

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

JEAN FELIPE MIECOANSKI

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA VIA FÉRREA
UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS CONSIDERANDO FADIGA: ESTUDO
PARAMÉTRICO

CURITIBA

2019

JEAN FELIPE MIECOANSKI

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DA VIA FÉRREA
UTILIZANDO ELEMENTOS FINITOS CONSIDERANDO FADIGA: ESTUDO
PARAMÉTRICO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, do Setor de Tecnologia, da Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Construção Civil, na área de concentração de Estruturas.

Orientadora: Prof. Dra. Daniane Franciesca Vicentini

CURITIBA

2019

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

M631a

Miecoanski, Jean Felipe

Avaliação do comportamento mecânico da via férrea utilizando elementos finitos considerando fadiga: estudo paramétrico [recurso eletrônico] / Jean Felipe Miecoanski. – Curitiba, 2019.

Dissertação - Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, 2019.

Orientador: Daniane Franciesca Vicentini .

1. Ferrovias. 2. Engenharia ferroviária. 3. Aço – Fadiga. 4. Método dos Elementos Finitos. I. Universidade Federal do Paraná. II. Vicentini, Daniane Franciesca. III. Título.

CDD: 625

Bibliotecário: Elias Barbosa da Silva CRB-9/1894

TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE CONSTRUÇÃO CIVIL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de JEAN FELIPE MIECOANSKI intitulada: **Avaliação do Comportamento mecânico da via férrea utilizando elementos finitos considerando fadiga: Estudo paramétrico.**, sob orientação da Profa. Dra. DANIANE FRANCIESCA VICENTINI, que após terem inquirido o aluno e realizada a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa. A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

CURITIBA, 01 de Outubro de 2019.



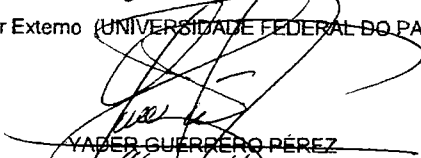
DANIANE FRANCIESCA VICENTINI

Presidente da Banca Examinadora (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)



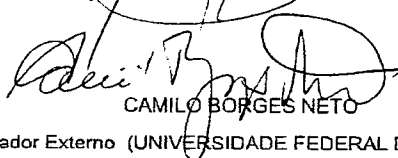
AMANDA JAREK

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)



YADER GUERRERO PÉREZ

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA)



CAMILO BORGES NETO

Avaliador Externo (UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ)

Como disse Isaac Newton: “*Se eu vi mais longe, foi por estar de pé sobre ombros de gigantes.*”, eu gostaria de dedicar esse trabalho aos meus pais, Adelar e Cristina, que foram os “gigantes” da minha educação.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela vida, e pela companhia.

Agradeço a minha orientadora, prof^a Daniane Vicentini, pelas orientações, pela dedicação, e pela resiliência.

Gostaria de agradecer ao Departamento de Engenharia Mecânica da UFPR e ao Laboratório de Vibrações e Ruído, pelo acesso ao seu laboratório e uso do software ANSYS® na pesquisa.

Agradeço a minha irmã, Ellen Miecowski, pela revisão do texto.

Agradeço aos meus pais, pelo apoio em todos os âmbitos e momentos da minha vida, pelo exemplo, incentivo e liberdade, que foram determinantes para chegar até esse ponto. Agradeço ao meu irmão Leon, por todas as conversas de alto nível filosófico, e por ter sido meu grande companheiro desde os primórdios da vida acadêmica. Agradeço a minha irmã Ellen, por toda a ajuda, e atenção dedicadas muitas vezes em tempo recorde, coisas que só irmãos são capazes.

Agradeço a minha namorada Gabriela Buffon, pelo apoio em todos os momentos, pela paciência e empatia nos momentos ruins, por toda a alegria que me transmitiu, e ainda pelas surpreendentes discussões e ensinamentos sobre ciência e metodologia científica.

Alegrai-vos na esperança, sede pacientes na
tribulação, perseverai na oração.

(ROMANOS, 12:12)

RESUMO

As crescentes dificuldades com o transporte rodoviário no Brasil colocam em destaque o interesse por estudos em ferrovias. Assim, temas como a ampliação da malha ferroviária e o grau de utilização das ferrovias já existentes são cada vez mais discutidos, a fim de otimizar o transporte de cargas. Para que se tenha uma infraestrutura adequada, é necessário, no entanto, ampliar o conhecimento sobre o comportamento das tensões atuantes nas camadas de lastro, sublastro e subleito, e os fenômenos que causam as falhas nas mesmas. Assim, o objetivo do presente trabalho é analisar o comportamento mecânico da via férrea, em termos de tensão e deformação, através de um estudo mecanicista, utilizando o método dos elementos finitos (MEF). Para tanto, elaborou-se inicialmente uma modelagem simples do trilho tridimensional sobre uma base elástica para aferir o comportamento da via. Este modelo mostrou tendência coerente de comportamento e valores que podem ser melhorados com o seu aprimoramento. Na seguinte fase desta pesquisa, a modelagem foi ampliada de modo a considerar também os dormentes, lastro, sublastro e subleito de maneira tridimensional, o que permitiu obter resultados de tensão e deformação em mais elementos. Esse último modelo foi utilizado para analisar o comportamento mecânico da via em função do emprego de diversos materiais nas camadas da superestrutura, através de um estudo paramétrico. A partir dos resultados de tensões e deformações elásticas do estudo paramétrico, foram estimados os deslocamentos plásticos, segundo as equações empíricas propostas por Tseng e Lytton (1989), para permitir a análise de seu comportamento ao longo dos ciclos de carga, e estimar o número de ciclos necessários para o surgimento de deslocamentos consideráveis. Por fim, realizou-se uma análise da vida em fadiga do subleito, para avaliar o número de ciclos de carga admissível nessa camada. Percebeu-se que as simulações com dormentes de madeira, em comparação com dormentes de concreto, apresentaram maiores tensões na camada do subleito, acumularam maior deformação plástica, e tiveram menor vida em fadiga do subleito. E de maneira geral, concluiu-se que o módulo de elasticidade do subleito foi um dos parâmetros com maior influência no comportamento mecânico da via, em termos de tensão e deformação da mesma. Como principais limitações do trabalho podem ser citadas a consideração de apenas comportamentos elásticos dos materiais nas simulações, a simulação de carregamentos estáticos apenas, e a impossibilidade de aferir os resultados obtidos com ensaios de campo.

Palavras-Chave: Via Férrea. Comportamento Mecânico. Método dos elementos finitos.
Fadiga.

ABSTRACT

The increasing road transportation difficulties in Brazil highlight the interest in Railroad studies. Therefore, the increase of the Railroad network and the degree of use of those that already exist, are increasingly being discussed, with the intention to optimize transportation. An increase in the knowledge about the behavior of stresses on ballast, subballast and subgrade and phenomena related to their failures are necessary to have an efficient infrastructure. Thus, the research objective is to analyze the mechanical behavior of railway, in terms of stress and strain, through a mechanistic study, using the finite element method (FEM). Therefore, a three-dimensional rail on elastic foundation model was made, to assess the behavior of the railroad pavement model. A consistent behavior tendency resulted, in which the values could be enhanced with the model. In the research sequence, the model was extended to consider also the ties, ballast, subballast and subgrade three-dimensionally, which provided results of stress and strain in more track elements. This last model was used to analyze the mechanical behavior of track considering many materials in superstructure layers, through a parametric study. From elastic results of stress and strains in the parametric study, plastic displacements were estimated following the empirical equations proposed by Tseng and Lytton (1989), to allow the analysis of their behavior along load cycles, and to estimate the number of cycles required for emergence of considerable displacements. At last, the subgrade fatigue life was analyzed, to identify the number of cycles allowable in the layer. It was noticed that simulations with wood ties, when compared to concrete ties, presented higher stresses in the subgrade layer, accumulate more plastic deformation, and had a less subgrade fatigue life. In general, was concluded that the subgrade modulus of elasticity was one of the most influencing parameters of track mechanical behavior, considering it stresses and strains. The consideration of the only elastic behaviour of materials, the simulation of static loadings only, and the impossibility of measuring the obtained results with experimental data can be seen as the main limitations of this research work.

Keywords: Railroad. Mechanical Behaviour. Finite Element Method. Fatigue.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVO.....	12
1.1.1	Objetivos específicos.....	12
1.2	JUSTIFICATIVA.....	12
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	15
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1	VIA PERMANENTE.....	17
2.2	MÉTODOS CLÁSSICOS DE ANÁLISE DA VIA FÉRREA.....	22
2.2.1	Método de Winkler.....	23
2.2.2	Método de Zimmermann.....	24
2.2.3	Método de Talbot.....	25
2.2.4	Teoria do coeficiente de rigidez de apoio.....	28
2.3	COMPORTAMENTO DE MATERIAIS GEOTÉCNICOS SOB CARREGAMENTO CÍCLICO.....	29
2.3.1	Comportamento de materiais granulares sob carregamento cíclico..	32
2.3.1.1	Modelo de Sayeed.....	35
2.3.1.2	Modelo de Tseng e Lytton.....	36
2.3.2	Comportamento de materiais de granulometria fina sob carregamento cíclico.....	37
2.3.2.1	Modelo de Tseng e Lytton (1989) para o Subleito.....	39
2.3.3	Falhas do subleito.....	40
2.4	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	41
2.5	OUTROS MODELOS PARA ANÁLISE DA VIA.....	43
2.6	FADIGA.....	44
2.7	COMPORTAMENTO MECÂNICO DA VIA.....	45
3	METODOLOGIA	59
3.1	FASE DE ELABORAÇÃO DO MODELO.....	60
3.1.1	Modelo de pavimento ferroviário simples de um trilho tridimensional sob base elástica.....	60
3.1.2	Modelo de pavimento ferroviário tridimensional.....	66
3.1.2.1	Geometria do pavimento ferroviário tridimensional.....	66
3.1.2.2	Propriedades dos materiais.....	68

3.1.2.3	Condições de Contorno.....	69
3.1.2.4	Malha em elementos finitos.....	70
3.1.2.4.1	Estudo de convergência da malha.....	72
3.2	FASE DE APLICAÇÃO DO MODELO DESENVOLVIDO.....	74
3.2.1	Efeito da posição das cargas (identificação do caso crítico)	74
3.2.2	Análise paramétrica dos elementos do pavimento ferroviário.....	76
3.2.3	Análise de deformações permanentes da via.....	85
3.2.4	Análise do número de ciclos para a falha do subleito.....	89
4	RESULTADOS	91
4.1	RESULTADOS PARA O MODELO DE PAVIMENTO FERROVIÁRIO SIMPLES DE UM TRILHO TRIDIMENSIONAL SOB BASE ELÁSTICA.....	91
4.2	RESULTADOS PARA O MODELO DE PAVIMENTO FERROVIÁRIO TRIDIMENSIONAL.....	93
4.3	RESULTADOS PARA O ESTUDO PARAMÉTRICO DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO.....	100
4.4	RESULTADOS PARA A ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES DA VIA.....	117
4.5	RESULTADOS PARA A ANÁLISE DO NÚMERO ADMISSÍVEL DE REPETIÇÕES DE CARGA NO SUBLEITO...	126
5	CONCLUSÕES	136
	REFERÊNCIAS	138

1 INTRODUÇÃO

O modal ferroviário destaca-se pela capacidade de transporte de grandes volumes de carga para grandes distâncias, a custo competitivo com outros modais, e, portanto, representa uma parcela significativa na eficiência das infraestruturas de transportes (MONTEIRO, 2015). No Brasil existe a necessidade de ampliar os investimentos nesse modal, para aumentar a qualidade e produtividade dos serviços, equilibrar a matriz de transportes e assim contribuir para a diminuição do custo Brasil.

No país é notável a predominância do transporte rodoviário em comparação com o ferroviário, mesmo para cargas que seriam transportadas de maneira mais eficiente, tanto economicamente quanto ambientalmente, por ferrovias, como é o caso do açúcar e da soja. Segundo a Confederação Nacional de Transportes (CNT, 2013), cargas de maior tonelage são transportadas de maneira mais eficiente por ferrovias, especialmente para grandes distâncias. Esse modal apresenta vantagens também em termos de segurança, baixo custo e confiabilidade (CNT, 2019). Nesse contexto, também é relevante citar a importância do modal hidroviário, ao considerar a ampla rede hidrográfica do Brasil, a capacidade de movimentação de carga e o baixo custo de transporte, que tornam esse modal muito competitivo para movimentação de volumes grandes de mercadorias por grandes distâncias (CNT, 2019b).

