

AValiação Estrutural de Pavimentos Ferroviários do Corredor Centro Sudeste Paulista Utilizando o Software Systrain

Artur Cortês da Rosa

Magdiel Acaz de Oliveira Teixeira

Antônio Carlos Rodrigues Guimarães

Laila de Oliveira e Silva Ribeiro da Cruz

Instituto Militar de Engenharia

Dalila Carvalho de Almeida Filippetto Pires

Ronaldo Gonçalves de Freitas

VLI Logística

RESUMO

Visando analisar o comportamento estrutural do pavimento ferroviário localizado no Corredor Paulista, este trabalho aborda uma análise das condições estruturais e do comportamento mecânico de plataformas ferroviárias localizadas entre as estações de Boa Vista Nova até Cravinhos-SP. Com base na mecânica dos pavimentos, utilizou-se o método dos elementos finitos, através do software Systrain, para simular o comportamento tensão x deformação da via permanente. Finalmente, a partir dos resultados, verificou-se que é possível aplicar o programa computacional como ferramenta de modelagem das tensões e deformações do pavimento ferroviário.

ABSTRACT

Aiming analyze the structural behavior of the railway pavement located in the Paulista Corridor, this work have the objective of analyzing the structural conditions and the behavior of railway platforms located between the stations of Boa Vista Nova and Cravinhos-SP. Based on the pavement mechanics, it was used the finite element method, through the software Systrain, to simulate the stress-strain behavior of the track. Finally, from the results, it was verified that it is possible to apply the computational program to model the tensions and deformations of the railway pavement.

1. INTRODUÇÃO

O modal de transporte ferroviário tem se consolidado cada vez mais como uma alternativa aos demais modais, por sua grande capacidade de transporte, segurança e economia, sendo fator determinante para o desenvolvimento econômico de uma determinada região.

Neste contexto, é essencial compreender o comportamento estrutural do pavimento ferroviário com o intuito de garantir sua funcionalidade e a consequente eficiência econômica na execução das obras ferroviárias, sejam de construção, operação, manutenção, ampliação ou integração com outros modais.

Segundo Selig e Waters (1994), o desempenho do sistema de via férrea resulta de uma complexa interação entre seus componentes em resposta ao carregamento do trem. Para Steffler (2013), a via permanente é, por conceito, a estrutura necessária para suportar e transmitir cargas ferroviárias de modo a permitir a circulação dos trens com confiabilidade, segurança e disponibilidade.

Segundo Spada (2003), a via férrea é um sistema em camadas que é representado por um modelo estrutural, sob carregamento vertical. Esta modelagem fornece uma base para prever o desempenho da via, além de permitir escolher alternativas viáveis sobre o aspecto técnico e econômico dentro de um projeto e estabelecer procedimentos de manutenção de uma via em operação.

Para a resolução dos modelos estruturais em termos de tensões e deformações, existem diversos softwares baseados no método dos elementos finitos, que estão disponíveis atualmente, dentre

os quais destacam-se: o Illitrack, o Geotrack, o Kentrack, o Ansys, o Abaqus, o Ferrovia e mais recentemente, o SysTrain.

Por fim, o Systrain será utilizado neste trabalho por sua acessibilidade, praticidade, interface intuitiva, capacidade de dispensar o Módulo de Via (de complexa determinação) como dado de entrada; e de utilização em sistemas operacionais mais recentes, como Windows 10.

1.1. O software Systrain ©

Inicialmente denominado VALEtrack, de acordo com Rangel (2017), o Systrain é um software desenvolvido em 2016 a partir de uma parceria entre as empresas VALE, Elgayer e o Instituto Militar de Engenharia (IME) sendo de uso restrito ao público.

Conforme Lopes (2017) e a desenvolvedora Elgayer, é uma ferramenta computacional que adota o CAE (Computer Aided Engineering) para analisar o comportamento estrutural de pavimentos ferroviários submetidos às cargas dos vagões, auxiliando no dimensionamento dos trilhos, dormentes e camadas e utilizando o Método dos Elementos Finitos para calcular os deslocamentos, tensões e esforços.

Lopes (2017), empregou o programa SysTrain, para avaliar a deflexão total nos trilhos e a tensão vertical máxima na camada de sublastro de uma plataforma referência, mediante variação de seu material constituinte, obtendo resultados satisfatórios.

Silva Filho (2018) determinou as tensões e os deslocamentos de um trecho experimental em Açailândia – MA com sublastro de solo arenoso fino laterítico (SAFL), utilizando o Systrain como ferramenta computacional visando avaliar o impacto da utilização deste solo como camada do pavimento ferroviário.

Silva Filho (2018) ainda afirma que resultados provenientes do Systrain foram confrontados com os obtidos por Silva Filho *et al.* (2016), em seu estudo comparativo entre os softwares Ferrovia 3.0 e Ansys V15; e com os dados de instrumentação do estudo de Merheb *et al.* (2017), apresentando convergência e consequentemente validando o código computacional do programa.

