construtivas), rápido e possui pequena interferência nos processos construtivos adotados atualmente. Ainda, em projetos de renovações e/ou reabilitações de vias existentes e em operação, o tempo despendido para o serviço depende da janela de manutenções que, em ferrovias de tráfego moderado a intenso, tende a ser bastante reduzido. Uma técnica que demande menos tempo, como o geocomposto, surge como uma opção de construção mais rápida e, conseqüentemente, mais vantajosa sob este aspecto.

Apesar disso, é necessário se tomar o devido cuidado no momento da instalação para evitar o surgimento de folgas. No momento em que as camadas sobrejacentes à geogrelha são movidas e compactadas (no momento da construção), não há como garantir que folgas não surjam, podendo reduzir drasticamente a eficiência do possível reforço. Para se eliminar a ocorrência desse problema e se aumentar a eficiência, seria necessário se empregar uma técnica que fosse capaz de aplicar um pre-tensionamento no geocomposto e ancorar as bordas, para que a resistência à tração deste pudesse atuar mais significativamente na restrição do movimento das partículas.

Na construção do trecho experimental de Piaçaguera, planejou-se utilizar-se o peso própria camada de lastro para se criar o efeito de ancoragem necessário para se evitar o surgimento de folgas, entretanto devido aos obstáculos na movimentação dos caminhões esta técnica foi prejudicada. Pelas observações no campo, acredita-se que essa técnica obteria uma eficiência satisfatória, caso o material de lastro houvesse sido despejado sem o tráfego de caminhões sobre o geocomposto.

No trecho experimental do TIPLAM, em relação à avaliação da evolução do recalque, ao longo do tempo, observou-se que o trecho com geocomposto instalado na interface sublastro/plataforma (G-S/P) obteve recalque médio 9% superior do que a seção de referência, enquanto que na interface lastro/sublastro (G-L/S), foi 12% inferior. Porém, é possível que o elevado nível de recalque da plataforma esteja se preponderando sobre a solução proposta. Dentro deste contexto, mesmo a comparação entre a posição de instalação do geossintético – G-S/P e G-L/S – fica dificultada, pela condição da plataforma poder ter se sobressaído em relação à

resposta do geocomposto. Espera-se que, com o passar do tempo, haja estabilização dos recalques e, assim, seja possível observar-se com mais clareza eventuais diferenças de comportamento entre os segmentos estudados.

Avaliando-se a variação do alinhamento vertical da linha do TIPLAM, é possível que tenha havido influência da deformação plástica da plataforma (por estar diretamente relacionado com o nível de recalque, ou seja, variação vertical) em cada ponto medido. Os resultados indicaram menor desvio padrão em G-S/P em relação aos demais trechos experimentais, mas, por outro lado, G-L/S apresentou desvio padrão maior do que a seção de referência. Deduz-se que tal redução relatada em G-S/P seja oriunda de um possível agulhamento do macadame seco no geocomposto, que o mobilizou, ocasionando uma melhor distribuição das cargas solicitantes no topo da camada de aterro, gerando recalques menos diferenciais na direção longitudinal. Já em G-L/S, o posicionamento do geocomposto pode ter causado maior rigidez na camada de lastro, reduzindo o recalque especificamente nesta camada. Entretanto, partindo-se do princípio que a parcela da plataforma é mais significativa, é possível que este efeito não seja passível de ser notado.

No que se refere à variação da bitola da via, os resultados apontam que este parâmetro não foi fortemente afetado por alterações da subestrutura para as condições deste estudo. Tendo em vista que, apesar das diferentes respostas em termos de recalques que estas apresentaram, não foram observadas maiores diferenças de desvio padrão entre as seções. Portanto, também não foi possível observar-se qualquer resposta com ou sem a utilização do geocomposto pela avaliação deste parâmetro.

Por outro lado, os resultados apontaram redução de, aproximadamente, 44% no desvio padrão da superelevação do trecho G-L/S, em ambas as bitolas. Esta redução aponta que a presença do geocomposto pode haver proporcionado maior estabilidade à camada de lastro, o que refletiu no suporte do dormente. É possível que esta maior estabilidade esteja condicionada à geração de maiores tensões de confinamento que a geogrelha pode proporcionar quando instalada abaixo da camada de lastro. A mesma resposta não foi observada em G-S/P, sem acréscimos ou reduções significativas de desvio padrão, provavelmente pelo geossintético estar posicionado em camadas mais profundas da via. Ressaltando-se que, como também

anteriormente citado nos estudos com geossintéticos, o efeito de aumento da tensão confinante se perde com a profundidade, conforme se distancia da geogrelha.

Já no que se refere ao estudo da via permanente de Piaçaguera, os resultados das campanhas de medições indicaram deslocamentos verticais superiores na seção com geocomposto. Além disso, os seus módulos de via foram, em média, 34% e 23% menores em relação às seções de referência e sem intervenção, respectivamente.

De acordo com as pesquisas que foram realizadas anteriormente e relatadas neste estudo, esperava-se que a via com geocomposto obtivesse menores deslocamentos no trecho de Piaçaguera e, conseqüentemente, maior rigidez em relação aos trechos que não possuem tal geossintético. Somado a isto, era esperado que a maior espessura da camada de lastro na seção com geocomposto também gerasse menores deslocamentos em relação à referência. Entretanto, observando-se os baixos volumes de MTBTs e a proximidade das medições em relação à socaria, é possível que a camada de lastro ainda esteja em processo de densificação em ambas as seções. Assim, uma maior espessura de lastro, poderia contribuir para maiores deflexões pela ocorrência de uma maior elasticidade que esta proporcionaria. Destaca-se também que, na comparação com a curva granulométrica do lastro, o geocomposto se enquadra na “zona fraca de intertravamento” indicada por Indraratna et al. (2012), o que pode ter influenciado no surgimento do reforço.

Além disto, o não desenvolvimento de sucções na seção com geocomposto, denotando maiores teores de umidade na plataforma pode ter sido outro fator contribuinte para a sua menor rigidez. Enquanto que, a seção de referência, obteve sucções que podem ter lhe conferido maior rigidez à plataforma.

Ainda em relação ao teor de umidade na plataforma da seção com geocomposto, a hipótese levantada sobre o geotêxtil criar uma barreira contra a perda de umidade por evaporação é uma possibilidade ainda a ser melhor investigada, sabendo-se que outros fatores podem ter também contribuído para este fato, tal como um possível acúmulo de água na seção por drenagem inadequada.

Por fim, o ensaio de LWD indicou módulo de elasticidade quatro vezes superior na seção de referência, conferido pela presença da camada de sublastro. Concomitantemente, o ensaio de DCP determinou CBR 18% maior na seção de referência (profundidade de 28 cm). Estes indicativos denotam prováveis causas dos maiores deslocamentos na seção com geocomposto.