Desse modo, é notável que diversificar e melhorar os modais contribui para o desenvolvimento nacional, pois ao fomentar modais de transportes adequados para os diversos tipos de carga é possível obter ganhos de escala e eficiência no transporte. Isso reflete no papel estratégico da área para o país, pois influi em fatores econômicos importantes, como o aumento da competitividade no mercado externo e também na maior eficiência na distribuição dos produtos no mercado interno.

Com o aumento do uso do modal ferroviário ainda podem ser citados benefícios sociais, como a maior rentabilidade da indústria e dos produtores rurais que transportam suas mercadorias, menor preço dos produtos para os consumidores finais, com efeitos no desenvolvimento das cidades, e na mobilidade das pessoas também. Ainda valeria citar que o aumento do uso do modal ferroviário reduziria o uso do rodoviário, ampliando a segurança nas estradas para a circulação dos demais veículos, e inclusive a conservação das rodovias. Também podem ser contados benefícios ambientais, ao considerar que o modal ferroviário é menos poluente que o rodoviário. Dessa forma, tanto o Brasil quanto outros países têm buscado a ampliação da utilização do modal ferroviário, com relação ao aumento da carga por eixo e da malha ferroviária, visando assim a um transporte mais

eficiente (SANTOS, 2008). Porém, devido às dimensões desse tipo de obra e a sua importância, é necessário que os projetos sejam feitos tendo em mente a utilização dos recursos de maneira eficiente, otimização do uso de materiais e também a vida útil da via, assegurando qualidade e segurança para a estrutura (SILVA, 2016). Para tanto, é fundamental compreender o comportamento mecânico da via permanente frente aos carregamentos impostos, para determinar as tensões e deformações dos diversos elementos da via, que norteiam o dimensionamento adequado da estrutura e influenciam no desgaste da mesma (MONTEIRO, 2015). Assim, conhecer valores de carregamento condizentes com a prática, determinar as propriedades e comportamento dos materiais e utilizar modelos adequados para cálculo das tensões e dos processos de desgaste são essenciais (SANTOS, 2008).

1.1 OBJETIVO

O objetivo do trabalho é analisar o comportamento mecânico da via férrea, em termos de tensão e deslocamentos, por meio de uma modelagem da estrutura em elementos finitos.

1.1.1 Objetivos específicos

- Modelar o comportamento mecânico da via férrea;
- A partir do modelo desenvolvido da via férrea:
 - Desenvolver um estudo paramétrico dos elementos da via férrea;
 - Analisar os deslocamentos permanentes das camadas de lastro, sublastro e subleito da via em função de carregamentos cíclicos;
 - Analisar o número de ciclos de carga admissível no topo do subleito.

1.2 JUSTIFICATIVA

O desenvolvimento do modal ferroviário é uma necessidade para equilibrar a matriz de transporte do país, de modo a torná-lo mais eficiente e diminuir o custo Brasil. Com o maior conhecimento do comportamento mecânico da via, procura-se otimizar os projetos para se obter maior eficiência econômica e menores impactos ambientais.

Segundo a CNT (2013), o modal ferroviário se caracteriza por menores custos ambientais, em função de menor emissão de poluentes das locomotivas, e também menor impacto ambiental com relação à construção da infraestrutura.

Isso justifica a necessidade de maiores investimentos nesse modal no Brasil. Nesse contexto, pode-se citar como exemplo o escoamento da produção de açúcar no país, que é feita hoje predominantemente pelo modal rodoviário, apesar de o ferroviário apresentar maior eficiência energética e menor emissão de dióxido de carbono (CO₂) (SILVA; BARTHOLOMEU; CAIXETA FILHO, 2010).

Nesse sentido, Silva, Bartholomeu e Caixeta Filho (2010) realizaram um estudo para avaliar o impacto na redução de emissões de CO₂ ao fazer a exportação de açúcar do estado de São Paulo pelo modal ferroviário em vez do rodoviário. Os autores analisaram o período de 2006 a 2008, e consideraram valores médios de emissão de dióxido de carbono para os dois modais. Concluíram que nesse período o volume transportado por ferrovias evitou a emissão de 462.604 toneladas de CO₂ ao comparar com o transporte do mesmo volume por rodovias.

A influência no impacto ambiental também pode ser avaliada em termos financeiros. Nessa linha, Eller, Júnior e Curi (2011) analisaram a diferença entre o modal ferroviário e rodoviário para transportes de carga, em termos de custos ambientais. Os autores consideraram uma via hipotética com 1.000 quilômetros de extensão, e adotaram como área de desmatamento o valor de 865.000 hectares para a rodovia e de 171.200 hectares para a ferrovia. A partir desses dados, estimaram os diversos custos ambientais para cada modal, como apresentado na Tabela 1.

TABELA 1 – COMPARAÇÃO DOS CUSTOS AMBIENTAIS PARA OS MODAIS FERROVIÁRIO E RODOVIÁRIO, EM REAIS POR ANO

Dano ambiental	Modal rodoviário (R\$)	Modal Ferroviário (R\$)
Biodiversidade	37,7 milhões	7,5 milhões
Ciclo hidrológico	64,5 milhões	12,9 milhões
Novas drogas	44,7 milhões	8,9 milhões
Produtos extrativos madeireiros	767,1 milhões	153,4 milhões
Produtos extrativos não madeireiros	2111,1 milhões	422,2 milhões
Sequestro de carbono	298,6 milhões	59,7 milhões
Uso recreativo	2,3 milhões	0,5 milhões
Valor monetário de existência	257,2 milhões	51,5 milhões
Total	3583,2 milhões	716,6 milhões

FONTE: adaptado de Eller, Junior e Curi (2011).

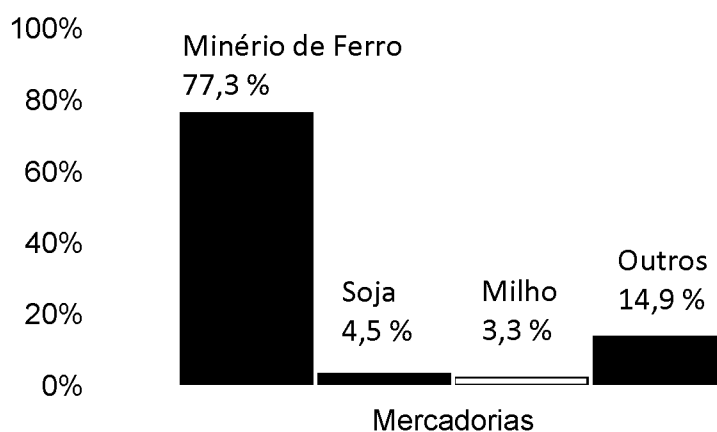
Ao analisar os valores da Tabela 1 fica evidente que o modal ferroviário apresenta menores custos ambientais.

Em termos de custos sociais, a CNT (2013) também aponta que o modal ferroviário apresenta menor risco de acidentes em comparação com o rodoviário, e, portanto, resulta em menor custo social.

Além dos custos sociais e ambientais, podem ser contados os efeitos econômicos da utilização de ferrovias. Nesse âmbito podem ser reduzidos os custos dos produtos no mercado interno, assim como os custos de importação e exportação, devido à maior eficiência econômica no transporte. No Brasil as ferrovias têm um importante papel nas exportações, por interligar os centros produtores aos portos, e, portanto, afetam produtos com grande impacto econômico no país, como *commodities* minerais e agrícolas. (CNT, 2019).

A carga mais transportada nestas vias em 2017 no país foi o minério de ferro, seguido por produtos agrícolas, como a soja e o milho, como apresentado no Gráfico 1. (CNT, 2019).

GRÁFICO 1 – TRANSPORTE DE MERCADORIAS POR FERROVIAS NO BRASIL



FONTE: CNT (2019).

No Gráfico 1, a parcela denominada “outros” reúne diversos produtos, em que se destacam o açúcar, carvão mineral, celulose, óleo diesel e produtos siderúrgicos (CNT, 2019). A utilização de ferrovias tem um impacto importante no transporte da soja brasileira, devido ao fato do modal garantir ganho de escala, o que reduz o preço e aumenta a sua competitividade no mercado externo. O mesmo se aplica para a produção de milho. Ao considerar que o Brasil é um dos maiores produtores de soja e milho do mundo e que boa parte da produção é exportada, é possível notar que um aumento do escoamento desses produtos por modal ferroviário traria impactos econômicos positivos para o país, ao reduzir o custo do transporte dos mesmos.

Esse efeito foi analisado por Bozoky et al. (2014) que compararam a diferença, em termos de custos, entre o modal ferroviário e o rodoviário para o transporte de soja da região Centro-Oeste do Brasil na qual predomina o rodoviário. Os autores concluíram que a alternativa de transporte ferroviário, mesmo que complementado pelo rodoviário (multimodal), resultou em média 26% mais barato que o transporte somente por rodovia. Essa redução no custo de transporte possibilita maior lucratividade para o produtor rural e maior competitividade do produto no mercado externo.

Dessa forma, são notáveis os efeitos benéficos para a sociedade em termos de custos ambientais, sociais e econômicos, que justificam o aumento de investimentos em ferrovias. Porém, em função da magnitude dessas obras e do elevado custo de implantação, seus projetos devem ser feitos de maneira a garantir eficiência econômica, segurança e durabilidade da obra.

Com o estudo mecanicista da via férrea busca-se a possibilidade de dimensionar essa estrutura de maneira mais eficiente, com menores espessuras das camadas, e custos mais baixos, uma vez que os métodos empíricos usais tendem a superdimensionar essas obras.

Segundo Peixoto (2008), o fenômeno de fadiga degrada a ferrovia, não só pelos acidentes que podem gerar, mas também pelas perdas econômicas e custos advindos da manutenção da via. Dessa forma, identifica-se que o estudo do comportamento mecânico da via está inserido em um ramo de pesquisa de fundamental importância, e que o desenvolvimento do conhecimento nessa área pode trazer resultados significativos para a sociedade.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No capítulo 2 são apresentados os fundamentos teóricos para identificar as características da via férrea e os seus principais elementos. Também são descritas as teorias desenvolvidas até então para a análise do comportamento mecânico da ferrovia, assim como o comportamento de materiais geotécnicos sujeitos a carregamentos cíclicos. Ainda é apresentado o método dos elementos finitos, que foi utilizado para a simulação computacional neste trabalho. No fim desse capítulo também são mencionados os principais trabalhos científicos que abordam a simulação do comportamento mecânico da via férrea, e também os que avaliam a resposta da via ao longo dos ciclos de carga.

No capítulo 3 apresenta-se a metodologia empregada para obtenção dos resultados, que inicia com a validação do modelo elaborado. Também são descritos os

estudos paramétricos, realizados para avaliar a influência dos diversos parâmetros de dimensionamento no comportamento mecânico da via. Por fim, através de modelos empíricos, os resultados obtidos na simulação elástica linear foram empregados para estimar deslocamentos permanentes, e a vida em fadiga do subleito.

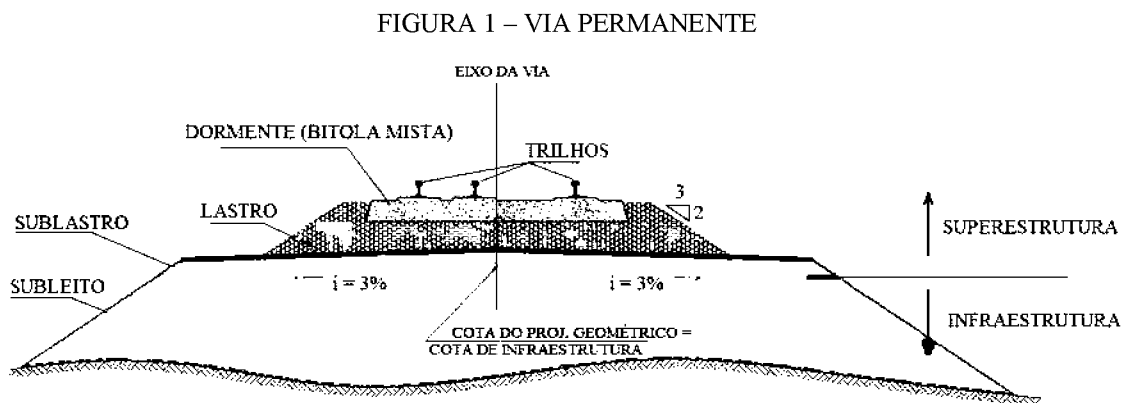
No capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados para todos os estudos descritos na metodologia empregada. Por fim, no capítulo 5 apresentam-se as principais conclusões que resultaram do estudo feito.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo são apresentadas as principais teorias que fornecem a base para o presente trabalho. Primeiramente são apresentados os elementos que compõem o pavimento ferroviário. Na sequência são discutidas as primeiras teorias desenvolvidas para análise do comportamento mecânico do pavimento ferroviário. Posteriormente, é abordado o comportamento dos materiais geotécnicos da via, quando sujeitos aos carregamentos cíclicos do tráfego. Em seguida, são apresentados os conceitos de fadiga, e o método dos elementos finitos, que foi utilizado na presente pesquisa. Por fim, são mencionados os principais trabalhos científicos que abordam a simulação do comportamento mecânico da via férrea, e também os que avaliam a resposta da via ao longo dos ciclos de carga.