1.2. Objetivos

Os objetivos deste estudo são realizar uma análise das condições estruturais das plataformas ferroviárias de trechos do Corredor Centro Sudeste Paulista, por meio da comparação dos resultados obtidos com os critérios admissíveis de projeto constantes na literatura técnica; verificar a validade do programa computacional como ferramenta de modelagem auxiliadora intuitiva e confiável; confirmar a atualidade dos valores limites de projetos, a necessidade de sua observância e examinar a relação entre esta admissibilidade e os defeitos observados na via.

2. METODOLOGIA

2.1. Pontos investigados

Foram escolhidos 8 pontos do trecho, com maior disponibilidade de dados, para a realização das simulações, denominadas Amostras, conforme mostra a Tabela 1.

Tabela 1: Localização das amostras simuladas.

Amostra	Estaca
7	Km 313 + 100
8	Km 368 + 000
9	Km 391 + 500
10	Km 394 + 200
1	Km 210 + 500
2	Km 226 + 700
5	Km 258 + 900
6	Km 261 + 000

As amostras seguem a ordem das estacas do trecho, que por haver outras vias que se unem a esta estudada, faz com que a não se tenha uma ordem única de estaqueamento. Isto pode ser melhor visto na Figura 1.

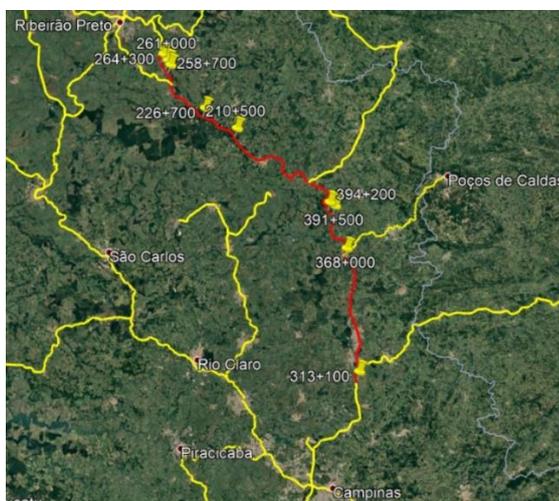


Figura 1: Mapa dos Pontos analisados ao longo do Corredor Paulista. Fonte: Google Earth, 2019.

2.2. Ensaios Realizados

Dentre os ensaios realizados, destacam-se dos ensaios in situ, conforme Figura 2, a umidade do subleito pelo Speedy Test; DCP - Dynamic Cone Penetrometer, utilizado para verificar a resistência e espessura da camada de subleito e LWD (Light Weight Deflectometer) para determinar o módulo dinâmico das camadas de lastro e lastro degradado.

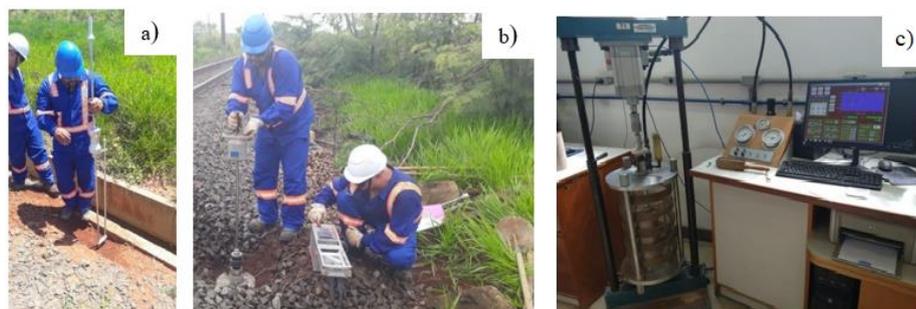


Figura 2: Execução dos ensaios: a) DCP; b) LWD; c) Triaxial de cargas repetidas.

De forma complementar, obteve-se informações advindas de ensaios de laboratório, realizados a partir da coleta de amostras em campo. Foi realizada a caracterização e classificação, baseada na NBR 7250/1982 e pelos sistemas SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos, HRB e pela metodologia MCT (Mini - Compacto - Tropical). Além disto, foram determinados os limites de Atterberg, teor de umidade, densidade real e módulo de resiliência em ensaios de cargas repetidas (Figura 2), para as 8 amostras de subleito estudadas, utilizando como base a norma DNIT 134/2010 – ME.

Os pontos de prospecção de campo do Corredor Centro Sudeste foram repassados pela empresa que o opera neste trecho, a VLI Logística. A priorização considerou informações de defeitos, restrições de velocidade e histórico de nivelamentos da linha. Para este estudo, foram definidos 8 pontos para um trecho de aproximadamente 250 km entre Boa Vista Nova e Cravinhos/SP.