Também é conhecido que a eficiência da geogrelha em oferecer reforço na via é dependente da densificação do lastro, a fim de que haja maior mobilização e esforços tração. Portanto, pode haver o desenvolvimento de maiores módulos de via com o constante acúmulo de MTBTs que poderão ser observados em longo prazo. É possível também, que o prazo de somente 7 meses após a construção do trecho não seja suficiente para se perceber a questão do reforço do geocomposto, para as dadas condições de acúmulo de MTBTs (aproximadamente 0,35 MTBT/mês). Destacando-se ainda que, apesar da observação do surgimento de folgas durante o processo de construção, ao abrir-se a camada de lastro, o geocomposto encontrava-se esticado, indicando que este possivelmente estaria sendo mobilizado pelas cargas geradas pelo tráfego.

No que se refere à avaliação da geometria da via permanente de Piaçaguera, a seção com geocomposto obteve maiores desvios padrão de superelevação (18% e 43%, antes e após socaria) e empeno (36%) em relação à referência. Como dito anteriormente, a seção com geocomposto se mostrou mais elástica do que a referência, portanto é possível este comportamento geométrico seja consequência desta resposta estrutural. Desta forma, neste momento e dada situação, o geocomposto não induziu em redução de perda geométrica neste trecho experimental. Em relação à bitola, novamente os resultados não indicaram diferenças de comportamento entre as seções, reforçando a probabilidade deste parâmetro não sofrer influências diretas de alterações decorrentes na subestrutura, refletidas no comportamento global da via.

Outro aspecto interessante observado nesta pesquisa, foi a eficiência da operação de socaria em propiciar melhor suporte para os dormentes, proporcionado pela camada de lastro, denotado pela redução de 47% dos deslocamentos no trecho com geocomposto (que possuía valores superiores aos recomendados). Este caso em questão é particular, tendo em vista que o baixo acúmulo de MTBTs aparentou não

ser suficiente para densificar a camada de lastro até aquele momento. Além deste ganho estrutural, a socaria também gerou melhorias geométricas, expressas pela redução do desvio padrão da bitola (32 e 50%, geocomposto e referência) e empeno da via (30% em ambas seções).

De maneira geral, notou-se que as condições de plataforma e executivas dos trechos experimentais com geocomposto foram desfavoráveis para verificar seu potencial de aplicação para reforço da via permanente. Outra questão está relacionada ao curto período de monitoramento após a construção (pouco menos de um ano), especialmente quando se levam em conta as condições de elevado recalque, umidade excessiva, etc, consideradas ruins. Particularmente com relação ao trecho de Piaçaguera, há ainda que se ter em vista o fato de a estrutura com geocomposto possuir uma camada a menos (sublastro) em relação à referência, o que certamente pesa sobremaneira na resposta de comportamento do trecho.

Nas características de via permanente e material rodante semelhantes ao da TIPLAM, concluiu-se que a aplicação da geogrelha poderá não ocasionar redução no recalque total, independentemente da posição de instalação. Em contrapartida, utilizar-se o geocomposto na interface lastro/sublastro pode gerar melhorias geométricas no parâmetro de superelevação. Posicionando o geocomposto em camadas mais profundas (sublastro/plataforma), podem ser gerados menores recalques diferenciais, entretanto essa conclusão fica dificultada pelo comportamento da plataforma (como já discutido anteriormente). Em termos geométricos, não é possível determinar-se qual o melhor posicionamento para o geocomposto, tendo em vista que nenhum apresentou melhoras em mais de um dos parâmetros avaliados.

Em aplicações com condições semelhantes à de Piaçaguera, a utilização do geocomposto não indicou melhorias estruturais nem geométricas no período avaliado. Assim, para vias com baixo acúmulo de MTBTs, o geocomposto pode se constituir uma solução para longo prazo (ainda a se avaliar mais precisamente). Por outro, o comportamento estrutural pode haver sido influenciado pela drenagem inadequada, indicando a importância desta para um bom funcionamento da solução e de vias de forma geral. Por fim, recomenda-se atenção quanto à compatibilização da abertura de malha da geogrelha com a granulometria do material em que está

inserida, para um possível efeito de reforço seja mais pronunciado, fator este que também pode ter contribuído para os maiores deslocamentos registrados no trecho com geocomposto.

Cabe ressaltar que os resultados obtidos se aplicam somente às condições dos trechos estudados, estando sujeitos a variação em função de fatores como tipo de geossintético, condição da plataforma, carga transportada, e tantos outros.

Acredita-se que seja necessário dar continuidade ao monitoramento de ambos os trechos para se ter maiores resultados e para possibilitar conclusões mais apuradas neste comparativo de pavimento ferroviário com e sem geocomposto. No caso do TIPLAM, por exemplo, é possível que os recalques tendam a se estabilizar com o tempo e, assim, deixe de ser preponderante nas avaliações efetuadas. Ainda neste trecho, como somente foram realizadas avaliações geométricas da via, o estudo e implementação de instrumentação com acelerômetros (ou outro equipamento) para avaliações estruturais (deflexões e módulo de via) são necessárias para complementar as análises com o uso do geocomposto nas diferentes interfaces.

Em relação à Piaçaguera, campanhas de monitoramento complementares com o DMD e medidores de tensão de sucção com intervalos maiores de tensões no trecho de Piaçaguera, poderão servir como ferramentas para verificação do comportamento da via sob maior acúmulo de MTBT e em diferentes estações do ano. Além disso, a reinstalação da instrumentação com *settlement pegs*, poderão investigar a contribuição da plataforma no deslocamento da via com a complementação das leituras de tensão de sucção.

Também de forma geral, essa pesquisa contribuiu para o conhecimento do uso de geocomposto em via permanente em diferentes condições de velocidade de operação, cargas transportadas e características geotécnicas. O estudo também abordou avaliações geométricas além das estruturais, que são alvo de poucos estudos de campo em nível nacional (sabendo-se da importância da geometria no intervalo entre manutenções e nível de segurança da via).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. **NBR 6502. Rochas e solos.** Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 1995.

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

ABNT. **NBR 7182. Solo - Ensaio de compactação.** Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro. 2016.

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

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

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. **Evolução do Transporte Ferroviário de Cargas,** 2016.

ALVES, T. F. **Análise do comportamento de via permanente lastrada com emprego de sublastro betuminoso.** Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2018.

AREMA. **American Railway Engineering and Maintenance of Way.** Manual for Railway Engineering. Vol 1 a 4. 2013.

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. **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. **E2583 - 07 (Reapproved 2015). Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2015.

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.