2.1 VIA PERMANENTE

Segundo Sarmiento (2015b), a via permanente pode ser definida como o conjunto de camadas e elementos que promovem sustentação e tráfego dos trens, e pode ser dividida em superestrutura e infraestrutura, nomenclatura também adotada no presente trabalho, ilustrada na Figura 1.



Spada (2003) afirma que Medina (1988)¹ cunhou o termo pavimento ferroviário, o qual pode ser utilizado para denominar a via permanente. A superestrutura é responsável por transmitir o impacto das cargas para a infraestrutura, e é composta pelos trilhos, dormentes, acessórios de fixação, lastro e sublastro. A infraestrutura é a plataforma que

¹ MEDINA, J. "Fundamentos de Mecânica dos Pavimentos" Tese para Concurso de Professor Titular, Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1988

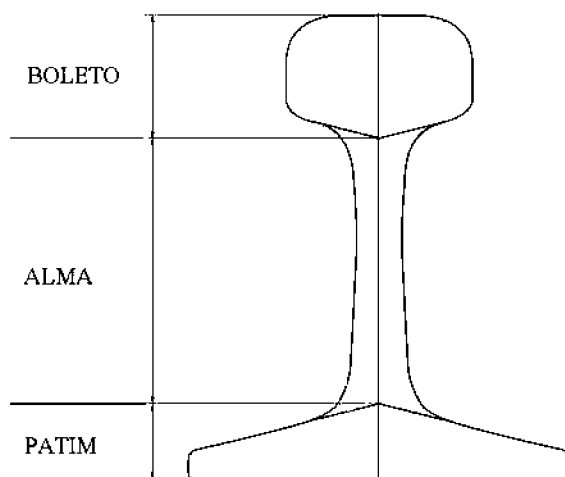
oferece suporte à superestrutura, e é construída na fase de terraplenagem, em conjunto com as obras de drenagem e obras de arte correntes e especiais (NABAIS, 2014). Medina e Motta (2015) apontam que esse enquadramento dos elementos da via permanente, em superestrutura e infraestrutura, pode variar para diferentes autores.

A superestrutura ainda pode ser dividida em rígida e elástica. É considerada rígida quando os dormentes se apoiam sobre lajes de concreto, ou quando os trilhos se apoiam sobre vigas. Já no caso de os trilhos se apoiarem em lastro, a superestrutura é considerada elástica, pois este fornece flexibilidade à via férrea, e melhora a distribuição de tensões, além de atenuar vibrações (MEDINA, MOTTA; 2015).

Os trilhos são responsáveis por guiar os veículos e transmitir a carga das rodas para os dormentes, com comportamento de viga contínua. Dentro das solicitações inerentes ao modal, os trilhos devem atender quesitos de dureza, tenacidade, elasticidade, e resistência à flexão. O desgaste dos trilhos, ou a ruptura por fadiga, no entanto, definem a sua vida útil (SARMENTO, 2015).

Segundo Medina e Motta (2015), os trilhos passaram por modificações para atingir melhor distribuição de massa. Com maior predominância, o tipo Vignole é constituído por boleto, alma e patim, conforme o exemplo apresentado na Figura 2.

FIGURA 2 - PERFIL DO TIPO VIGNOLE.



FONTE: Adaptado da NBR 7590 (2012).

O boleto é a parte superior, e a alma conecta o boleto ao patim, que é a parte inferior do trilho. Os trilhos são fabricados com comprimentos de 12, 18 ou 24 metros, com a denominação para seção dada em função do peso por comprimento linear, como

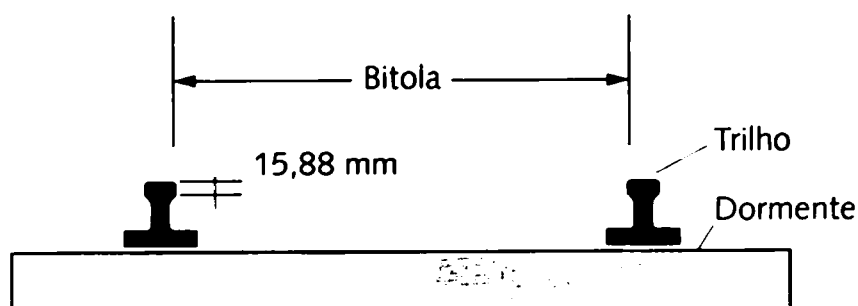
TR-37 e TR-68, com aproximadamente 37 e 68 quilogramas por metro, respectivamente (SARMENTO, 2015). Essa denominação é definida pela NBR 7590/2012.

O perfil Vignole apresenta elevado momento de inércia, devido à geometria da seção do trilho, que contribui para a resistência à flexão e otimiza o perfil. Além da resistência à flexão, resistência lateral, estabilidade ao tombamento, além de altura suficiente do boleto para que seja assegurada maior vida útil em função do desgaste, e espessuras que permitam redução gradativa devido à corrosão (NABAIS, 2014).

Segundo Sarmiento (2015), os trilhos podem ser instalados com folgas entre si, de modo a permitir a dilatação devido à variação de temperatura. A folga máxima permitida é de 1,5 cm e limita o comprimento dos trilhos em aproximadamente 40 metros. No Brasil geralmente são empregados dois trilhos soldados de 18 m, ou então, três trilhos soldados de 12 m. Por outro lado, os trilhos podem ser instalados como trilhos longos soldados, que não permitem a movimentação do trilho pela dilatação, e dessa forma não apresentam folgas. Segundo Medina e Motta (2015), os trilhos longos soldados (trilhos contínuos), implicam em maior conforto para passageiros, reduzem a fadiga de certos componentes e as tensões nas rodas, aliado com a vantagem de reduzir o número de juntas, que são fontes de acidentes e possuem altos custos de manutenção. Porém, segundo os autores, nesse caso a análise das tensões térmicas é um fator crítico.

A bitola é a distância entre as faces internas dos boletos, considerada abaixo de 15,88 mm do plano de rolamento, como apresentado na Figura 3.

FIGURA 3 - REPRESENTAÇÃO DA BITOLA.



FONTE: Adaptado de Nabais (2014).

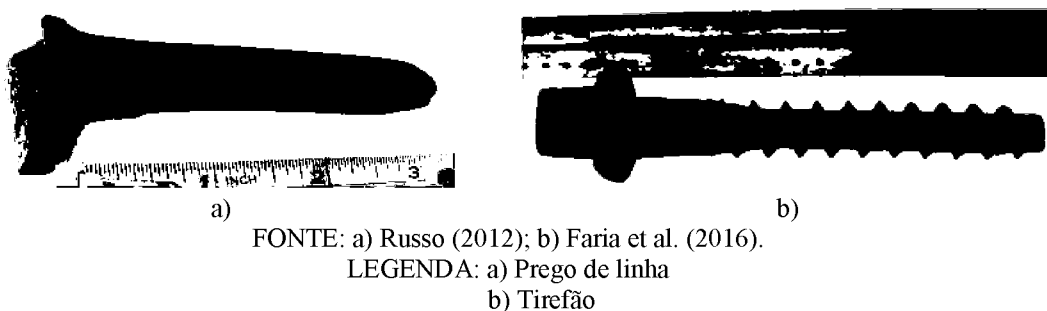
A bitola de 1,435 m, chamada de bitola internacional, é amplamente utilizada em diversos países. Ao longo do tempo, em função de características locais, foram adotadas diferentes bitolas. No Brasil a mais empregada é a bitola métrica (1,00 m), mas existem casos em que a larga (1,60 m) e a mista – com duas bitolas na mesma linha (1,60

m e 1,00 m) são utilizadas (NABAIS, 2014). A bitola da linha férrea limita a velocidade e a carga por roda, que é um parâmetro crítico para a via permanente. A fadiga nos trilhos está diretamente ligada à carga por roda, e também é influenciada pela velocidade dos trens (MEDINA; MOTTA, 2015).

Na interface de contato entre o trilho e o dormente colocam-se placas de apoio com o objetivo de aumentar a área de apoio e melhorar a distribuição de cargas, além de prolongar a vida do dormente. A placa redistribui de forma homogênea os esforços para os elementos de fixação entre o trilho e o dormente, e mantém a inclinação do trilho igual ao do aro da roda, que corresponde a 1:20 (NABAIS, 2014). Os autores Medina e Motta (2015) afirmam que essa inclinação pode ser de 1:40 também.

A fixação dos trilhos aos dormentes é responsável por manter o posicionamento correto dos trilhos e resistir aos esforços longitudinais e transversais. A fixação pode ser rígida, geralmente utilizada para dormentes de madeira, a qual tende a perder a resistência longitudinal, devido à vibração decorrente do tráfego. O tipo mais comum dessa fixação é o prego de linha, com formato de cunha e cravado com golpes de marreta, que tem como característica a baixa resistência ao arrancamento e pode rachar o dormente. Em contrapartida, o tirefão – tipo de parafuso com rosca, apresenta maior resistência ao arrancamento, além de impedir a entrada de água no furo do dormente (NABAIS, 2014). Na Figura 4 estão representados o prego de linha (a) e o tirefão (b).

FIGURA 4 – TIPOS DE FIXAÇÃO RÍGIDA



FONTE: a) Russo (2012); b) Faria et al. (2016).

LEGENDA: a) Pregos de linha

b) Tirefão

Além das fixações rígidas, foram desenvolvidas fixações elásticas, com o objetivo de atenuar ruídos e vibrações. Estas são constituídas de grampos de aço mola, onde o mais comum é o grampo Pandrol, porém existem outros tipos como os grampos elásticos simples e duplo, e o *Fast-Clip*. As fixações elásticas transferem esforços longitudinais dos trilhos para os dormentes, mas no caso de fixações rígidas é necessário empregar retensores para cumprir essa função (NABAIS, 2014). Na Figura 5 está representada a fixação Pandrol.

FIGURA 5 – FIXAÇÃO PANDROL



FONTE: Bonnett (2005).

Segundo Sarmiento (2015), os dormentes têm a função de transmitir para o lastro a carga das rodas, além de servir de suporte para os trilhos, garantir a fixação destes, e manter constante a bitola da via. No Brasil são mais utilizados os dormentes de madeira e de concreto, sendo que estes podem ser encontrados em concreto protendido (monobloco) e misto (bibloco). O espaçamento mínimo entre dormentes é de 25 cm, e o máximo varia em função da classe da via, podendo variar até 60 cm, 65 cm, e 71 cm, para vias Classe I, II e III respectivamente.

Os dormentes de madeira, em função da sua flexibilidade, são os que melhor distribuem as cargas para o lastro, porém apresentam vida útil menor e baixa resistência transversal. Os dormentes de concreto monoblocos podem ser protendidos, ou pós-tensionados, e apresentam seção central reduzida. Os dormentes mistos são compostos por dois blocos de concreto ligados por uma barra metálica, mas não distribuem as cargas tão bem (MEDINA; MOTTA, 2015). Em relação aos dormentes de madeira, os de concreto apresentam menor impacto ambiental, menores custo de correção da via e de substituição de dormentes, além de maior confiabilidade da linha (DNIT, 2016).

Os dormentes podem estar apoiados diretamente em laje de concreto ou em lastro, sendo que este predomina devido ao preço e flexibilidade. O lastro é uma camada de pedra britada, que é responsável por preencher o espaço entre dormentes, melhorar a distribuição de tensões, fornecer flexibilidade à via, atenuar vibrações, além de resistir às deformações tanto longitudinais como transversais dos dormentes, e ainda contribui para a drenagem da via (MEDINA; MOTTA, 2015).

O sublastro é uma camada localizada entre a plataforma e o lastro. Entre as funções do sublastro pode ser citada a sua contribuição na distribuição de tensões para a plataforma, impede a interpenetração do lastro na plataforma, e serve como camada drenante, atuando como filtro (Paiva, 2016). Para o sublastro podem ser empregados materiais mais baratos, inclusive solos naturais, desde que atendam a certas especificações, como o valor mínimo do Índice de Suporte Califórnia (ISC), limites de plasticidade e liquidez, entre outros. Estes materiais para o sublastro ainda podem ser misturados ou melhorados com cimento para atingir o comportamento adequado (NABAIS, 2014).

Segundo Selig e Waters (1994) o subleito é definido como a plataforma acima da qual a estrutura da via é construída, e pode ser dividido em duas categorias: solo natural, e camada de material selecionado. Segundo os autores, por razões econômicas o solo natural é geralmente utilizado como subleito, e a camada de material selecionado é empregada para substituir uma parte superior do solo natural que não seja adequada, ou para elevar o nível da plataforma.