2.3. Critérios admissíveis de projeto

Para a análise estrutural de uma plataforma ferroviária, é mister fazer a verificação de suas condições mediante comparação com os valores limites encontrados nas normas e trabalhos científicos, conforme critérios admissíveis de projeto, dentre os quais destaca-se:

2.3.1. Tensão de flexão admissível nos trilhos

Conforme Brina (1988), o tipo de trilho comercial é escolhido de forma que se satisfaça a Equação 1, a seguir:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M.c}{I} \leq \sigma_{adm} \quad (1)$$

em que σ : tensão de tração ou compressão [kgf/cm²];

M: momento fletor máximo [kgf.cm];

W: módulo resistente [cm³];

c: distância da base do trilho a linha neutra [cm];

I: momento de inércia do trilho [cm⁴];

σ_{adm} : tensão de tração ou compressão admissível [kgf/cm²];

Para Brina (1988), considerando a imprecisão do cálculo dos momentos fletores, as sobrecargas a que o trilho pode estar sujeito e os desgastes decorrentes que diminuem o momento de inércia e aumentam a tensão, o valor da tensão admissível (σ_{adm}) deve ser fixado em 150000 KPa.

2.3.2. Deflexão total da estrutura

Spada (2003) e Rangel (2017) apresentam valores limites para a deflexão que são apresentados na Tabela 2 (adaptada), obtidos do manual de Lundgren et. al. (1970).

Tabela 2: Limites de Deflexão de Estrutura de acordo com a vida útil da via.

Tipo	Comportamento da via	Deflexão (mm)
A	Intervalo de deflexão para via que irá durar indefinidamente.	0 – 5,1
A e B	Deflexão desejável máxima normal, para uma via de carga pesada, capaz de oferecer uma combinação de flexibilidade e rigidez.	3,3 – 5,1
B	Deflexões normais em pavimentos de carga pesada, com boa combinação de rigidez e flexibilidade. Corresponde ao intervalo definido pela AREMA (2013)	3,3 – 6,35

C	Deflexão desejável limite para uma via de construção leve, pavimentos com trilhos inferiores a 50 kg/m (TR-50)	9
D	Via com baixo nível de manutenção, apresentando algum problema e que irá deteriorar-se rapidamente.	>10

2.3.3. Tensão vertical total admissível no subleito

De acordo com Rangel (2017), de posse dos valores do CBR do material e na ausência de dados mais acurados, pode-se utilizar a Equação 2, originada do próprio ensaio, ou a Equação 3 até o CBR de 20 %, de Yoder e Witczak (1975).

$$\sigma_{adm} = 6,9 \cdot CBR \quad (2)$$

$$\sigma_{adm} = 3,87 \cdot CBR^{1,5} \quad (3)$$

em que σ_{adm} : tensão admissível no subleito (kPa);

CBR: índice de suporte Califórnia (%).

Neste caso, o CBR foi calculado a partir da formulação empírica de sua correlação com o índice de penetração, proveniente do ensaio DCP. Para solos saprolíticos, foi utilizada a formulação de Carvalho (2005), Equação 4, obtida da análise de solos da cidade de São José dos Campos/SP:

$$\log CBR = 2,01 - 1,01 \cdot \log DN \quad (4)$$

em que CBR: índice de suporte Califórnia (%);

DN: índice de penetração (mm/golpe).

Para solos lateríticos, empregou-se a formulação de Berti (2005), resultado da análise de solos, com imersão, da cidade de Campinas/SP, Equação 5:

$$\log CBR = 2,87 - 1,12 \cdot \log DN \quad (5)$$

em que CBR: índice de suporte Califórnia (%);

DN: índice de penetração (mm/golpe).

Segundo Stopatto (1987), Mota (2009), Guimarães (2009), Silva Filho (2013) e Rangel (2017) a fórmula de Heukelom e Klomp (1962), bastante utilizada no meio rodoviário e exibida na Equação 6, pode ser usada de forma segura para definição de tensões admissíveis em camadas de pavimentos ferroviários. O número de ciclos adotado foi referente ao Grupo 1.

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006 \cdot M_R}{1 + 0,7 \cdot \log N} \quad (6)$$

em que M_R = módulo de resiliência do material (kgf/cm²);

N = número de ciclos, que pode ser definido através dos grupos da RFFSA, classificados em função do volume de produtos transportados, segundo Tabela 3.

Tabela 3: Número de ciclos em função dos grupos da RFFSA.

Grupo	N
1	2,2.10 ⁶
2 e 3	1,6.10 ⁶
4,5 e 6	1,0.10 ⁶
7,8 e 9	0,6.10 ⁶

Apesar de possuir a equação do modelo composto do módulo resiliente do subleito para cada amostra (Tabela 6), estimou-se para fins de utilização na Equação 6, o valor do módulo resiliente para solos lateríticos e não lateríticos, utilizando as Equações 7 e 8, respectivamente, constantes na IP-08/2004 da Prefeitura Municipal de São Paulo e apresentadas a seguir:

$$E_{SL} = 22. CBR^{0,8} \quad (7)$$

$$E_{SL} = 18. CBR^{0,64} \quad (8)$$

em que E_{SL} : módulo de elasticidade ou de resiliência (MPa);

CBR: índice de suporte Califórnia (%).