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.]. 2016.

ASTM. **D4318 -10. Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2017.

ASTM. **D6951/D6951M – 09 (Reapproved 2015). Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.** American Society for Testing and Materials. [S.I.]. 2015.

AURSUDKIJ, B. **A Laboratory Study of Railway Ballast Behaviour under Traffic Loading and Tamping Maintenance.** Tese de doutorado, University of Nottingham. Nottingham, 2007.

AYRES, D. J. **Geotextiles or geomembranes in track? British railways' experience.** Geotextiles and Geomembranes, v. 3, n. 2–3, p. 129–142, 1986.

BALLOU, R. H. **Gerenciamento da Cadeia de Suprimentos/Logística Empresarial.** 5a ed. Porto Alegre: Bookman, 2006.

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.I.], p. 916-947. 1995.

BATHURST, R. J.; RAYMOND, G. P. **Geogrid reinforcement of ballasted track.** Transportation Research Record, n. 1153, p. 8–14, 1987.

BERNUCCI, L. L. B. **Considerações Sobre o Dimensionamento de Pavimentos Utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego.** Tese de doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1995.

BROWN, S. F.; KWAN, J.; THOM, N. H. **Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast.** Geotextiles and Geomembranes, v. 25, n. 6, p. 326–335, 2007.

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.

COLLINSON, R. **Ballast Life and Maintenance.** In: Proceedings of the 1st International Conference on Maintenance and Renewal of Permanent Way and Structures. Londres, 1998, p. 99-102.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de Ferrovias 2015.** Brasília, 2015.

COSTA, F. L. B. **Plano Nacional de Logística e Transportes PNLT: Metodologia, estágio atual e continuidade.** In: 29º Encontro Nacional de Comércio Exterior, 2009.

COSTA, R. C. **Proposição de dispositivo de medidas “ in situ ” para avaliação do comportamento mecânico de lastro ferroviário: Estudo de caso na Estrada de Ferro Carajás.** Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2016.

COSTA, R. C.; MOTTA, R. S.; PIRES, J. J.; PEREIRA, P. A. M.; MOURA, E.; MENCHER, E.; BERNUCCI, L. L. B. **Avaliação Estrutural In Situ de uma Via Férrea Reforçada com Geogrelha.** Anais do ANPET XXXI - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Recife, 2017

CUCONATO, J. M. **Estudo da Contaminacao do Lastro Ferroviario e o Uso de Geossintéticos no Controle do Fenômeno.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1998.

DAHLBERG, T. **Some railroad settlement models – a critical review.** Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Vol. 215, Part F, 2001, pp. 289-300.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. DER-SP EP-DE- P00-008, **Sub-base ou base de brita graduada,** São Paulo, 2006.

EBERSÖHN, W.; SELIG, E. T. **Track modulus measurements on a heavy haul line**. Transportation Research Record, v. 1470, p. 73–83, 1994.

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

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

FLUET, J. E. **Geosynthetics and North American railroads**. Geotextiles and Geomembranes, v. 3, n. 2–3, p. 201–218, 1986.

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

HICKS, R. G. **Factors influencing the resilient properties of granular materials**. Tese de Doutorado. University of California, Berkeley, 1970.

HAN, Z.; VANAPALLI, S. K. **Relationship between resilient modulus and suction for compacted subgrade soils**. Engineering Geology, v. 211, p. 85–97, 2016.

HAY, W. W. **Railroad Engineering**. [S.I.]: John Wiley & Sons, 1982.

HUSSAINI, S. K. K.; INDRARATNA, B.; VINOD, J. S. **Performance assessment of geogrid-reinforced railroad ballast during cyclic loading**. Transportation Geotechnics, v. 2, p. 99–107, 2015.

INDRARATNA, B., NIMBALKAR, S., CHRISTIE, D., RUJIKIATKAMJORN, C., VINOD, J. **Field assessment of the performance of a ballasted rail track with and without geosynthetics**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 136, n. 7, p. 907–917, 2010.

INDRARATNA, B.; HUSSAINI, S. K. K.; VINOD, J. S. **The lateral displacement response of geogrid-reinforced ballast under cyclic loading**. Geotextiles and Geomembranes, v. 39, p. 20–29, 2013.

INDRARATNA, B.; KARIMULLAH HUSSAINI, S. K.; VINOD, J. S. **On The Shear Behavior of Ballast-Geosynthetic Interfaces**. Geotechnical Testing Journal, v. 35, n. 2, p. 305–312, 2012.

INDRARATNA, B.; NGO, N. T.; RUJIKIATKAMJORN, C. **Behavior of geogrid-reinforced ballast under various levels of fouling**. Geotextiles and Geomembranes, v. 29, n. 3, p. 313–322, 2011.

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

IONESCU, D. **Evaluation of the Engineering Behaviour of Railway Ballast**. Tese de doutorado. Universidade de Wollongong, Wollongong, 2004.

IONESCU, D.; INDRARATNA, B.; CHRISTIE, H. D. **Laboratory evaluation of the behavior of railway ballast under static and repeated loads**. Proceedings of the 7th Australia New Zealand Conference on Geomechanics. Australia, 1996, p. 86-91

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**. Proceedings of the American Railway Engineering Association. Vol. 78, p. 19-43. 1977.

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G. **On Total, Matric and Osmotic Suction**. Soil Science, v. 114, n. 5, p. 339–348, 1972.

KWAN, C. C. J. **Geogrid Reinforcement of Railway**. Tese de doutorado. Universidade de Nottingham. Nottingham, 2006.

LACKENBY, J.; CHRISTIE, D.; INDRARATNA, B. **Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading**. Géotechnique, v. 57, n. 6, p. 527–536, 2007.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. **State of the art I: resilient response of unbound aggregates**. Journal of Transportation Engineering, v. 126, n. 1a, p. 66–75, 2000.

LI, D.; SELIG, E. T. **Evaluation of Railway Subgrade Problems**. Transportation Research Record, n. 1489, p. 17–25, 1995.

LICHTBERGER, B. **Track Compendium**. 2o ed. [s.l.] Eurail Press, 2011.

LIU, S.; HUANG, H.; QIU, T; KWON, J. **Effect of geogrid on railroad ballast particle movement**. Transportation Geotechnics, v. 9, p. 110–122, 2016.

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.

MARINHO, F. A. M. **Medição de sucção em solos**. Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados. Rio de Janeiro: 1997

MERHEB, A; MOTTA, R. S.; BERNUCCI, L. L. B.; MOURA, E.; COSTA, R. **Railway Ballast Load Analysis using Small-Scale Cylindrical Triaxial Test**. in: Proceedings of the Second International Conference on Railway Technology. p. 1–12, 2014.