Segundo Sarmiento (2015b), em seções de aterro a superfície acabada de terraplanagem é definida pelo subleito, e as suas últimas camadas são denominadas reforço do subleito. Nas seções de corte, a superfície regularizada é definida pelo subleito (SARMENTO, 2015b). O subleito tem importância significativa na qualidade da via, e ainda pelo fato de ser inacessível para melhorias posteriores, deve ter durabilidade assegurada, com deformação permanente limitada e comportamento mecânico estável para as cargas previstas (MEDINA, MOTTA; 2015).

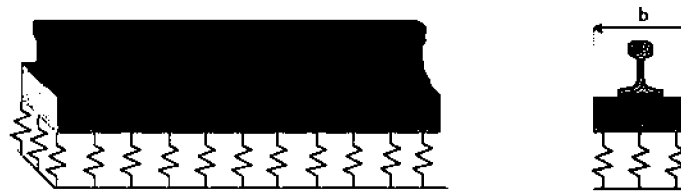
2.2 MÉTODOS CLÁSSICOS DE ANÁLISE DA VIA FÉRREA

Os modelos clássicos, que consideram a via como uma viga sobre apoio elástico passaram por alterações ao longo do tempo, e consideraram a base de maneiras diferentes, de forma contínua ou discreta. A função dos modelos da via é representar a interação complexa entre os elementos da via, da superestrutura e infraestrutura, para determinar o efeito dos carregamentos do tráfego nas tensões, deformações, e deslocamentos da estrutura (SELIG; WATERS, 1994). A seguir serão apresentados o método de Winkler, de Zimmerman e de Talbot para análise do trilho sobre apoio elástico contínuo, a partir de relações analíticas.

2.2.1 Método de Winkler

Segundo Teixeira (2003) o método de Winkler (1867) é considerado como um dos primeiros estudos sobre comportamento mecânico da via, e considera a via como uma viga continuamente apoiada sobre um meio elástico. Nesse modelo as reações foram assumidas como proporcionais às suas deflexões. (HAY, 1982). Esse modelo está representado esquematicamente na Figura 6.

FIGURA 6 – MODELO DE WINKLER



FONTE: Adaptado de Teixeira (2003).

Onde b é a largura da viga. O modelo pode ser descrito por: (Hay, 1982)

$$p^*(x) = C y(x) \quad (1)$$

onde p^* é a força por unidade de área, y é a deflexão, e C é o coeficiente de lastro, também chamado de coeficiente de Winkler. O coeficiente C é definido como uma pressão por unidade de comprimento que produz uma deflexão unitária no lastro (HAY, 1982). Segundo Spada (2003), a dimensão desse coeficiente é $[F][L]^{-3}$.

Dada a equação diferencial da viga apoiada em base elástica:

$$EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + p(x) = q(x) \quad (2)$$

Segundo Bathurst e Kerr (1999), quando a equação é utilizada para análise de ferrovias os termos são considerados como: x é o eixo de referência do trilho, $y(x)$ a deflexão vertical em um ponto x , $p(x)$ é a pressão continuamente distribuída na interface entre o dormente e a base do trilho, $q(x)$ representa a distribuição das cargas de roda verticais no trilho, e EI é a rigidez à flexão do trilho.

Segundo Kerr (2000) para utilizar a Equação (2) Winkler considerou a largura da viga b , de modo que $p(x)$ tivesse unidade de força por comprimento $[F][L]^{-1}$, a partir da Equação 3:

$$p(x) = b p^*(x) = b C y(x) \quad (3)$$

onde b é a largura da viga, como apresentado na Figura 6. Substituindo a Equação 3 na Equação 2, a solução de Winkler ficou definida por (KERR, 2000):

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

Essa equação determina a reação da viga apoiada em base elástica, definida pelo coeficiente de lastro, em função de uma carga uniformemente distribuída (TEIXEIRA, 2003). Segundo o autor, Winkler desenvolveu as soluções dessa equação para cargas concentradas equidistantes.

2.2.2 Método de Zimmermann

Segundo Teixeira (2003), o método proposto por Zimmermann (1888) é uma continuação do modelo de Winkler, onde foram desenvolvidas as soluções para a aplicação de apenas uma carga concentrada Q , aplicada na origem do sistema ($x=0$). Nas Equações 5 e 6 são apresentadas as soluções para deflexão vertical e momento fletor, respectivamente (TEIXEIRA, 2003).

$$y(x) = \frac{Q}{2 b c} \frac{1}{L} e^{-\frac{x}{L}} \left[\cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (5)$$

$$M(x) = \frac{Q}{4} L e^{-\frac{x}{L}} \left[\cos \frac{x}{L} - \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (6)$$

Onde Q é a carga vertical aplicada na origem do sistema, EI , b e C são as mesmas variáveis apresentadas na seção 2.2.1 para o modelo de Winkler, e L é o comprimento elástico, dado por:

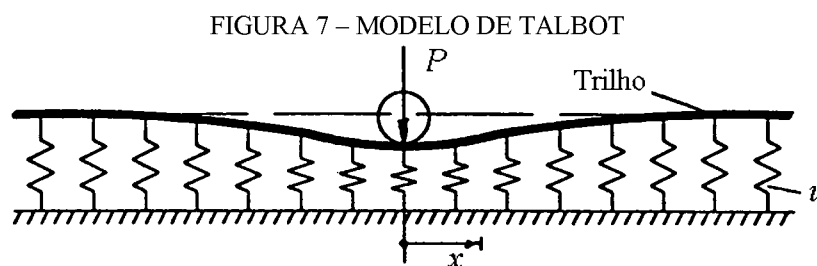
$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{b c}} \quad (7)$$

2.2.3 Método de Talbot

Segundo Hay (1982), o método de Talbot é conveniente para projetos, pois fornece deflexões e momentos fletores diretamente. O método considerou a mesma formulação de viga apoiada em base elástica apresentada por Winkler (1867), porém a rigidez do apoio foi considerada por um outro parâmetro, denominado módulo de via (u), como apresentado na Equação (8) (TEIXEIRA, 2003):

$$p(x) = u y(x) \quad (8)$$

onde $p(x)$ é a força de suporte do trilho por unidade de comprimento (N/mm), $y(x)$ é a deflexão da via (mm), e u é o módulo de via (N/mm²). O módulo de via é definido como a carga uniformemente distribuída sobre o trilho que produz um deslocamento unitário (TEIXEIRA, 2003). O modelo que representa esse método, está apresentado na Figura 7, para uma carga de roda P (KERR, 2000).



Segundo Selig e Waters (1994), o módulo de via não pode ser estimado a partir das propriedades dos elementos da via, mas deve ser obtido através de ensaios de campo, em que se medem as deflexões em função de um carregamento. Uma das formas de obter o módulo de via se dá pela aplicação de uma carga P conhecida, e medida a deflexão y resultante em campo, o módulo de via pode ser obtido por:

$$u = \frac{\left(\frac{P}{y}\right)^{4/3}}{(64EI)^{1/3}} \quad (9)$$

Segundo Teixeira (2003), a equação diferencial que rege o problema da viga apoiada em base elástica com as considerações de Talbot pode ser reescrita como:

$$EI \frac{d^4 y(x)}{dx^4} + u y(x) = 0 \quad (10)$$

A Equação 10 fornece os resultados de deflexão e momento fletor, através das Equações 11 e 12 (TEIXEIRA, 2003):

$$y(x) = \frac{P}{2u} \frac{1}{L} e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (11)$$

$$M(x) = \frac{P}{4} L e^{-\frac{x}{L}} \left(\cos \frac{x}{L} - \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (12)$$

Nas Equações 11 e 12, P é a carga da roda aplicada, E e I são o módulo de elasticidade e o momento de inércia do trilho, respectivamente. A variável x representa a distância da posição da carga até um ponto de interesse ao longo do trilho, e é o número de Euler e L é dado por:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{u}} \quad (13)$$

Além do momento fletor, definido pela Equação 12, também podem ser obtidas a rotação e o esforço cortante. A deflexão máxima e o momento fletor máximo são obtidos no ponto de aplicação da carga, ou seja, para $x=0$. Esses valores são dados pelas Equações 14 e 15 (HAY, 1982):

$$y_{\text{máx}} = \frac{P}{(64EIu^3)^{1/4}} \quad (14)$$

$$M_{\text{máx}} = P \left(\frac{EI}{64u} \right)^{1/4} \quad (15)$$

A partir da deflexão máxima, segundo a Equação 14, é possível determinar a maior intensidade da resistência da base elástica exercida contra o trilho ($P_{\text{máx}}$) como (HAY, 1982):

$$P_{\text{máx}} = u y_{\text{máx}} = P \left(\frac{u}{64EI} \right)^{1/4} \quad (16)$$

A partir da Equação 16 é possível determinar a maior carga atuante sobre o dormente (Q_m) por : (SELIG; WATERS, 1994):

$$Q_m = a P_{m\acute{a}x} \quad (17)$$

onde (a) é o espaçamento entre dormentes da via.

Por fim, a tensão média uniformemente distribuída sobre o lastro (p_b) pode ser estimada por (SELIG; WATERS, 1994):

$$p_b = \frac{2 Q_m}{A_b} \quad (18)$$

onde, A_b é a área de contato entre o dormente e o lastro.

Para o caso da aplicação de mais de uma carga de roda, os resultados podem ser obtidos por superposição dos resultados de cada carga (SELIG; WATERS, 1994). Segundo Hay (1982), Talbot também apresentou uma formulação empírica, para a distribuição de tensão vertical no lastro, na posição central do dormente apresentada na Equação 19 (HAY, 1982):

$$p_c = \frac{16,8 p_b}{h^{1,25}} \quad (19)$$

Onde p_c é tensão sob a linha central do dormente em lb/pol², em uma profundidade h em polegadas abaixo do dormente, e p_b a tensão média uniformemente distribuída na base do dormente em lb/pol². Fazendo a conversão da Equação 19 para as unidades do Sistema Internacional de Unidades (SI), se tem:

$$p_c = \frac{0,17035 p_b}{h^{1,25}} \quad (20)$$

onde h tem unidade de metros (m), e p_b e p_c estão em pascal (N/m²).

Segundo Brina (1979), conhecendo a tensão admissível do solo do subleito (σ_{adm}) é possível dimensionar a espessura necessária de lastro (h), conforme:

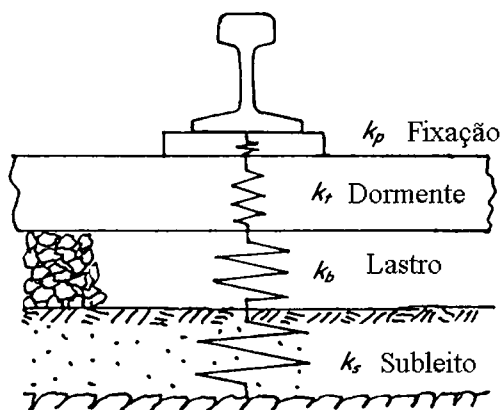
$$p_c \leq \sigma_{adm} \quad (21)$$

Hay (1982) ainda afirma que além das considerações do trilho sobre base elástica contínua, foram desenvolvidos modelos, como o modelo da via suportada por molas de maneira discreta para considerar a transmissão de carga do trilho para os dormentes, lastro, sublastro até o subleito.

2.2.4 Teoria do coeficiente de rigidez de apoio

Segundo Teixeira (2003), a teoria do coeficiente de rigidez de apoio é outro parâmetro para caracterizar a elasticidade da via, que é analisada como uma viga sobre apoios discretos elásticos. Assim, o suporte do trilho pode ser considerado como um conjunto de molas em série, com valores de rigidez diferentes para cada elemento, como apresentado na Figura 8 (KERR, 2000).

FIGURA 8 – MODELO DA VIA APOIADA EM MOLAS



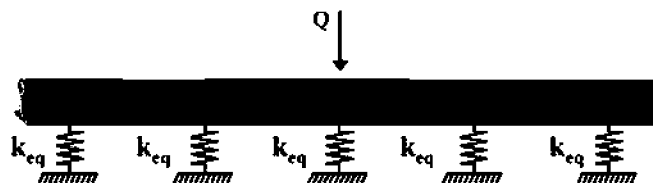
FONTE: Adaptado de Kerr (2000).

Dessa forma, a rigidez resultante pode ser obtida por (KERR, 2000):

$$k_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_r} + \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_s}} \quad (22)$$

onde k_{eq} é o coeficiente de rigidez de apoio, k_p é a rigidez da fixação (N/m), k_r é rigidez do dormente (N/m), k_b é a rigidez do lastro (N/m) e k_s a rigidez do subleito (N/m). Considerando o coeficiente de rigidez de apoio, o modelo pode ser representado pela Figura 9 (TEIXEIRA, 2003).