2.4. Modelagem através do software Systrain

2.4.1 Dados de entrada

Os dados de entrada no programa, mostrados na Tabela 4, foram obtidos a partir dos resultados de ensaios de campo e laboratoriais, somados a dados fornecidos pela operadora do trecho. Alguns foram adotados segundo valores convencionais presentes em normas técnicas, trabalhos científicos e/ou constantes na biblioteca do software e de acordo com a conveniência.

Os coeficientes do modelo de resiliência composto foram obtidos a partir de regressão linear com utilização de planilha eletrônica, realizada com resultados provenientes do ensaio triaxial de cargas repetidas conforme norma DNIT 134/2010, da qual também se obteve os valores máximos e mínimos de tensão confinante e desvio.

É importante ressaltar que as configurações de “Discretização” contidas no software, foram mantidas seguindo o padrão do mesmo, e que a versão do Systrain utilizada neste trabalho foi a 1.82, mostrada na Figura 3.

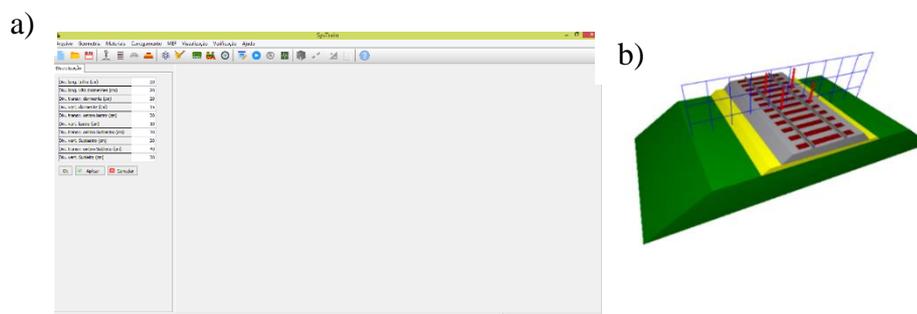


Figura 3: a) interface intuitiva do Systrain; b) visualização 3D do pavimento carregado.

Tabela 4: Dados de entrada no SysTrain.

DADOS DE ENTRADA	AMOSTRA							
	1	2	5	6	7	8	9	10
GEOMETRIA								
Trilho								
Para todas Amostras: Bitola 1,00 m e seção TR-68								
Dormente								
Espaçamento (m)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Comprimento(m)	2	1,75	2	2	1,75	1,75	1,75	1,75
Altura (cm)	16	19	16	16	19	19	19	19
Largura inf. (cm)	22	20	22	22	20	20	20	20
Largura sup. (cm)	22	20	22	22	20	20	20	20
Lastro								
Altura (cm)	20	20	15	3	50	30	10	10
Para todas Amostras: Ombreira 40 cm, Declive talude (H/V) 1,5, Declive fundo 3%, Tipo de declive fundo ambos lados,								
Camadas								
<i>Laastro contaminado</i>								
Altura (cm)	40	70	50	40	50	50	40	40
Para todas Amostras: Ombreira 50 cm, Declive talude (H/V) 1,2, Fundo 1%.								
<i>Subleito</i>								
Altura (cm)	20	20	20	20	20	20	20	20
Para todas Amostras: Ombreira 2 m, Declive talude (H/V) 1,5, Fundo 1%.								
MATERIAIS								
Trilho								
Nome	Aço							
Tipo	Linear Iso.							
γ (kg/m ³)	7850	7850	7850	7850	7850	7850	7850	7850
E (Pa)	2,10E+11							
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Dormente								
Nome	Madeira	Concreto	Madeira	Madeira	Concreto	Concreto	Concreto	Concreto
Tipo	Linear Iso.							
γ (kg/m ³)	1040	2400	1040	1040	2400	2400	2400	2400
E (Pa)	1,66E+10	3,20E+10	1,66E+10	1,66E+10	3,20E+10	3,20E+10	3,20E+10	3,20E+10
ν	0,23	0,3	0,23	0,23	0,3	0,3	0,3	0,3
Laastro								
Nome	Brita 1	Brita 2	Brita 5	Brita 6	Brita 7	Brita 8	Brita 9	Brita 10
Tipo	Elast. Lin.							
γ (kg/m ³)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
E (Pa)	4,38E+07	4,10E+07	3,62E+07	4,34E+07	3,24E+07	4,34E+07	4,01E+07	4,82E+07
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
k1	4,38E+07	4,10E+07	3,62E+07	4,34E+07	3,24E+07	4,34E+07	4,01E+07	4,82E+07
Camadas								
<i>Laastro contaminado</i>								
Nome	Solo 1	Solo 2	Solo 5	Solo 6	Solo 7	Solo 8	Solo 9	Solo 10
Tipo	Elast. Lin.							
γ (kg/m ³)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
E (Pa)	4,73E+07	4,41E+07	6,70E+07	4,69E+07	2,32E+07	8,00E+06	2,09E+07	9,30E+06
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
k1	4,73E+07	4,41E+07	6,70E+07	4,69E+07	2,32E+07	8,00E+06	2,09E+07	9,30E+06
<i>Subleito</i>								
Nome	Subleito 1	Subleito 2	Subleito 5	Subleito 6	Subleito 7	Subleito 8	Subleito 9	Subleito
Tipo	Res.Comp	Res.Comp.						
γ (kg/m ³)	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
σ_d e σ_3 mín (Pa)	2,00E+04							
σ_d máx (Pa)	4,12E+05							
σ_3 máx (Pa)	1,37E+05							
k1	9,56E+06	1,74E+07	2,47E+07	3,76E+07	6,17E+08	1,79E+08	1,08E+09	1,73E+08
k2	0,504	0,484	0,530	0,467	0,470	0,450	0,518	0,484
k3	-0,171	-0,205	-0,278	-0,248	-0,479	-0,357	-0,613	-0,362
CARREGAMENTO								
Vagões								
Para todas Amostras: Vagão tipo Hopper, 2 truques, distância do engate ao eixo 1,21 m, distância entre eixos 1,7 m, distância entre truques 13,945 m, quantidade de membros: 2 e carga de 100 T.								