MOURA, M. C. R. **Caracterização da Qualidade Geométrica de Vias Ferroviárias**. Dissertação de mestrado Universidade do Porto. Porto, 2010.

NIMBALKAR, S.; INDRARATNA, B. **Improved Performance of Ballasted Rail Track Using Geosynthetics and Rubber Shockmat**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 142, n. April, 2016.

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.

OLOO, S. Y.; FREDLUND, D. G.; GAN, J. K.-M. **Bearing capacity of unpaved roads**. Canadian Geotechnical Journal, v. 34, n. 1981, p. 398–407, 1997.

PAIXÃO, A. M.; FORTUNATO, E. C.; ANTUNES, M. L. **Emerging trends for high-speed rail track superstructures - Ballastless track as an alternative to the ballasted track**. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields - Proceedings of the 8th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields, v. 2, p. 1231–1241, 2009.

PIRES, J. J. **Estudo de Viabilidade Técnica da Utilização de Coberturas Monolíticas em Aterros Sanitários no Estado de São Paulo**. Dissertação de mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004.

PIRES, J. J.; DUMONT, A. G. D. **Railway Ballast Degradation**. Proceedings of the 15th Swiss Transport Research Conference. Ascona, 2015

PIRES, J. J. **Integrated Maintenance Model for Heavy Haul Tracks**. Tese de doutorado. Escola Politécnica Federal de Laussane. Laussane, 2015.

PLANO NACIONAL DE LOGÍSTICA E TRANSPORTES (PNLT). **Projeto de Reavaliação de Estimativas e Metas do PNLT**, 2012. 260p.

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

RANKILOR, P. R. **The past, present and future for geosynthetics in Indonesia**. Geotextiles and Geomembranes, v. 13, n. 6–7, p. 435–456, 1994.

RAYMOND, G. P. **Analysis of track support and determination of track modulus**. Transportation research record, v. 1022, n. 1, p. 80–90, 1985.

RAYMOND, G. P. **Reinforced ballast behaviour subjected to repeated load**. Geotextiles and Geomembranes, v. 20, n. 1, p. 39–61, 2002.

RAYMOND, G. P.; DAVIES, J. R. **Triaxial tests on dolomite railroad ballast**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 104, n. GT6, p. 737–751, 1978.

RODRIGUES, M. R. **Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de Solos Típicos de Subleito de Pavimentos do Rio Grande do Sul**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

SADEGHI, J.; BARATI, P. **Evaluation of conventional methods in Analysis and Design of Railway Track System**. International Journal of Civil Engineerng, v. 8, n. 1, p. 44–56, 2010.

SAWANGSURIYA, A.; EDIL, T. B.; BENSON, C. H. **Effect of Suction on Resilient Modulus of Compacted Fine-Grained Subgrade Soils**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 2101, n. 1, p. 82–87, 2009.

SELIG, E. T., ALVA-HURTADO, J. E. **Predicting effects of repeated wheel loading on track settlement.** Proceeding of the 2nd International Heavy Haul Conference, Colorado Springs, 1982. pp. 476-487.

SELIG, E. T.; LI, D. **Track Modulus: Its Meaning and Factors Influencing It.** Transportation Research Record, n. 1470, p. 47–54, 1994.

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

SEVI, A. S. **Physical modelling of railroad ballast using parallel gradation scaling technique within the cyclical triaxial framework.** Tese de doutorado. Missouri University of Science and Technology. 2008. 137p.

SHIN, E. C.; KIM, D. H.; DAS, B. M. **Geogrid-reinforced railroad bed settlement due to cyclic load.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 20, n. 3, p. 261–271, 2002.

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.

TALBOT, A. N. **Progress report of the Special Committee on Stresses in Railroad Track.** Proceedings of the AREA, Vol. 19, 1918, pp. 875-1058.

TAVARES, P. J. F. **Reforço de subestruturas de vias férreas com geossintéticos.** Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, 2009.

VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos.** 1. ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2004.

WHEAT, P.; SMITH, A. S. J. **Assessing the marginal infrastructure maintenance wear and tear costs for Britain's railway network.** Journal of Transport Economics and Policy, v. 42, n. 2, p. 189–224, 2008.

WRIGHT, S. E. **Damage caused to ballast by mechanical maintenance techniques.** British Rail Research Technical Memorandum TM TD 15, May 1983.

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.

b) Trecho G-L/S

CLIENTE: ULTRAFERTIL S.A.				SONDAGEM: E-95-EX			
OBRA: PERA FERROVIÁRIA - TRECHO 2				FOLHA: 1 de 1		COTA (m): 5,08 INÍCIO: 16.03.2016 TÉRMINO: 16.03.2016	
LOCAL: AMPLIAÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP							
NÍVEL COTAS EM RELAÇÃO	ENSAIO		(30cm FINAIS) SPT	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO		REVESTIMENTO: Ø 63,50mm Ø INTERNO: 34,9mm	
AO R.N.	PROFUNDIDADE DAS AMOSTRAS	PENETROMÉTRICO (GOLPES/cm)	NÚMERO DE GOLPES	AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK		AMOSTRADOR: { Ø EXTERNO: 50,8mm	
				ÚLTIMOS 30 cm		PESO: 65 Kg ALTURA DA QUEDA: 75 cm	
D'ÁGUA				10	20	30	4050
				CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA			
				0,28 argilosa, micácea, medianamente compacta, marrom claro amarelado e avermelhada.			
				1,47 ATERRO - Areia grossa, média e fina pouco siltosa, com britas e manta geotextil na profundidade de 0,30 m, medianamente compacta, cinza.			
				2,49 ATERRO - Areia fina e média pouco siltosa, com pouca mica, pouco compacta, cinza.			
				2,80 ARGILA siltosa orgânica com detritos de vegetais em decomposição e pouca areia fina, cinza escura com porções pretas. (Sedimentos lagunares)			
				LIMITE DA SONDAGEM			
				Obs.: O critério de paralisação da sondagem foi definido pelo cliente.			