FIGURA 9 – MODELO DA VIA SOBRE APOIOS DISCRETOS



FONTE: Adaptado de Teixeira (2003).

O valor de rigidez de apoio pode ser escrito ainda em função do módulo de via, como (MONTEIRO, 2015):

$$k_{eq} = au \quad (23)$$

onde a é o espaçamento entre dormentes, e u é o módulo de via. Na Figura 10 é apresentado um quadro comparativo para vários modelos de apoio teóricos de trilho citados nesse trabalho (TEIXEIRA, 2003):

FIGURA 10 - MODELOS DE APOIO ELÁSTICO PARA TRILHOS

Parâmetro	Esquema de Análise
Coeficiente de Lastro C (N/m^3)	
Módulo de Via u (N/m^2)	
Coeficiente de Rigidez de Apoio K_{eq} (N/m)	

FONTE: Adaptado de Teixeira (2003).

2.3 COMPORTAMENTO DE MATERIAIS GEOTÉCNICOS SOB CARREGAMENTO CÍCLICO

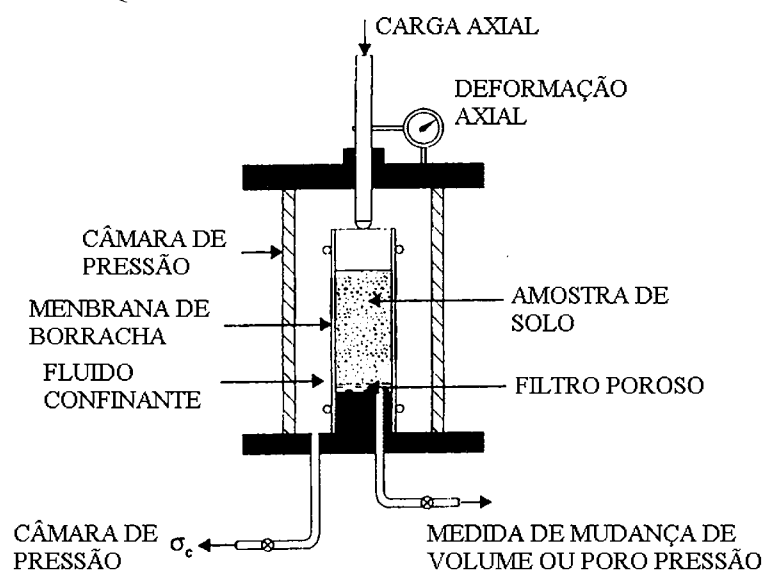
As cargas de roda são responsáveis por tensões verticais nas camadas de lastro, sublastro e subleito, que contribuem para problemas recorrentes como defeitos geométricos e bombeamento de finos (ESVELD, 2001). Em ferrovias a carga suportada pelos elementos da via de maior interesse é cíclica, e as falhas para esse tipo de carregamento são progressivas e ocorrem em tensões menores do que a falha sob carregamento estático (SELIG; WATERS, 1994).

Comumente esse comportamento cíclico é avaliado através de ensaios triaxiais cíclicos. Nestes testes, usualmente a tensão de confinamento σ_c é mantida constante, a tensão vertical é variável, e se determina uma tensão desvio variável, como apresentado na Equação 24 (MEDINA, 1997).

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d \quad (24)$$

onde σ_1 é a tensão vertical, σ_3 é a tensão de confinamento e σ_d é a tensão desvio. Segundo Selig e Waters (1994), apesar de o teste ser chamado de triaxial, o estado de tensão é axisimétrico, pois as tensões horizontais são as mesmas em todas as direções. No teste, a amostra de solo é envolvida por uma membrana de borracha, e colocada numa câmara onde se aplica pressão de confinamento hidrostática, por ar comprimido e a tensão axial é transmitida de maneira cíclica, através do pistão no cabeçote da amostra, como apresentado na Figura 11 (SELIG; WATERS, 1994).

FIGURA 11 – EQUIPAMENTO DE ENSAIO TRIAXIAL DE CARGA REPETIDA



FONTE: adaptado de Selig e Waters (1994).

Na base do corpo de prova coloca-se uma pedra porosa, que permite fazer vácuo durante a montagem, e também permite medir a poro-pressão se a amostra tiver sido embebida (MEDINA, 1997).

Para cada aplicação da tensão desvio (σ_d) a amostra apresenta uma parcela de deformação plástica (ou permanente) e outra parcela de deformação elástica (ou resiliente), comportamento que está representado na Figura 12 de maneira esquemática (MEDINA, 1997).

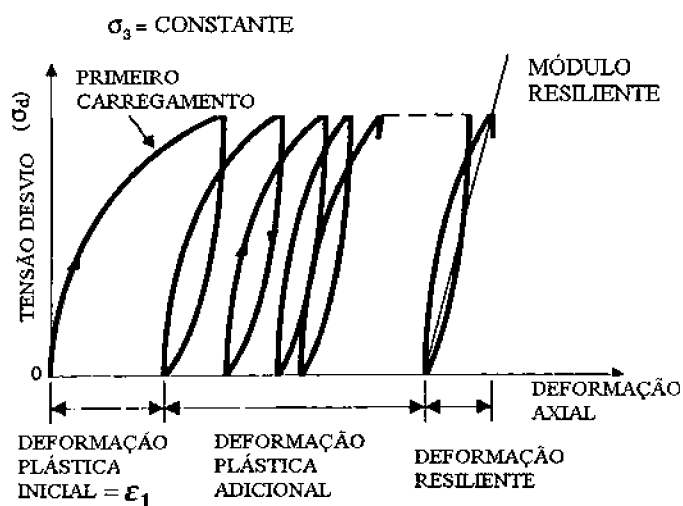
A deformação resiliente axial ε_r (vertical) fica definida por (MEDINA, 1997):

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (25)$$

Em que Δh é o deslocamento vertical máximo e h_0 é o comprimento inicial do corpo de prova. E então se define o módulo resiliente (M_r) como a relação entre a tensão desvio e a deformação resiliente, conforme (MEDINA, 1997):

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (26)$$

FIGURA 12 – CURVA TENSÃO-DEFORMAÇÃO PARA ENSAIO TRIAXIAL



FONTE: adaptado de SELIG E WATERS (1994).

Segundo Selig e Waters (1994), de maneira geral o lastro é responsável por deslocamentos diferenciais, denominados deslocamentos de curto prazo, resultados de deformações plásticas que demandarão manutenção localizada, como a socaria por exemplo. No subleito se tem deslocamentos de longo prazo, pois acumula deslocamentos de maneira mais lenta. O deslocamento total da via é resultado da soma de deslocamentos

de todas as camadas até onde a carga se dissipa. Assim, se a via apresenta boas condições de drenagem, com subleito suficientemente resistente, os ciclos de manutenção são ditados pelo lastro, por ser a principal fonte de deslocamentos (SELIG; WATERS, 1994).

Segundo Paiva (2016), apesar do comportamento do lastro não ser linear sob carregamento repetitivo, é recorrente a adoção do módulo de resiliência como constante. A partir de um número de ciclos de carregamento o material se comporta de maneira essencialmente elástica, pois o incremento de deformação plástica se torna menor que a deformação elástica no mesmo ciclo (SELIG; WATERS, 1994).

2.3.1 Comportamento de materiais granulares sob carregamento cíclico

Sob carregamento cíclico os materiais granulares das camadas de lastro e sublastro apresentam comportamento diferente da condição de carregamento monotônico (estático), com característica não linear e dependente do estado de tensão (SELIG; WATERS, 1994). Segundo Indraratna, Salim e Rujikiatkamjorn (2011), esse carregamento impacta profundamente na deformação e degradação dos materiais granulares, e de maneira geral, maiores números de ciclos implicam em maiores deslocamentos verticais e laterais.

Para níveis de tensão moderados, as deformações resilientes tendem a se estabilizar e o lastro apresenta comportamento elástico (SELIG; WATERS, 1994). Segundo os autores, o módulo resiliente varia com o estado de tensão, e essa relação pode ser escrita pela Equação 27, para materiais granulares:

$$M_r = K_1(\theta')^{K_2} \quad (27)$$

onde K_1 e K_2 são constantes determinadas em ensaios, e θ' é a tensão hidrostática efetiva.

A deformação plástica do lastro é função da tensão de confinamento e da tensão desvio, sendo que maiores tensões de desvio geram aumento da taxa de acúmulo da deformação plástica (SELIG; WATERS, 1994). Segundo os autores, a densidade inicial do lastro também tem efeito sobre a deformação plástica, de modo que lastros menos densos resultam em maiores deformações plásticas, para um certo número de ciclos.

A deformação vertical em função do carregamento cíclico ocorre devido ao rearrançamento das partículas para uma configuração mais compacta, e devido à quebra das partículas, no qual as menores ocupam os vazios entre as partículas maiores (SELIG; WATERS, 1994).

De acordo com Indraratna, Ionescu e Christie (2000), quando sujeito a carregamentos cíclicos o lastro inicialmente sofre deslocamentos verticais rápidos, entre os primeiros 10.000 a 20.000 ciclos, em função da compactação dos agregados. Com a sucessão de mais ciclos passa a ocorrer uma consolidação gradual, com aumento do empacotamento da camada, devido à quebra de irregularidades das partículas, que resulta em aumento dos contatos entre elas (INDRARATNA; IONESCU; CHRISTIE, 2000). Segundo os autores, posteriormente ocorre degradação de partículas menores, com deslocamento do lastro sendo acumulado a uma taxa decrescente para maiores números de ciclos.

Dessa forma, Nimbalkar e Indraratna (2016) descrevem o deslocamento vertical do lastro em três fases: uma inicial, que corresponde ao deslocamento do primeiro ciclo de carga; então se segue uma fase de instabilidade, na qual os deslocamentos aumentam rapidamente, e se tem densificação da camada; e na terceira ocorre pouco rearranjo das partículas, com menor taxa de acúmulo de deformação, e a camada de lastro sendo considerada estabilizada. De acordo com os autores, essas fases ocorrem independentemente das condições do subleito.

A relação entre o número de ciclos de carregamento e a deformação plástica foi estudada por diversos pesquisadores, como Indraratna, Ionescu e Christie (2000). De modo geral, essa relação é descrita por equações logarítmicas ou exponenciais, que consideram o valor da deformação permanente após o primeiro ciclo (ε_1), como indicado na Figura 12, e também constantes do material, determinadas por regressão a partir dos resultados dos ensaios. Na Tabela 2 estão compiladas algumas dessas equações presentes na literatura.

TABELA 2 – MODELOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE DO LASTRO

Modelo	Referência	Parâmetros de Regressão
$\varepsilon_N = \varepsilon_1(1 + 0,2 \log N)$	Shenton (1978)	-
$\varepsilon_N = \varepsilon_1(1 + C \log N)$	Selig e Waters (1994)	C
$\varepsilon_N = x(\alpha)^y [1 + \ln N]^z / 100$	Sayed (2016)	x, y, z
$\varepsilon_N = \varepsilon_1(1 - e^{-\alpha N}) + \beta \ln N$	Nimbalkar, Indraratna (2016)	α, β
$\varepsilon_N = \chi + \zeta \log N$	Indraratna et al (2001)	χ, ζ
$\varepsilon_N = \varepsilon_1 N^b$	Selig e Waters (1994)	b

FONTE: O autor (2019).

NOTA: ε_1 é a deformação permanente após o primeiro ciclo de carga, N é o número de ciclos de carga. Os parâmetros C, x, y, z, α , β , χ , ζ , b foram obtidos através de regressão dos resultados de ensaios triaxiais. Esses valores podem ser obtidos nas respectivas referências citadas, e são característicos para o material empregado, e as condições de ensaio específicas.

Outros modelos foram escritos em termos de deslocamentos permanentes, como função do número de ciclos, e estão descritos na Tabela 3.