Onde, γ é a massa específica; E é o módulo de elasticidade; ν é o coeficiente de Poisson; σ_d é a tensão desvio; σ_3 é a tensão confinante; k_1 , k_2 e k_3 são os coeficientes do modelo de resiliência.

2.4.2. Dados de saída

Com base nos dados de campo e de laboratório, as amostras foram modeladas no Systrain, que forneceu como saída, dentre outras informações, o momento fletor máximo nos trilhos (para o cálculo da tensão máxima de flexão nos trilhos), a deflexão total da estrutura e a tensão vertical total máxima no subleito, mostrados na Figura 4. Estes valores foram utilizados na comparação com alguns dos critérios admissíveis constantes na literatura técnica e expressos no item 2.3 deste estudo.

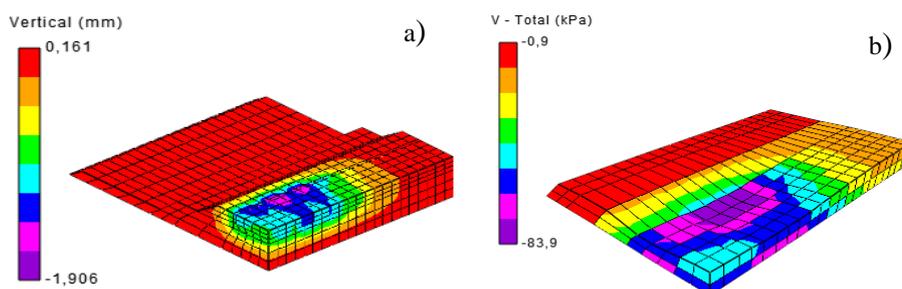


Figura 4: Visualização 3D: a) deflexão total da estrutura (Amostra 9); b) tensão vertical total máxima no subleito (Amostra 1).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para os ensaios de laboratório e em campo, tem-se os seguintes valores de resultados mostrados nas Tabelas 5, 6 e 7.

Tabela 5: Características físicas do solo do Subleito

Amostra	Densidade Real	Classificação dos Solos - Subleito					Classificação		
		LL (%)	LP (%)	Umidade <i>in situ</i> (%)	Umidade ótima (%)	MCT	ABNT	SUCS	HRB
7	2,708	NP	NP	11,7	8,5	LA'	Areia Argilosa	A-4	ML
8	2,628	NP	NP	8,1	6,25	LA	Areia	A-4	SM
9	2,626	21,8	7,4	10,5	10,8	LG'	Argila	A-4	CL
10	2,681	NP	NP	12,3	7,5	NA'	Areia Argilosa	A-4	ML
1	2,625	NP	NP	7,5	4,75	NA	Areia Argilosa	A-4	SM
2	2,633	NP	NP	5,8	3,92	NA'	Areia Argilosa	A-4	SM
5	2,653	NP	NP	6,9	3,88	NA	Areia Siltosa	A-2-4	SM
6	2,745	NP	NP	6,97	3	NA	Areia	A-2-4	SM

Onde, LL é o Limite de Liquidez; LP é o Limite de Plasticidade; MCT a classificação pela metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical).

O modelo resiliente que melhor se adequou, conforme os resultados do ensaio triaxial de carga repetida e levando-se em consideração sua variabilidade com o estados de tensões, foi o modelo composto, cujas equações são apresentadas na Tabela 6, e que foram inseridas como dados de entrada no Systrain.