CLIENTE: ULTRAFERTIL S.A.					SONDAGEM: E-97-BE	
OBRA: PERA FERROVIÁRIA - TRECHO 2					FOLHA: 1 de 1	
LOCAL: AMPLIAÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP					COTA (m): 5,35 INÍCIO: 15.03.2016 TÉRMINO: 15.03.2016	
NÍVEL COTAS EM RELAÇÃO AO R.N.	PROFUNDIDADE DAS AMOSTRAS	ENSAIO PENETROMÉTRICO (GOLPES/cm)	(30cm FNAIS) SPT NÚMERO DE GOLPES	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK — ÚLTIMOS 30 cm	REVESTIMENTO: Ø 63,50mm Ø INTERNO: 34,9 mm AMOSTRADOR: Ø EXTERNO: 50,8 mm PESO: 65 Kg ALTURA DA QUEDA: 75 cm	
D'ÁGUA				10 20 30 40 50	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA	
5	0,50	02/24 01/15 01/10	02/26		ATERRO - Areia fina, média e grossa silto-argilosa com pouca mica e pedregulhos (fragmentos de rocha) finos, fofa, marrom.	
4,4	1,00				0,90 ATERRO - Britas e manta geotêxtil.	
	1,45	03/15 05/15 06/15	11		1,55 ATERRO - Areia fina e média pouco silto-argilosa, com esparsas porções argilosas, fofa a pouco compacta, marrom claro pouco amarelado a cinza.	
	2,00					
	2,51	02/30 01/21	01/21			
	3,00					
	3,45	03/15 04/17 02/13	06		3,50 3,80 ARGILA silto-argilosa, orgânica com porções turfosas e detritos de vegetais em decomposição, preta e cinza escuro. (Sedimentos lagunares)	
					LIMITE DA SONDAGEM	
					Obs.: O critério de paralisação da sondagem foi definido pelo cliente.	

c) Trecho R-03

CLIENTE: ULTRAFERTIL S.A.					SONDAGEM: E-92-EX	
OBRA: PERA FERROVIÁRIA - TRECHO 2				FOLHA:	COTA (m): 4,95	
LOCAL: AMPLIAÇÃO DO TIPLAN - SANTOS / SP				1 de 1	INÍCIO: 16.03.2016	
					TÉRMINO: 16.03.2016	
NÍVEL COTAS EM RELAÇÃO AO R.N.	PROFUNDIDADE DAS AMOSTRAS	ENSAYO PENETROMÉTRICO (GOLPES/cm)	(30cm FINAIS) SPT NÚMERO DE GOLPES	RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO AMOSTRADOR TIPO TERZAGHI & PECK — ÚLTIMOS 30 cm	m	REVESTIMENTO: Ø 63,50mm Ø INTERNO: 34,9mm AMOSTRADOR: Ø EXTERNO: 50,8mm PESO: 65 Kg ALTURA DA QUEDA: 75 cm
D'ÁGUA				10 20 30 40 50		CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA
4,44	0,45	03/15 04/15 11/15	15		0,20	ATERRO - Areia fina e média pouco argilosa,
	1,00				0,35	
	1,45	10/15 11/15 12/15	23			ATERRO - Nata de cimento com argila arenosa orgânica, cinza e preta.
	2,00				1,30	ATERRO - Areia média, grossa e fina pouco argilosa, com britas e manta geotêxtil, medianamente compacta a compacta, cinza.
	2,47	02/15 03/20 01/12	04/32			ATERRO - Areia fina e média pouco siltsosa, fofa, marrom claro amarelado com porções cinzas.
					2,49	ARGILA siltsosa orgânica, com detritos de
					2,78	vegetais em decomposição e pouca areia fina, marrom escuro a preta. (Sedimentos lagunares)
						LIMITE DA SONDAAGEM
						Obs.: O critério de paralisação da sondagem foi definido pelo cliente.

ANEXO B - Dados de precipitação

Precipitação: pluviômetro automático Vila Parise (CEMADEN – Código 351350403A)

Outubro 2017

Novembro 2017

Dezembro 2017

APÊNDICE A - Dados do monitoramento topográfico

1ª campanha (referência)		
Trecho	Distância (m)	Cotas (cm)
R-01	0	119,7
	10	120,8
	20	120,4
	30	-
	40	-
G-S/P	50	134,5
	60	-
	70	139,8
	80	140,9
	90	141
	100	141,2
	110	141,3
	120	141,6
	130	143
	140	144,1
R-02	150	146,4
	160	150,7
	170	154,9
	180	156,7
	190	158,6
G-L/S	200	160,7
	210	162,8
	220	162
	230	159,6
	240	157,2
	250	153,8
	260	153,7
	270	152,4
	280	152,5
	290	152,3
R-03	300	153,1
	310	153,1
	320	151,1
	330	153,2
	340	154,5
	350	157
	360	158,9
	370	159,8
	380	161,2
	390	163,7
	400	163,6

2ª campanha			
Trecho	Distância (m)	Cotas (cm)	Recalque (cm)
R-01	0	113,5	6,2
	10	113,0	7,8
	20	114,1	6,3
	30	118,9	-
	40	123,5	-
G-S/P	50	-	-
	60	-	-
	70	131,7	8,1
	80	132,7	8,2
	90	132,7	8,3
	100	132,9	8,3
	110	133,2	8,1
	120	133,9	7,7
	130	135,1	7,9
	140	136,3	7,8
R-02	150	139,6	6,8
	160	145,9	4,8
	170	151,7	3,2
	180	153,3	3,4
	190	155,6	3,0
G-L/S	200	157,9	2,8
	210	159,5	3,3
	220	159,0	3,0
	230	155,5	4,1
	240	149,8	7,4
	250	144,7	9,1
	260	144,3	9,4
	270	142,6	9,8
	280	142,1	10,4
	290	141,9	10,4
R-03	300	142,5	10,6
	310	142,1	11,0
	320	140,4	10,7
	330	142,2	11,0
	340	143,8	10,7
	350	146,4	10,6
	360	148,8	10,1
	370	149,6	10,2
	380	150,7	10,5
	390	153,7	10,0
	400	154,6	9,0

3ª campanha			
Trecho	Distância (m)	Cotas (cm)	Recalque (cm)
R-01	0	100,8	18,9
	10	101,3	19,5
	20	102,6	17,8
	30	107,8	-
	40	112,7	-
G-S/P	50	117,0	17,5
	60	118,6	-
	70	118,8	21,0
	80	119,2	21,7
	90	118,8	22,2
	100	120,7	20,5
	110	121,8	19,5
	120	122,5	19,1
	130	122,1	20,9
R-02	140	124,3	19,8
	150	130,4	16,0
	160	140,9	9,8
	170	148,2	6,7
	180	150,7	6,0
G-L/S	190	152,8	5,8
	200	154,6	6,1
	210	155,6	7,2
	220	155,1	6,9

3ª campanha			
Trecho	Distância (m)	Cotas (cm)	Recalque (cm)
G-L/S	230	148,5	11,1
	240	135,7	21,5
	250	126,5	27,3
	260	124,2	29,5
	270	122,5	29,9
	280	121,0	31,5
	290	120,1	32,2
	300	119,5	33,6
	310	118,7	34,4
	320	117,1	34,0
R-03	330	119,3	33,9
	340	119,7	34,8
	350	121,6	35,4
	360	124,2	34,7
	370	125,4	34,4
	380	125,3	35,9
	390	128,5	35,2
	400	131,0	32,6
	410	132,7	-
	420	131,2	-
	430	129,5	-
	440	129,8	-
	450	129,9	-