TABELA 3 – MODELOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE DO LASTRO

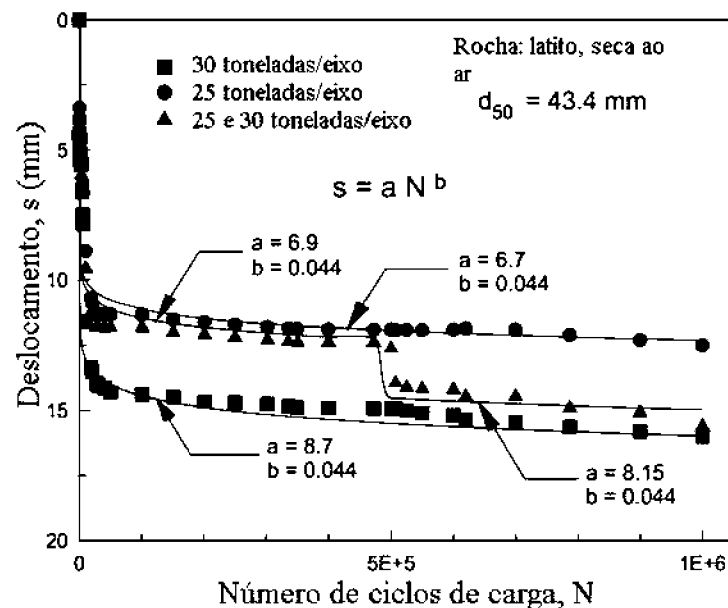
Modelo	Referência	Parâmetros de Regressão
$\delta_N = a + b \ln N$	Indraratna e Ngo (2018)	a, b
$\delta_N = \delta_1(c \log N + 1)$	Indraratna, Ionescu e Christie (2000)	C
$\delta_N = \alpha + \beta \log N$	Indraratna, Salim e Christie (2002)	α, β
$\delta_N = \delta_1(1 + d \ln N + 0,5 f \ln N^2)$	Indraratna e Nimbalkar (2013)	d, f
$\delta_n = K_1 N^{0,2} + K_2 N$	Shenton (1985)	K_1, K_2
$\delta_N = x N^y$	Ionescu, Indraratna e Christie (1998)	x, y
$\delta_N = \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\varepsilon_{0i}}{\varepsilon_{ri}} \right) e^{-\left(\frac{\rho_i}{N}\right)^{\beta_i}} \int_{d_{i-1}}^{d_i} \varepsilon_c(z) dz \right]$	Tseng e Lytton (1989)	$\varepsilon_0, \rho, \beta$

FONTE: O autor (2019).

NOTA: δ_1 é o deslocamento permanente após o primeiro ciclo de carga, N é o número de ciclos de carga. Os parâmetros a, b, C, $\alpha, \beta, d, f, K_1, K_2, x, y, \varepsilon_0, \rho$ foram obtidos através de regressão dos resultados de ensaios triaxiais. Esses valores podem ser obtidos nas respectivas referências citadas, e são característicos para o material empregado, e as condições de ensaio específicas.

A maioria das equações apresentadas nas Tabelas 2 e 3 foram escritas a partir do ajuste de resultados de ensaio triaxiais. Essas equações permitem calcular a deformação plástica acumulada em função do número de ciclos e dos parâmetros de regressão do material. Esses parâmetros são próprios do material ensaiado, e podem variar em função das características do ensaio, como o carregamento empregado, conforme apresentado, como exemplo, no Gráfico 2, o que restringe o uso das equações para as mesmas condições do ensaio.

GRÁFICO 2 – RESULTADO DE ENSAIOS TRIAXIAIS PARA DIFERENTES CARREGAMENTOS



FONTE: Adaptado de Indraratna, Ionescu e Christie (2000).

Por outro lado, as equações propostas por Sayeed (2016) e Tseng e Lytton (1989) permitem a determinação dos deslocamentos permanentes de maneira mais abrangente, em função de parâmetros que podem ser obtidos por modelos mecanicistas. Por serem de maior interesse para o presente trabalho, esses modelos serão apresentados com mais destaque.

2.3.1.1 Modelo de Sayeed

O modelo proposto por Sayeed (2016) foi desenvolvido a partir de resultados de ensaios triaxiais presentes na literatura², e de um modelo previamente apresentado por Shahin (2009)³. O modelo de Sayeed (2016) considera três tipos de lastros: basalto, dolomita e granito, e por conveniência, está reproduzido na Equação 28.

$$\varepsilon_N = x(\alpha)^y [1 + \ln(N)]^z / 100 \quad (28)$$

onde, ε_N é a deformação plástica acumulada após N ciclos de carga, α é a razão entre a tensão desvio cíclica (σ_d) e a resistência à compressão do lastro sob tensão de confinamento de 50 kPa, que pode ser obtida em ensaio monotônico. Os parâmetros de regressão, x , y e z variam com o tipo de lastro, como apresentado na Tabela 4.

TABELA 4 – PARÂMETROS DE REGRESSÃO EM FUNÇÃO DO TIPO DE LASTRO

Tipo de lastro	x	y	z
Basalto	4,82	1,42	0,49
Granito	1,27	2,41	0,48
Dolomita	4,23	1,15	0,32

FONTE: Adaptado de Sayeed (2016).

Dessa forma, para um caso específico, a deformação plástica após N ciclos fica definida como função da tensão desvio. Sayeed (2016) recomenda utilizar valores de tensão desvio obtidos a partir de modelagens tridimensionais da via em elementos finitos. Através da divisão em subcamadas, o autor define o deslocamento plástico do lastro como

² A literatura citada se constitui nas seguintes referências:

-ALVA-HURTADO, J. E. D. **A methodology to predict the elastic and inelastic behavior of railroad ballast**. Tese, University of Massachusetts, Amherst, Massachusetts, 1980.
 - LACKENBY, J.; et al. Effect of confining pressure on ballast degradation and deformation under cyclic triaxial loading. *Geotechnique*, v.57, n. 6, p. 527-536, ago 2007.
 -RAYMOND, G. P.; WILLIAMS, D. R. Repeated Load Triaxial Tests on a Dolomite Ballast. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v.104, n. 7, p.1013-1029, 1978.

³ Shahin, M. A. (2009). Design of ballasted railway track foundations under cyclic loading. In: *Slope Stability, Retaining Walls, and Foundations*, jul. 2009.

a soma do deslocamento calculado para cada subcamada, como apresentado na Equação 29.

$$\delta_N = \sum \varepsilon_{N,i} h_i \quad (29)$$

onde, δ_N é o deslocamento plástico do lastro estimado, $\varepsilon_{N,i}$ é a deformação plástica no centro de cada subcamada do lastro, e h_i é a espessura de cada subcamada .

2.3.1.2 Modelo de Tseng e Lytton

A equação proposta por de Tseng e Lytton (1989) foi originalmente incluída no programa de elementos finitos ILLI-PAVE para analisar deslocamentos permanentes de pavimentos rodoviários. Segundo os autores, esse modelo determina a deformação permanente em função de três parâmetros, ε_0 , β e ρ , que caracterizam os materiais em função das suas propriedades físicas no ensaio triaxial. Os materiais englobados na metodologia incluem concreto asfáltico, base granular e solos do subleito. O modelo considera a deformação vertical resiliente em cada camada do pavimento, calculada através do método dos elementos finitos, e também avalia o aumento fracionário da deformação total para cada camada (TSENG; LYTTON, 1989). Por conveniência, a equação que descreve esse modelo é reproduzida por:

$$\delta_N = \sum_{i=1}^n \left[\left(\frac{\varepsilon_{0i}}{\varepsilon_{ri}} \right) e^{-\left(\frac{\rho_i}{N}\right)^{\beta_i}} \int_{d_{i-1}}^{d_i} \varepsilon_c(z) dz \right] \quad (30)$$

onde δ_n é o deslocamento permanente, n é o número de camadas do pavimento; ε_{ri} é a deformação resiliente utilizada em laboratório para obter os parâmetros dos materiais; ε_{0i} , ρ_i e β_i são os parâmetros do material em cada camada “i”, N é o número de ciclos, d_i a profundidade da camada “i”, e ε_c a deformação resiliente da camada “i” obtida através do método dos elementos finitos.

A partir de análise de regressão de dados de ensaios da literatura, os autores propuseram equações para calibrar os parâmetros dos materiais para o modelo de deformação permanente. Foram propostas equações para calibração desses parâmetros para os três grupos de materiais analisados: concreto asfáltico, material granular de base e solo do subleito. Por não estar dentro do escopo deste estudo, as equações para o concreto asfáltico não serão reproduzidas, mas podem ser encontradas em Tseng e Lytton

(1989). Para o material granular as equações 31, 32 e 33 definem os parâmetros do material:

$$\log\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = 0,80978 - 0,06626W_c + (-)0,003077\sigma_\theta + 0,000003M_r \quad (31)$$

$$(R^2 = 0,6)$$

$$\log\beta = -0,919 + 0,03105W_c + 0,001806\sigma_\theta - 0,0000015M_r \quad (32)$$

$$(R^2 = 0,74)$$

$$\log\rho = -1,78667 + 1,45062W_c - (+)0,0003784\sigma_\theta^2 - 0,002074W_c^2\sigma_\theta - 0,0000105M_r \quad (33)$$

$$(R^2 = 0,66)$$

onde W_c é a umidade (%), σ_θ é a tensão octaédrica (psi), M_r é o módulo resiliente da camada (psi). Os autores também propuseram equações para determinar os parâmetros para o material do subleito, que estão apresentadas na seção 2.3.2.1.

O modelo de Tseng e Lytton (1989) foi utilizado no presente estudo para estimar o deslocamento permanente a partir dos resultados de deformação elástica e tensão octaédrica, obtidos na simulação elástico linear em elementos finitos. Esse modelo considera diretamente o módulo de elasticidade da camada, o que é feito de forma indireta pelo modelo de Sayeed (2016), através da resistência à ruptura. Isso torna o modelo mais adequado para a metodologia deste trabalho, uma vez que foram variados os valores do módulo de elasticidade para todas as camadas da via. Apesar de ter sido desenvolvido para rodovias, o modelo já foi empregado em outras análises de ferrovias, como em Ferreira e Teixeira (2012).

2.3.2 Comportamento de materiais de granulometria fina sob carregamento cíclico

Segundo Selig e Waters (1994), para solos do subleito cujo comportamento seja determinado pela granulometria grosseira são válidas as análises feitas para camadas granulares, como apresentado na seção 2.3.1. Portanto, como complemento, para subleitos se torna relevante falar sobre solos com comportamento controlado pelas frações de silte e argila.

A partir de ensaios triaxiais, nota-se que o módulo resiliente para solos de granulometria fina é dependente do estado de tensão (tensão desvio, tensão de confinamento) e pelo número de ciclos de carga (SELIG; WATERS, 1994). Conforme os autores, o módulo também varia em função tipo de solo, compactação, pela umidade e densidade.

Selig e Waters (1994) apontam que o módulo resiliente diminui consideravelmente com o aumento da umidade. A tensão desvio é o parâmetro de tensão que tem maior influência no módulo resiliente de solos de granulometria fina, enquanto a tensão de confinamento tem menor influência. O módulo tende a ficar constante com o número de ciclos, se a taxa de acúmulo de deformação plástica for pequena. Por isso, o módulo resiliente foi determinado por vários autores como uma função da tensão desvio. A equação que melhor se ajusta aos dados experimentais foi o modelo bilinear, dado por: (SELIG; WATERS, 1994)

$$M_r = K_1 + K_2 \sigma_d \quad (34)$$

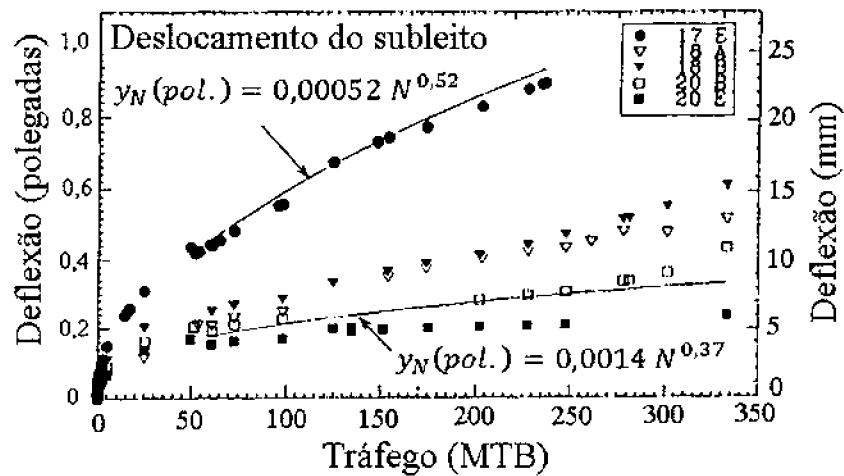
onde K_1 e K_2 são parâmetros do modelo que melhor ajustam os resultados, e dependem do tipo de solo e do seu estado físico, e σ_d é a tensão desvio.

O módulo resiliente tem uma grande influência na degradação da via, pois influencia o módulo de via, e assim afeta os valores de momento fletor nos trilhos e dormentes, e também nas tensões e deflexões do lastro (SELIG; WATERS, 1994). Maiores módulos acarretam maiores tensões de contato entre dormente e o lastro, e por outro lado, módulos baixos implicam em maiores deformações do lastro, o que influencia na abrasão dessa camada.