Os resultados de Módulo Dinâmico provenientes do ensaio de LWD para as camadas de lastro e sublastro (lastro contaminado/degradado) são exibidos na Tabela 7.

Tabela 6: Equações de Módulo Resiliente dos solos do subleito.

Modelo Composto	
Amostra	MR (Mpa)
07	$MR = 500,9 \times \sigma_3^{0,43} \times \sigma_d^{-0,47}$
08	$MR = 657,3 \times \sigma_3^{0,45} \times \sigma_d^{-0,36}$
09	$MR = 310,3 \times \sigma_3^{0,52} \times \sigma_d^{-0,58}$
10	$MR = 907,6 \times \sigma_3^{0,46} \times \sigma_d^{-0,35}$
01	$MR = 928,1 \times \sigma_3^{0,53} \times \sigma_d^{-0,21}$
02	$MR = 846 \times \sigma_3^{0,52} \times \sigma_d^{-0,25}$
05	$MR = 828,8 \times \sigma_3^{0,56} \times \sigma_d^{-0,30}$
06	$MR = 794,3 \times \sigma_3^{0,50} \times \sigma_d^{-0,28}$

Onde, σ_3 é a tensão confinante; σ_d é a tensão desvio

Tabela 7: Resultados de ensaios de LWD

Amostra	s/v	Evd	s/v	Evd	s/v	Evd	s/v	Evd	s/v	Evd
	(ms)	(MPa)	(ms)	(MPa)	(ms)	(MPa)	(ms)	(MPa)	(ms)	(MPa)
	Lastro						Sublastro			
	Esquerdo		Eixo		Direito		Esquerdo		Direito	
7	4,323	35,6	3,99	32,4	-	-	3,28	23,2	-	-
8	3,133	43,4	-	-	3,3	32,7	6,148	8	-	-
9	3,348	36,37	3,038	50,08	3,09	41,5	-	-	3,934	20,9
10	4,285	19,8	3,346	48,2	5,13	18,5	6,954	9,3	-	-
1	2,602	44,94	2,858	43,83	2,604	47,67	2,38	47,34	-	-
2	3,873	17,23	2,743	41,01	4,02	18,15	-	-	2,708	44,06
5	2,701	48,01	3,075	36,21	2,64	46,3	2,364	66,96	-	-
6	5,494	19,02	2,988	43,38	3,17	36,64	-	-	2,522	46,89

Onde, Evd é o Módulo Dinâmico e s/v o índice de compactação.

3.1. Verificação da admissibilidade da tensão de flexão nos trilhos

Utilizou-se os momentos fletores máximos nos trilhos provenientes das simulações e o módulo resistente do patim, fornecido pelo fabricante para calcular a tensão de flexão máxima nos trilhos, comparando-a ao valor admissível de acordo com o item 2.3.1.

Tabela 8: Verificação da admissibilidade da tensão de flexão nos trilhos.

Amostra	Wp (cm ³)	M _{máx} (KN.m)	M _{máx} (Kgf.cm)	σ (kgf/cm ²)	σ_{adm} (Kpa)	σ_{adm} (kgf/cm ²)	Situação
7	463,80	28,70	292658,55	631,00	150000	1529,57	OK
8	463,80	30,85	314582,45	678,27	150000	1529,57	OK
9	463,80	27,32	278586,47	600,66	150000	1529,57	OK
10	463,80	29,52	301020,23	649,03	150000	1529,57	OK
1	463,80	26,03	265432,13	572,30	150000	1529,57	OK
2	463,80	24,91	254011,31	547,67	150000	1529,57	OK
5	463,80	25,86	263698,61	568,56	150000	1529,57	OK
6	463,80	25,31	258090,17	556,47	150000	1529,57	OK

Onde, Wp é o módulo resistente do patim; M_{máx} é o momento fletor máximo solicitante; σ é a tensão de flexão solicitante; σ_{adm} é a tensão de flexão admissível nos trilhos.

Constatou-se, como apresentado na Tabela 8, que todas as amostras apresentaram tensões admissíveis segundo esse critério.

3.2. Verificação da admissibilidade da deflexão total da estrutura

Como dado de saída do software Systrain, obteve-se as deflexões para cada amostra. Estas foram comparadas à deflexão limite máxima recomendada pela AREMA (2013), conforme Tabela 9, verificando-se a situação de admissibilidade, sem exceção.

Tabela 9: Verificação da admissibilidade da deflexão total da estrutura.

Amostra	δ (mm)	δ_{adm} (mm)	Situação
7	2.48	6.35	OK
8	3.61	6.35	OK
9	1.81	6.35	OK
10	2.73	6.35	OK
1	1.43	6.35	OK
2	1.14	6.35	OK
5	1.38	6.35	OK
6	1.21	6.35	OK

Onde, δ é a deflexão total da estrutura e δ_{adm} é a deflexão total admissível da estrutura.

Todas as amostras, com exceção da amostra 8 (Tipo A e B), foram classificadas como tipo A, conforme Tabela 2. Isto significa que para tais valores de deflexão, a via irá durar indefinidamente.