APÊNDICE B - Dados de geometria da via

a) No trecho experimental do TIPLAM

Distância (m)	Trecho	1ª campanha			
		Fechamento da bitola (mm)		Superelevação (mm)	
		Métrica	Larga	Métrica	Larga
0	R-01	3	4	24	40
4		2	5	35	54
8		4	7	16	23
12		2	5	10	15
16		1	0	9	15
20		4	4	10	18
24		1	3	13	19
28		3	4	14	12
32		4	5	12	14
36		2	4	17	11
40		4	5	16	15
44		3	4	10	14
48		3	4	7	11
52	G-S/P	5	5	4	1
56		4	5	2	3
60		3	5	1	1
64		4	5	5	4
68		3	4	0	0
72		3	3	0	0
76		3	3	6	3
80		2	1	5	7
84		2	0	6	8
88		5	5	10	8
92		3	3	9	11
96		5	6	8	14
100		4	4	8	10
104		2	4	10	5
108		5	5	6	10
112		2	5	6	11
116		0	3	9	3
120		1	5	10	5
124		3	4	1	8
128		2	2	1	0
132		5	5	2	4
136		4	6	0	1
140		5	4	2	10
144		4	4	2	1
148		5	6	0	2
152	R-02	2	2	4	6
156		0	1	0	11
160		0	5	4	2
164		0	4	5	1
168		2	5	0	0
172		5	5	1	0
176		3	5	2	2
180		2	5	4	5

Distância (m)	Trecho	1ª campanha			
		Fechamento da bitola (mm)		Superelevação (mm)	
		Métrica	Larga	Métrica	Larga
184	R-02	4	5	10	6
188		4	5	10	9
192		2	5	11	9
196		5	5	3	5
200	G-L/S	5	8	1	3
204		5	5	1	2
208		3	5	9	1
212		6	6	1	1
216		4	4	1	1
220		5	8	2	4
224		5	5	4	4
228		5	8	2	5
232		2	4	4	1
236		5	5	5	2
240		2	2	5	4
244		2	2	3	5
248		2	5	4	5
252		2	5	5	6
256		2	5	1	3
260		6	8	0	4
264		4	4	0	0
268		5	5	3	3
272		5	6	4	2
276		4	5	4	6
280		3	3	2	4
284		5	5	3	5
288		3	3	4	9
292		4	5	1	5
296		4	4	5	6
300	R-03	4	4	2	5
304		3	5	1	4
308		4	4	5	5
312		5	5	2	1
316		5	5	8	0
320		3	5	0	0
324		2	2	5	5
328		3	3	11	11
332		2	5	9	15
336		3	5	21	25
340		2	2	20	35
344		5	5	25	39
348		4	4	26	40
352		3	3	27	38
356		3	5	28	42
360		2	8	27	42
364		4	4	32	44

2ª campanha					
Distância (m)	Trecho	Fechamento da bitola (mm)		Superelevação (mm)	
		Métrica	Larga	Métrica	Larga
0	R-01	3	4	30	40
4		2	6	35	55
8		4	5	17	18
12		1	4	13	17
16		1	2	12	18
20		3	5	10	18
24		2	4	15	22
28		4	5	14	21
32		4	5	15	20
36		3	4	13	20
40		2	4	13	19
44		3	4	11	15
48		3	2	9	13
52	G-S/P	2	5	6	9
56		5	5	5	5
60		5	5	3	1
64		5	5	4	4
68		4	5	3	1
72		3	5	1	1
76		5	5	0	3
80		1	4	5	9
84		2	2	5	7
88		1	0	6	7
92		4	5	7	13
96		4	4	7	10
100		3	5	8	14
104		2	2	9	14
108		2	5	6	10
112		2	4	11	10
116		5	5	6	10
120		2	5	6	13
124		0	5	4	6
128		3	4	3	5
132		4	5	0	1
136		1	1	0	1
140		5	5	3	2
144		3	5	1	0
148		5	6	2	0
152	R-02	3	5	1	1
156		5	5	0	3
160		5	5	4	9
164		5	5	0	1
168		0	5	3	5
172		0	5	1	8
176		3	4	0	0
180		2	6	1	2
184		3	4	5	4
188		4	5	6	10

2ª campanha					
Distância (m)	Trecho	Fechamento da bitola (mm)		Superelevação (mm)	
		Métrica	Larga	Métrica	Larga
192	R-02	3	5	8	10
196		1	5	9	14
200	G-L/S	3	5	7	5
204		4	5	3	0
208		6	6	0	0
212		4	5	1	5
216		5	5	0	2
220		3	5	1	1
224		5	6	1	1
228		4	4	4	5
232		5	6	6	1
236		3	3	1	5
240		2	5	1	5
244		3	3	4	2
248		2	5	5	5
252		2	4	5	3
256		4	4	6	5
260		3	4	5	6
264		2	5	4	0
268		4	7	3	0
272		1	5	1	1
276		4	5	1	4
280		5	7	1	5
284		3	4	8	4
288		4	6	2	9
292		4	5	3	5
296		3	5	1	8
300	R-03	3	5	5	8
304		3	3	4	10
308		2	4	4	7
312		3	4	5	8
316		2	2	4	4
320		4	5	2	6
324		4	5	4	5
328		0	4	11	5
332		4	5	3	4
336		5	6	1	1
340		5	4	0	0
344		1	3	1	9
348		4	5	19	25
352		0	3	22	34
356		3	4	24	35
360		2	5	30	45
364		4	5	29	44
368		5	6	34	45
372		2	3	31	48
376		4	4	31	48
380		5	5	33	47