A deformação plástica do subleito como resultado de carregamentos cíclicos envolve os mecanismos de compactação (redução de volume), consolidação e deformação por cisalhamento, esta última relacionada à falha progressiva por cisalhamento (SELIG; WATERS, 1994).

Selig e Waters (1994) apresentam resultados experimentais, realizados em pista experimental (FAST), onde as deformações do subleito foram melhor ajustadas através de equações exponenciais. O subleito era uma areia siltosa fina, e o Gráfico 3 apresenta a variabilidade encontrada para diferentes locais de medição, representados pelas marcações (17E até 20E), que indicam diferentes seções da pista experimental. No Gráfico 3 também é apresentado o tráfego respectivo ao número ciclos, em milhões de toneladas brutas (MTB).

GRÁFICO 3 – RESULTADOS EXPERIMENTAIS DE DESLOCAMENTO DO SUBLEITO



FONTE: adaptado de Selig e Waters (1994).

2.3.2.1 Modelo de Tseng e Lytton (1989) para o Subleito

Tseng e Lytton (1989), também determinaram o deslocamento permanente do subleito a partir de parâmetros dos materiais, obtidos por regressão de ensaios triaxiais. A formulação é a mesma apresentada na seção anterior, Equação 30, mas para o caso do subleito, as equações 35, 36 e 37 são empregadas para correlacionar os parâmetros dos materiais:

$$\log\left(\frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r}\right) = -1,69867 + 0,09121W_c - 0,11921\sigma_d + 0,91219 \log M_r \quad (35)$$

$$(R^2 = 0,81)$$

$$\log \rho = 11,009 + 0,000681W_c^2\sigma_d - 0,4026\sigma_d + 0,0000545W_c^2\sigma_\theta \quad (36)$$

$$(R^2 = 0,86)$$

$$\log \beta = (-)0,973 - 0,0000278W_c^2\sigma_d + 0,017165\sigma_d - 0,0000338W_c^2\sigma_\theta \quad (37)$$

$$(R^2 = 0,74)$$

onde, W_c é a umidade (%), σ_θ é a tensão octaédrica (psi), M_r é o módulo resiliente da camada (psi) e σ_d é a tensão desvio (psi).

Segundo Guimarães (2009), o modelo de Tseng e Lytton (1989) considera variáveis importantes, como a umidade de compactação, e apresenta relativa precisão, porém no banco de dados dos solos considerados pelos autores não foram incluídos solos tropicais, o que limita o emprego desse modelo para solos brasileiros. Dessa forma, Guimarães (2009) propôs a Equação 38, para determinar a deformação permanente para solos do Brasil. Na equação, os parâmetros ψ_i correlacionam diferentes tipos de solos, tanto finos quanto granulares, e foram obtidos a partir de regressão de ensaios triaxiais.

$$\varepsilon_N(\%) = \psi_1(\sigma_3)^{\psi_2}(\sigma_d)^{\psi_3}(N)^{\psi_4} \quad (38)$$

Em que ε_N é a deformação vertical permanente, ψ_1 a ψ_4 são parâmetros experimentais, σ_3 é a tensão de confinamento (MPa), σ_d é a tensão desvio (MPa). O autor afirma que para utilizar a equação proposta deve ser feita uma simulação numérica do pavimento, para assim obter o estado de tensões em todos os elementos do mesmo. Esse modelo foi empregado por Rangel, Aragão e Motta (2015b) para análise de deslocamentos no subleito.

2.3.3 Falhas do subleito

Segundo Selig e Waters (1994), as falhas do subleito relacionadas ao tráfego de trens podem ser divididas em: falha massiva por cisalhamento, progressiva por cisalhamento, e local do subleito. Conforme os autores, a falha progressiva ocorre em níveis de tensão menores que a massiva, e, portanto, define a performance. A falha massiva ocorre em situações onde o teor de umidade fica muito elevado, como em temporais, e diminui a resistência ao cisalhamento do subleito, podendo haver ruptura mesmo sem a carga de trem (SELIG; WATERS, 1994).

A falha progressiva ocorre no topo do subleito, onde as tensões nessa camada são maiores, e faz com que o solo seja espremido para a lateral da via. Para evitar esse problema é importante que a espessura do lastro seja suficiente para dissipar as tensões. (SELIG; WATERS, 1994). Caso o problema ocorra, o movimento do material do subleito implica no surgimento de uma depressão no lastro, que comumente é corrigida pela adição de mais lastro. Essa medida diminui as tensões no subleito, porém a deformação existente passa a acumular água. Ocorre em materiais finos com baixo ângulo de atrito interno. (SELIG; WATERS, 1994).

A falha local do subleito acontece quando em presença de água ocorre a formação de lama na interface entre o lastro e o subleito, que com o tráfego passa a ser bombeada para o lastro. Isso pode causar a diminuição da resistência ao cisalhamento da ombreira do lastro, devido à lubrificação das interfaces. Esse tipo de problema pode ser evitado se for empregada uma camada de sublastro, que funciona como filtro. (SELIG; WATERS, 1994).

O modelo proposto por Heukelom e Klomp (1962, apud Guimarães, 2009) é um dos mais comumente empregados para determinar a tensão admissível do subleito, conforme:

$$\sigma_{v,máx} = \frac{0,006 Mr}{1+0,7 \log N} \quad (39)$$

onde, $\sigma_{v,máx}$ é a tensão vertical admissível no topo do subleito, Mr é o módulo resiliente médio, e N é o número de ciclos de carga. Guimarães (2009) aponta que esse modelo apresenta limitações, ao considerar um módulo resiliente médio, e também por não levar em conta a contribuição das camadas superiores ao subleito.

A equação proposta por Huang et. al (1984, apud Liu, 2013) determina o número de ciclos admissíveis para o subleito em função da tensão vertical, conforme:

$$N_{sl} = 4,837 \cdot 10^{-5} \sigma_c^{-3,734} Mr_{sl}^{3,583} \quad (40)$$

onde N_{sl} é o número admissível de repetições de carga no subleito, σ_c é a tensão de compressão no topo do subleito (psi), e Mr_{sl} o módulo do subleito (psi).

Segundo Liu (2013), esse modelo foi elaborado para rodovias e pode ser conservativo quando empregado para ferrovias. No entanto, foi incorporado no software Kentrack e já utilizado por outros autores em análises de ferrovias (RANGEL; ARAGÃO; MOTTA, 2015b). Os autores apontam que a condição do pavimento rodoviário é mais crítica do que o ferroviário, por isso a previsão do tempo de vida pela Equação 40 pode ter um resultado conservador para vias férreas.

2.4 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O uso do Método dos Elementos Finitos (MEF) permite simular o comportamento de uma estrutura em resposta a carregamentos aplicados, incluindo

análise dinâmica e não-linear, através de modelos, nos quais pode-se identificar os elementos críticos com relação à fadiga (TEIXEIRA, 2015).

Segundo Santos (2000), os problemas na área de engenharia podem ser analisados através de modelos matemáticos, que consistem em equações diferenciais com condições iniciais e de contorno. Em função da complexidade da equação diferencial, e imprecisão na determinação das condições de contorno, a solução exata do problema pode ser de difícil obtenção analítica (SANTOS, 2000). Ainda segundo o autor, nestes casos, podem ser empregadas soluções ditas numéricas, as quais fornecem respostas aproximadas, como por exemplo o MEF.

O MEF é considerado um procedimento geral de discretização de problemas contínuos regidos por equações matemáticas (ZIENKIEWICZ; TAYLOR; ZHU, 2005). Para os autores, nesse processo de aproximação o meio contínuo é dividido em um número finito de partes, chamados elementos, com comportamento regido por um número finito de parâmetros. O método usa formulações integrais para gerar um sistema de equações algébricas, no qual uma solução contínua é aproximada para cada elemento, e a solução do sistema completo é obtida pela associação entre as soluções dos elementos, garantindo a continuidade entre os elementos (MOAVENI, 1999). Segundo Madenci e Guven (2006), o sistema global de equações pode ser descrito, em notação matricial, como:

$$\mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{F} \quad (41)$$

onde \mathbf{K} é a matriz de rigidez do sistema, \mathbf{u} é o vetor de incógnitas e \mathbf{F} é o vetor de forças. Segundo Silva (2016), para uma análise estrutural estática, os termos \mathbf{K} , \mathbf{u} e \mathbf{F} da Equação (41) podem ser entendidos como: matriz de rigidez da estrutura, vetor de deslocamentos nodais, e vetor de forças nodais, respectivamente.

O método pode ser utilizado para solução de problemas diversos, como a análise de tensões para problemas lineares e não lineares, eletromagnetismo, transferência de calor, dinâmicos, entre outros. Segundo Moaveni (1999), as etapas para aplicação do método podem ser definidas como pré-processamento, solução e pós-processamento. Conforme o autor, no pré-processamento o sistema é criado e discretizado em nós e elementos, em seguida determina-se uma função aproximada como solução para o elemento, define-se as equações constitutivas, associam-se os elementos, constrói-se a matriz de rigidez global, e aplicam-se as condições de contorno (condições iniciais em termos de restrições e cargas). A segunda etapa consiste na solução de um conjunto de

equações algébricas lineares ou não lineares para obter resultados nodais, que podem ser valores de deslocamento. E por fim, no pós-processamento, são obtidos os demais resultados do problema, como por exemplo valores das componentes de tensão (MOAVENI, 1999).

Existem vários softwares de elementos finitos que facilitam a implementação do método, e viabilizam as análises para problemas de maior complexidade. Entre os mais difundidos está o ANSYS®, que permite análises estáticas, dinâmicas, transferência de calor, fluxo de fluidos entre outras. No presente trabalho este software foi utilizado para análise de tensões no pavimento ferroviário, bem como por outros autores entre eles: Fernandes, (2011); Gallego et al. (2013); Matias (2014); Silva e Guimarães (2015); Silva (2016); Giner, et al. (2016), entre outros.

2.5 OUTROS MODELOS PARA ANÁLISE DA VIA

Foram desenvolvidos alguns softwares específicos para análise de ferrovias, dentro os quais pode se citar o Geotrack, Kentrack e o Ferrovia.

Segundo Medina e Motta (2015) o Geotrack é um modelo tridimensional e multicamadas. O modelo considera camadas elásticas lineares para o lastro, sublastro e subleito. (MEDINA; MOTTA, 2015). O trilho e os dormentes são simulados como vigas com comportamento elástico linear também, e como resultados o Geotrack calcula deflexões da via, o módulo da via, e estima as tensões e deformações nas camadas de lastro, sublastro e subleito. (SELIG; WATERS, 1994).

O Kentrack está baseado na mesma teoria de camadas elásticas do Geotrack para análise do lastro, sublastro e subleito, mas para os dormentes é empregado o método dos elementos finitos, o que permite a variação das suas propriedades geométricas. (SELIG; WATERS, 1994).

De maneira similar, o software Ferrovia emprega o método dos elementos finitos para simular os elementos da grade (trilhos, dormentes e fixação), e o método das camadas finitas para as camadas inferiores. (MEDINA; MOTTA, 2015). No software o lastro, sublastro e subleito podem ser considerados como elásticos não lineares. Segundo Medina e Motta (2015), o software Ferrovia foi desenvolvido por Rodrigues (1994)⁴.

Rangel, Aragão e Motta (2015b), afirmam que apesar de existirem esses softwares específicos para simulação do pavimento ferroviário, como o Geotrack, Kentrack, e o

⁴ RODRIGUES, R. M. Um modelo para análise estrutural de vias permanentes ferroviárias sobre lastro. X COBRAMSEF, v. 3, p. 755-762, 1994.

Ferrovia, a falta de suporte técnico para esses programas, manuais técnicos, e atualizações levam ao desuso dos mesmos. Assim, programas mais modernos, como o ANSYS® que é mais amplo, permite a programação, e apresenta várias ferramentas para simular o comportamento dos materiais, tem sido mais utilizado.

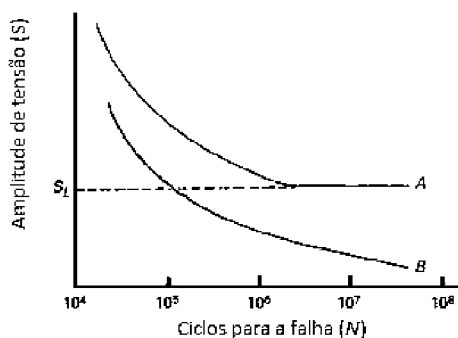
2.6 FADIGA

O fenômeno da fadiga provoca a falha da estrutura sob carregamento repetitivo ou cíclico, no qual as cargas são menores do que as necessárias para a falha instantânea da mesma. O fenômeno se torna preocupante pois, além da dificuldade de previsão e monitoramento, ele pode resultar em falhas catastróficas, como o caso da fratura de um trilho. (SILVA; ÖCHSNER, 2008).