3.3. Verificação da admissibilidade da tensão vertical total máxima no subleito

Com as informações dos índices de penetração DPI, calculados a partir dos dados do ensaio DCP, estimou-se correlacionando ao DCP, o valor de CBR do subleito para cada amostra, utilizando as Equações 4 e 5, apresentadas a seguir, visando o cálculo das tensões verticais admissíveis conforme Equações 2 e 3 constantes no item 2.3.3.

Confrontou-se o resultado de tensões verticais no subleito geradas pelo Systrain com os valores limites segundo Yoder e Witczak (1975), verificando, conforme a Tabela 10, que as amostras 7, 8, 9 e 10 exibiram situação não admissíveis com relação a este critério.

Tabela 10: Verificação da admissibilidade da tensão vertical total máxima no subleito.

Amostra	MCT	σ_v (Kpa)	Critérios							
			Rangel (2017) e Yoder e Witczak (1975)				Heukelom e Klomp (1962)			
			DN (mm/golpe)	CBR (%)	σ_{vadm} (Kpa)	Situação	E (Kpa)	N	σ_{vadm} (Kpa)	Situação
7	LA'	125,10	12,80	7,79	84,20	NOK	113709,57	2,20E+06	125,42	OK
8	LA	92,50	108,40	0,90	3,31	NOK	20235,74	2,20E+06	22,32	NOK
9	LG'	107,90	63,60	1,54	7,42	NOK	31133,60	2,20E+06	34,34	NOK
10	NA'	100,70	52,90	8,70	99,38	NOK	71895,13	2,20E+06	79,30	NOK
1	NA	97,70	4,40	141,04	973,16	OK	427410,93	2,20E+06	471,44	OK
2	NA'	130,90	7,10	82,53	569,43	OK	303312,65	2,20E+06	334,55	OK
5	NA	99,30	17,50	30,05	207,32	OK	158877,66	2,20E+06	175,24	OK
6	NA	96,70	15,70	33,93	234,12	OK	171732,16	2,20E+06	189,42	OK

Onde, σ_v é a tensão vertical total solicitante; DPI é o índice de penetração (DCP); CBR é o índice de suporte Califórnia; E é o módulo de elasticidade ou de resiliência estimado; N é o número de ciclos; σ_{vadm} é a tensão vertical total admissível.

Para analisar a condição estrutural das plataformas ferroviárias, segundo o critério de Heukelom e Klomp (1962) e de posse dos valores estimados de CBR para cada amostra, foram utilizadas as Equações 7 e 8 para estimar os respectivos módulos de resiliência do subleito e assim,

adotando para todos os casos o valor máximo de N, segundo classificação da RFFSA, observado na Tabela 3, calcular a tensão vertical total admissível no subleito.

Comparando-se novamente os valores de tensão vertical total máxima atuante no subleito determinadas pelo programa com os tetos admissíveis calculados, verificou-se, como exibido na Tabela 10, a inadmissibilidade das amostras 8, 9 e 10 quanto a este critério constante no item 2.3.3.

3.4. Considerações Finais

Concluiu-se, portanto, que pelo menos quatro pontos de amostras analisadas, 7, 8, 9 e 10, não exibem boas condições estruturais, apresentando tensões verticais máximas no subleito superiores aos valores admissíveis segundo os critérios supracitados.

Baseada em uma avaliação pontual, a inadmissibilidade das amostras pode ser justificada por uma combinação de fatores, como drenagem, condições climáticas, ascensões capilares etc. Com exceção da amostra 9 (com umidade in situ muito próxima a ótima), todas apresentaram umidade in loco do solo do subleito superior a umidade ótima, o que sem dúvida, contribui para a perda de resistência do solo, embora se trate de solos lateríticos.

Soma-se a isto, o elevado índice de penetração, o baixo valor de CBR e conseqüentemente o baixo valor de módulo de resiliência estimado das amostras 8, 9 e 10 de solo do subleito comparada as demais. Além disso, a baixa resistência das amostras de material do sublastro (lastro degradado), evidenciado pelo baixo módulo dinâmico.

Estas informações puderam ser verificadas pelos dados de campo, em que foram identificados ausência de drenagem, presença de lastro contaminado, bombeamento de finos, solo do subleito com umidades elevadas, camadas de lastro e sublastro com baixo módulo dinâmico, e camadas de subleito com baixo módulo resiliente.

4. CONCLUSÕES

Logo, diante da confirmação dos fatos in loco, constatou-se a validade do programa computacional como ferramenta de modelagem, com interface amigável e alta confiabilidade no auxílio de análise de desempenho mecânico e de dimensionamento de pavimentos ferroviários.

Verificou-se ainda que os parâmetros limites de projeto, ainda que empíricos, se mostraram úteis no processo de controle de funcionalidade e segurança da via férrea, contribuindo para a manutenção da qualidade da ferrovia.