b) No trecho experimental de Piaçaguera

Distância (m)	Geocomposto								
	Jun/17			Set/17			dez/17		
	B	S	E	B	S	E	B	S	E
0,0	1605,2	14,6	-0,1	1605,2	16,5	0,0	1610,8	34,8	0,3
0,5	1604,6	15,9	-1,9	1604,3	16,1	1,3	1610,9	34,8	0,3
1,0	1604,0	16,5	-2,3	1604,1	16,4	1,0	1610,1	34,8	1,5
1,5	1604,4	15,6	-1,7	1604,6	17,1	0,3	1609,2	35,1	1,2
2,0	1605,8	16,2	-1,9	1605,4	16,8	0,3	1608,5	35,1	1,2
2,5	1607,3	15,5	-0,4	1606,4	16,8	0,0	1607,8	35,4	1,5
3,0	1608,1	15,6	-0,8	1607,3	16,2	1,0	1607,1	36,3	-0,3
3,5	1608,4	14,9	1,0	1607,8	15,9	1,2	1606,6	36,2	-1,1
4,0	1608,7	14,3	2,2	1608,4	15,3	1,7	1606,3	36,0	-1,2
4,5	1609,1	15,4	-0,2	1608,9	15,3	1,8	1606,2	36,0	-0,6
5,0	1609,5	15,6	-0,7	1609,3	15,7	1,7	1606,0	35,1	1,5
5,5	1609,8	17,5	-2,6	1609,7	17,4	-0,8	1606,1	35,4	3,4
6,0	1609,8	19,3	-5,0	1610,1	19,9	-2,5	1606,4	35,7	4,3
6,5	1609,0	19,3	-4,7	1609,4	20,3	-1,8	1607,1	35,1	4,3
7,0	1607,6	19,3	-5,3	1607,9	19,3	-1,5	1608,4	36,0	0,9
7,5	1606,5	17,7	-3,7	1606,8	17,4	-0,3	1609,6	35,5	0,2
8,0	1606,0	15,9	-2,8	1606,5	15,8	0,4	1610,2	35,1	0,0
8,5	1606,2	15,6	-1,9	1606,6	14,3	2,0	1610,1	35,4	-0,9
9,0	1606,8	14,3	-1,0	1607,5	16,5	-0,9	1609,9	35,1	0,0
9,5	1608,0	14,0	-0,9	1608,1	15,0	0,4	1609,9	34,8	0,2
10,0	1609,0	14,5	-1,5	1609,1	14,5	2,0	1610,3	34,8	0,0
10,5	1609,7	14,0	-2,5	1609,8	14,9	1,2	1610,8	34,5	0,3
11,0	1609,9	14,2	-1,9	1610,5	13,2	3,2	1611,2	34,8	0,0
11,5	1609,6	13,9	-2,5	1610,2	13,8	3,3	1610,7	36,3	-1,2
12,0	1608,9	14,3	-2,2	1609,3	14,7	2,1	1609,1	35,5	-0,4
12,5	1608,3	15,1	-2,4	1608,4	15,3	1,5	1607,6	36,9	-1,5
13,0	1607,4	14,8	-1,4	1607,5	15,6	0,6	1605,8	37,6	-1,3
13,5	1606,8	15,9	-1,3	1606,8	16,2	-0,3	1604,0	36,9	-0,7
14,0	1606,6	16,5	-2,9	1606,6	15,9	-0,6	1603,4	35,7	0,3
14,5	1606,4	15,2	-2,5	1606,6	15,9	-0,6	1603,8	36,0	0,0
15,0	1606,5	14,9	-3,1	1606,6	15,6	0,1	1604,7	34,8	0,3
15,5	1606,5	14,9	-3,0	1606,5	15,3	2,1	1605,8	33,6	1,8
16,0	1606,3	14,3	-4,0	1606,6	16,2	3,7	1606,6	33,0	2,7
16,5	1606,7	14,6	-4,5	1607,0	15,1	5,2	1606,3	31,1	4,0
17,0	1607,4	14,0	-2,8	1607,7	14,7	4,6	1606,7	29,9	6,1
17,5	1608,6	14,0	-4,0	1608,5	14,7	2,7	1608,2	28,7	6,8
18,0	1609,4	13,1	-2,9	1609,2	14,1	1,7	1609,7	29,9	5,2
18,5	1609,3	13,7	-1,9	1609,5	14,1	0,2	1609,5	30,8	4,6
19,0	1608,8	13,3	1,6	1609,0	14,4	2,1	1608,3	32,0	3,1

Obs: bitola (B), superelevação (S) e empeno (E) em mm.

Geocomposto									
Distância (m)	Jun/17			Set/17			Dez/17		
	B	S	E	B	S	E	B	S	E
19,5	1608,4	13,1	3,4	1608,8	14,1	0,9	1607,2	32,3	2,5
20,0	1608,6	13,0	4,1	1609,0	13,8	0,7	1606,8	32,7	2,1
20,5	1609,2	11,5	7,7	1609,4	13,2	1,7	1607,0	33,6	0,9
21,0	1609,8	12,3	7,7	1609,8	12,9	0,3	1607,1	34,2	0,6
21,5	1610,1	11,4	9,5	1610,1	12,9	0,9	1606,7	32,7	3,6
22,0	1609,8	12,1	7,8	1609,5	13,5	1,2	1606,7	31,6	3,9
22,5	1608,4	12,7	7,5	1608,1	13,2	2,1	1607,0	32,7	4,2
23,0	1607,0	13,4	7,6	1607,1	15,0	0,6	1607,3	32,3	5,3
23,5	1606,0	14,6	6,3	1605,6	15,0	1,2	1607,8	31,8	5,1
24,0	1604,5	13,6	7,9	1604,4	14,1	1,8	1608,3	31,9	3,8
24,5	1603,9	12,7	7,9	1603,9	13,5	2,4	1608,4	31,1	4,9
25,0	1603,8	11,8	8,2	1603,9	12,9	2,7	1608,3	31,0	3,8
25,5	1604,1	11,9	8,3	1604,3	11,7	3,6	1607,6	31,3	2,3
26,0	1605,2	10,3	10,6	1605,2	10,8	5,4	1606,7	30,5	2,5
26,5	1606,3	10,1	10,9	1605,8	10,8	4,3	1606,5	29,9	1,2
27,0	1606,0	11,2	9,4	1605,7	10,2	4,5	1607,0	30,2	-0,3
27,5	1606,1	10,0	11,4	1605,9	9,8	4,9	1607,9	31,1	-2,4
28,0	1607,9	10,2	11,3	1606,6	9,9	4,2	1608,7	31,4	-1,5
28,5	1609,5	11,8	9,0	1607,5	11,0	3,1	1608,7	31,1	-0,3
29,0	1609,0	14,9	6,4	1608,1	13,2	1,2	1608,2	30,8	1,2
29,5	1607,8	16,5	5,0	1607,6	15,4	-1,3	1607,9	31,4	0,9
30,0	1606,9	17,1	4,3	1607,1	17,1	-3,3	1608,1	31,4	1,3
30,5	1606,9	19,2	1,4	1607,0	18,4	-5,2	1608,6	31,6	2,0
31,0	1607,2	20,0	1,1	1607,2	19,8	-6,9	1609,3	31,4	2,8
31,5	1607,1	20,9	0,0	1607,0	20,8	-7,9	1610,3	31,7	1,0
32,0	1606,3	19,9	1,6	1606,1	20,5	-7,0	1610,9	32,0	-0,4
32,5	1605,9	20,2	1,4	1605,9	21,1	-7,9	1611,2	32,0	0,7
33,0	1606,6	21,0	0,3	1606,3	21,9	-6,9	1611,0	32,7	-0,4
33,5	1607,1	20,9	1,5	1606,7	21,7	-6,7	1610,4	33,6	-1,8
34,0	1607,7	21,5	1,4	1607,3	21,7	-7,6	1610,1	33,6	-1,7
34,5	1607,9	20,6	3,3	1607,5	22,3	-8,8	1609,8	34,5	-3,4
35,0	1607,6	20,0	4,5	1607,6	21,4	-8,5	1609,8	35,4	-4,4
35,5	1607,2	20,2	4,0	1607,6	21,7	-10,0	1610,4	36,4	-5,1
36,0	1606,7	20,9	4,8	1606,9	21,7	-10,9	1611,2	37,2	-6,7
36,5	1605,9	21,0	5,9	1606,1	20,5	-9,7	1611,8	38,0	-8,1
37,0	1605,7	20,6	6,9	1605,9	21,1	-10,9	1611,7	37,5	-7,3
37,5	1606,2	21,4	6,4	1606,1	22,1	-12,3	1611,3	37,1	-6,0
38,0	1607,4	21,5	6,0	1606,7	21,5	-11,6	1610,5	36,6	-5,2
38,5	1608,5	20,8	6,7	1607,3	21,7	-10,7	1609,7	36,5	-5,4
39,0	1608,8	21,3	6,2	1607,8	21,4	-8,2	1609,2	36,3	-5,5
39,5	1608,6	21,5	6,9	1608,0	21,4	-6,0	1609,3	36,4	-5,0

Obs: bitola (B), superelevação (S) e empeno (E) em mm.

Distância (m)	Referência								
	Jun/17			set/17			Dez/17		
	B	S	E	B	S	E	B	S	E
40,0	1608,6	21,4	7,3	1608,2	21,1	-4,0	1609,1	36,3	-4,9
40,5	1608,8	20,6	8,1	1608,6	21,1	-2,7	1608,4	35,6	-4,0
41,0	1609,2	21,1	8,0	1608,9	21,4	-1,6	1607,5	35,9	-4,5
41,5	1609,8	20,9	9,0	1609,5	20,8	0,0	1607,0	35,4	-3,7
42,0	1610,4	21,5	8,1	1610,2	20,9	-0,4	1606,9	35,1	-3,1
42,5	1610,7	21,6	8,0	1610,5	21,4	-0,3	1607,1	34,9	-2,9
43,0	1610,6	21,3	8,1	1610,7	21,4	0,5	1607,2	34,8	-2,1
43,5	1610,2	22,4	7,9	1610,6	22,0	-0,3	1607,4	34,8	-1,2
44,0	1609,5	22,9	5,5	1610,1	22,6	-0,9	1607,8	35,1	-1,5
44,5	1609,2	23,9	4,2	1609,8	23,6	-1,3	1607,8	35,4	-0,9
45,0	1608,8	24,5	1,8	1609,2	25,1	-3,7	1607,8	35,6	-0,2
45,5	1608,6	24,2	5,1	1609,1	26,3	-4,6	1607,8	35,6	0,8
46,0	1609,1	25,7	1,5	1609,4	27,4	-5,7	1607,7	36,0	1,2
46,5	1610,1	26,9	-0,6	1610,0	27,9	-7,4	1607,0	35,7	2,3
47,0	1610,4	27,5	-2,1	1610,4	27,9	-6,8	1606,5	35,4	2,1
47,5	1610,3	27,8	-2,4	1610,3	27,8	-5,7	1606,3	35,6	1,5
48,0	1609,7	27,5	-2,6	1609,8	27,8	-6,3	1606,8	35,3	1,3
48,5	1608,9	27,5	-3,0	1609,0	28,0	-6,3	1607,9	34,8	1,7
49,0	1608,2	27,5	-2,1	1608,4	28,0	-6,6	1609,1	35,1	1,2
49,5	1608,1	28,4	-3,6	1608,1	27,7	-6,3	1610,0	35,1	1,3
50,0	1608,1	28,7	-3,3	1608,2	27,6	-6,5	1610,6	35,4	0,9
50,5	1607,4	28,7	-3,0	1607,6	27,5	-6,4	1610,3	35,8	-0,2
51,0	1606,3	29,1	-3,7	1606,6	27,6	-6,2	1609,3	35,4	0,5
51,5	1605,5	29,9	-4,5	1605,6	27,6	-6,8	1608,4	35,4	0,0
52,0	1605,1	29,6	-4,5	1605,3	27,2	-6,3	1608,0	35,2	-0,1
52,5	1605,2	29,6	-4,2	1605,6	26,4	-5,0	1608,1	35,1	-0,2
53,0	1605,8	29,4	-4,8	1606,2	26,3	-4,9	1608,0	34,5	0,3
53,5	1606,4	30,3	-5,8	1606,7	26,3	-4,3	1607,8	34,5	0,3
54,0	1607,1	28,4	-4,5	1606,9	26,7	-4,1	1607,2	33,9	1,2
54,5	1607,4	28,1	-3,9	1607,2	27,6	-4,0	1606,2	33,6	1,8
55,0	1607,4	26,3	-1,2	1607,3	27,9	-2,8	1605,5	33,9	1,7
55,5	1606,7	29,3	-2,9	1607,0	27,9	-1,6	1605,7	34,5	1,1
56,0	1606,3	27,2	0,9	1606,8	28,0	-0,6	1606,6	36,1	-0,1
56,5	1606,0	26,3	4,2	1606,6	27,9	0,0	1607,7	38,5	-2,8
57,0	1605,7	25,4	0,0	1606,3	27,4	0,5	1607,4	38,5	-3,1
57,5	1605,5	25,4	0,0	1606,1	26,9	0,9	1607,1	39,4	-3,8
58,0	1605,5	24,9	0,0	1606,1	26,3	1,5	1608,6	36,6	-1,3
58,5	1606,3	24,5	0,0	1606,4	26,1	1,9	1610,7	35,4	-0,6
59,0	1608,1	25,4	0,0	1606,9	26,0	2,0	1613,0	35,4	-0,3
59,5	1609,8	24,8	0,0	1607,6	25,5	2,2	1614,9	39,1	-4,0

Obs: bitola (B), superelevação (S) e empeno (E) em mm.

APÊNDICE C - Sinais das medições de deslocamento

a) 1ª Campanha de medições – composição carregada

b) 2ª campanha de medições – composição (a) carregada (b) descarregada

c) 3ª campanha de medições – composição carregada

d) 4ª campanha de medições – (a) composição carregada (b) locomotivas

(a)

(b)