Destaca-se que o critério citado por Rangel (2017) e Yoder e Witczak (1975) se mostrou um pouco mais rigoroso que o de Heukelom e Klomp (1962), haja vista que a amostra 7 mostrou-se admissível segundo este critério (ainda que no limite) e inadmissível conforme aquele.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1980). *NBR 7250/82 – Identificação e Descrição de Amostras de Solo em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- AREMA (2013). *Manual for Railway Engineering*. American Railway Engineering and Maintenance-of-way Association. Lanham, MD.
- Berti, C. (2005) *Avaliação da Capacidade de Suporte de Solos “In Situ” em Obras Viárias Através do Cone de Penetração Dinâmica, Estudo Experimental*. 142 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Campinas, São Paulo.

- Brina, H.L. (1988) *Estrada de Ferro 1 – Via Permanente*. Rio de Janeiro. Livro Técnico e Científico S.A. 2ª ed.
- Carvalho, R. G., (2005) *Correlações entre os Ensaios DCP e CBR para Solos Saprolíticos de Textura Fina*. 141 f. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura Aeronáutica) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP.
- DNIT (2010) *IPR 134/2010: Pavimentação – solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- DNER (1994) *ME 052/94 - Solos e agregados miúdos - determinação da umidade com emprego do*
ELGAYER. *Systrain. Página inicial*. Disponível em: <http://www.elgayer.com.br/systrain/>. Acesso em: 04 de dez. de 2018.
- Guimarães, A. C. R. (2009). *Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de doutorado em Engenharia Civil. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 367 p.
- Heukelom, W.; Klomp, A. J. G. (1962) *Dynamic testing as a means of controlling pavements during and after construction*. Proceedings 1º Intern. Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements Ann Arbor, University Michigan.
- Lopes, L. S., (2017) *Análise experimental do comportamento hidráulico e mecânico de um pavimento ferroviário*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Lundgren, J.R., Martin, G.C., Hay, W.W. (1970) *A Simulation Model of Ballast Support and the Modulus of Track Elasticity*, (Masters Thesis), Civil Engineering Studies, Transportation Series No. 4, Univ. of Illinois.
- Merheb, A.; Valente L.; Marotta, R.; Moreira, F.; Montoya, R. (2017). *Dynamic loads evaluation in existing railroad infrastructure under increasing axle loads and speed*. Proceedings International Heavy Haul Association, Cape Town, p. 480.
- Mota, M. V. F. (2009). *Pavimento de baixo volume de tráfego: estudo comparativo da vida útil estimada e após abertura ao tráfego*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. 273 p.
- Prefeitura do Município de São Paulo (2004) *IP - 08/2004 Análise Mecanicista à Fadiga de Estruturas de Pavimento*. Secretaria de Infraestrutura Urbana, São Paulo.
- Rangel, G. W. A.; (2017). *Um método para a estimativa da deflexão do pavimento ferroviário lastreado*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 368 p.
- Selig, E. T.; Waters, J. M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*. London: Thomas Telford, 450 p.
- Silva Filho, J.C.; Guimarães, A.C.; Nascimento, G.D.C. (2016) *Um Estudo Comparativo Utilizando Método Tradicional E Plataforma Computacional para Análise da Propagação de Tensões em um Pavimento Ferroviário*. 45ª Reunião Anual de Pavimentação - RAPv, Brasília, DF.
- Silva Filho, J.C. (2018) *Contribuição para o desenvolvimento de um método de dimensionamento mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos ferroviários com foco nos solos tropicais*. Tese de doutorado, PGED/IME, Rio de Janeiro, Brasil.
- Spada, J.L.G., (2003) *Uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de comportamento tensão-deformação da via férrea*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Steffler, F., (2013) *Via permanente aplicada: guia teórico e prático*. Rio de Janeiro: LTC, 306 p. il. ISBN 978-85-216-2191-1
- Stopatto, S. (1987). *Via permanente ferroviária: conceitos e aplicações*. São Paulo: T.A. Queiroz, 251 p.
- Yoder, E. J.; Witzczak, M. W. (1975). *Principles of Pavement Design*. New York: John Wiley & Sons, v. Second Edition, 728 p.

Artur Cortês da Rosa (arturrosa@ime.eb.br)

Magdiel Acáz de Oliveira Teixeira (magdielteixeira@gmail.com)

Antônio Carlos Rodrigues Guimarães (guimaraes@ime.eb.br)

Laila de Oliveira e Silva Ribeiro da Cruz (lailaoliveira.eng@gmail.com)

Dalila Carvalho de Almeida Filippetto Pires (dalila.pires@vli-logistica.com.br)

Ronaldo Gonçalves de Freitas (ronaldo.freitas@vli-logistica.com.br)

Departamento de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Instituto Militar de Engenharia, Praça General Tibúrcio, 80 - Praia Vermelha - Urca - Rio de Janeiro – RJ, Brasil