Segundo Rosa (2002), na fadiga de metais as cargas variáveis geram deformações plásticas variáveis com o tempo, que danificam o material de maneira gradual e levam ao surgimento de uma fissura. A variação do estado de tensões implica no crescimento da fissura e, portanto, na redução de capacidade de carga do componente, até que esta atinja um tamanho crítico e ocorra ruptura, muitas vezes de maneira brusca.

Historicamente, quem primeiro estudou a fadiga foi August Wöhler, engenheiro alemão, que em 1860 observou falhas em eixos de trens, sujeitos à flexão rotativa (MEYERS; CHAWLA, 2009). O comportamento dos materiais sob fadiga pode ser descrito através das curvas de Wöhler, conhecidas como curvas S-N, que relacionam a amplitude de tensão S (ou σ_a) e o número de ciclos para a falha N . Para ensaios com espécimes de aços, de modo geral, observa-se nessas curvas um limite de fadiga ou limite de resistência à fadiga, que representa um valor de tensão abaixo do qual o material teoricamente não teria ruptura por fadiga. Esse ponto é conhecido como vida infinita, representado como S_L , na Figura 13.

FIGURA 13 - CURVAS S-N: REPRESENTAÇÃO ENTRE A TENSÃO S (*STRESS*) E O NÚMERO DE CICLOS N ATÉ A FALHA



FONTE: adaptado Meyers e Chawla (2009).

Percebe-se ainda da Figura 13 que quanto maior for a tensão aplicada menor é o correspondente número de ciclos para a falha. Uma das maneiras mais comuns de se obter a curva S-N para um material é através do ensaio de flexão rotativa (BANNANTINE; COMER; HANDROCK, 1990). No ensaio de flexão rotativa um corpo de prova é submetido a um momento fletor constante enquanto o corpo gira, e dessa forma a tensão varia de maneira senoidal, e se obtém, no fim do ensaio, o número de ciclos até a ruptura do material, para a tensão cíclica atuante. De modo geral, o mecanismo de fadiga é composto de duas fases: a nucleação e a propagação da fissura. (MEYERS; CHAWLA, 2009).

São recorrentes as fissuras por fadiga em rodas ferroviárias, e nos trilhos, que estão sujeitos à altas tensões, pois devido ao tráfego se caracterizam como cíclicas. Existem vários estudos com o objetivo de avaliar a vida em fadiga das rodas e dos trilhos, como Santos (2008) e Peixoto (2008). Para análise de fadiga dos materiais geotécnicos, existem modelos que relacionam o número de ciclos de carregamento com a tensão admissível do subleito, como o modelo de Heukelom e Klomp (1962) apud Guimarães (2009), e o modelo de Huang et al (1984) apud Liu (2013), já apresentados na seção 2.3.3

2.7 COMPORTAMENTO MECÂNICO DA VIA

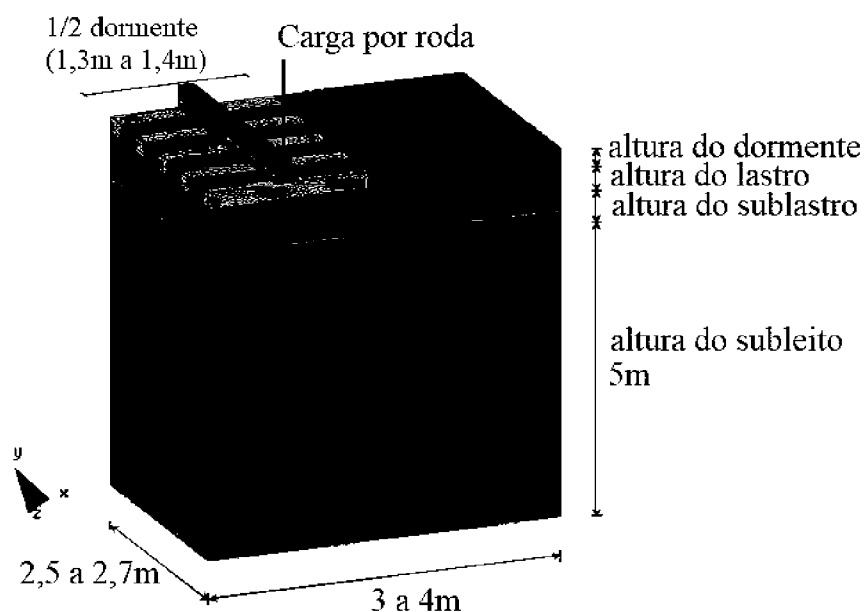
A prática comum em muitas ferrovias no mundo baseia o dimensionamento da via em métodos empíricos e semi-empíricos. (SHAHU; YUDHBIR; RAO; 2000). Porém, para análise de problemas complexos como as ferrovias, com interações entre elementos, se torna adequada a realização de análises numéricas (GINER et al., 2016). Modelos tridimensionais em elementos finitos permitem determinar o estado de tensão e deformação nas diversas camadas, o que pode ser uma ferramenta importante na fase de projeto das ferrovias. Esses modelos permitem a variação das características geométricas e da consideração de diferentes materiais, o que pode gerar recomendações para um projeto otimizado da via (GALLEGO et al.; 2013). Nessa seção serão apresentadas pesquisas que realizaram análises numéricas para avaliar o comportamento mecânico da via.

Selig e Waters (1994), em um estudo paramétrico das propriedades da via férrea, através do software Geotrack. Não consideraram o módulo de resiliência do solo como função do estado de tensões, pois para diferentes configurações simuladas os módulos poderiam variar, o que não permitiria a comparação entre as simulações. Os autores concluíram que maiores espaçamentos entre os dormentes resultam em maiores cargas

transmitidas ao dormente abaixo da roda, e conseqüentemente maiores tensões verticais no lastro e subleito. Também foi verificado que maiores valores do módulo de elasticidade e espessura do lastro resultam em maiores tensões nessa camada e menores deflexões no topo da mesma. A tensão vertical no topo do subleito foi diretamente afetada pela espessura do lastro, na proporção que menores espessuras resultaram em maiores tensões verticais no subleito. Por outro lado, a variação do módulo de elasticidade do lastro não teve efeitos consideráveis na tensão vertical do subleito. Também concluíram que dormentes mais rígidos implicam em menores tensões no lastro, com distribuição mais uniforme das tensões. Porém, essa variação de rigidez dos dormentes apresentou pouca influência na tensão vertical do subleito.

Teixeira (2003) realizou um estudo sobre a rigidez vertical da via para ferrovias de alta velocidade lastreadas, com o objetivo de comparar esse parâmetro com os custos de manutenção e a qualidade geométrica. Para tanto, foi feita uma modelagem tridimensional da via, na qual adotou comportamento elástico linear dos materiais, ao considerar que para uma via consolidada se tem principalmente deformações elásticas, em análises dinâmicas. Teixeira (2003) fez estudos do comportamento das camadas em função da geometria simulada, e dessa forma, concluiu que o modelo representado na Figura 14 teria dimensões suficientes para determinação dos esforços na via, para aplicação de carga estática vertical de uma roda.

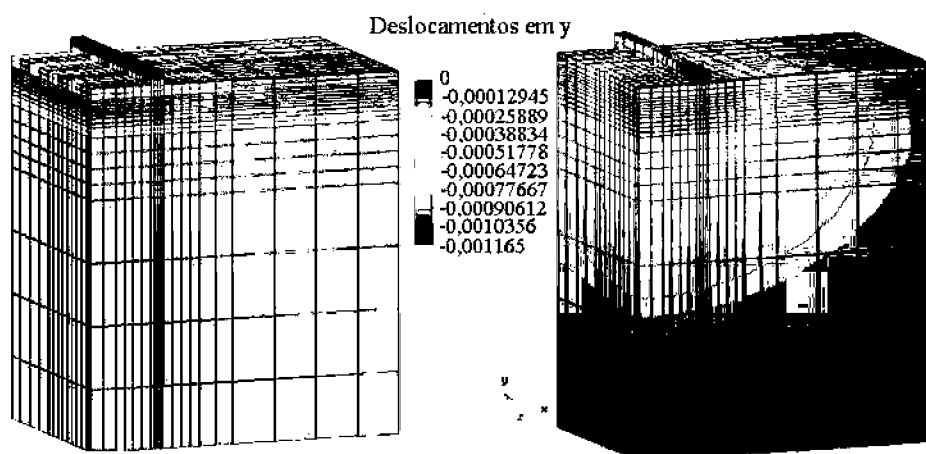
FIGURA 14 – DIMENSÕES DO MODELO PARA SIMULAÇÃO DA VIA FÉRREA EM ELEMENTOS FINITOS



FONTE: Adaptado de Teixeira (2003).

Com relação aos itens empregados na malha, Teixeira (2003) aponta que elementos com formulação quadrática, como o hexaedro de 20 nós, forneceram melhores resultados, principalmente em termos de tensão, e com menor densidade de malha em relação a outros com formulação linear. Para ilustrar a malha empregada, esta é apresentada na Figura 15 junto com resultados de deslocamentos verticais obtidos por Teixeira (2003).

FIGURA 15 – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS, E RESULTADOS DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS



FONTE: adaptado de Teixeira (2003).

Teixeira (2003) elaborou diversos estudos paramétricos, variando as propriedades elásticas e espessuras das camadas da via, para avaliar sua influência no comportamento mecânico. Concluiu que para uma mesma via, a variação apenas do módulo de elasticidade do subleito tem grande influência na rigidez da mesma, principalmente quando este valor se situa entre 12 e 80 MPa. Ao se considerar um subleito de boa qualidade, com módulo de elasticidade de 80 MPa, as variações do módulo de elasticidade do lastro e do sublastro, de 130 a 250 MPa e de 100 a 1000 MPa respectivamente, apresentaram pouca influência no parâmetro de rigidez da via. E, ainda, concluiu que a influência da espessura das camadas granulares (lastro e sublastro) é significativa apenas no caso de subleitos com baixo módulo de elasticidade (na ordem de 12 MPa), no qual o aumento da camada granular de 45 cm para 100 cm resultou em um aumento de 20% na rigidez vertical da via.

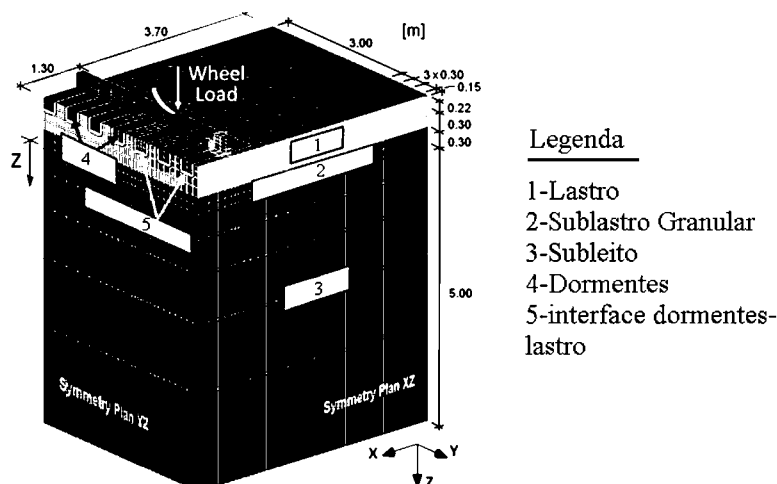
Correia (2007), também realizou um estudo paramétrico da via férrea, através do programa Ferrovia, variando os parâmetros de entrada do software, que englobam as propriedades mecânicas e características geométricas dos trilhos, dormentes, camadas de lastro, sublastro e subleito. O autor não identificou diferenças significativas, em termos

de deflexão da via, para o emprego de diferentes valores do coeficiente de Poisson, coesão e ângulo de atrito do lastro, sublastro e subleito. Foi analisada também a influência do módulo de elasticidade do sublastro com relação aos deslocamentos verticais, e essa influência se mostrou pequena.

Foi analisada também a influência do módulo de elasticidade do subleito, em relação ao deslocamento vertical da via. Verificou que essa relação não é linear, como apresentado, e conclui que para uma maior rigidez do subleito são esperadas menores deformações. Concluiu que para maiores valores do módulo de elasticidade do lastro resultam menores deformações na via. Correia (2007) também analisou o efeito do emprego de diferentes tipos de madeira do dormente em relação ao deslocamento, com consideração de diferentes módulos de elasticidade e percebeu que a variação da rigidez da madeira empregada como dormente apresentou pouca influência nos deslocamentos verticais da via.

Ferreira e Teixeira (2012) propuseram uma modelagem tridimensional em elementos finitos com o objetivo de comparar três diferentes condições do sublastro, uma com sublastro granular com espessura de 30 cm, outra com sublastro betuminoso com espessura de 12 cm, e ainda uma combinação das duas soluções, sendo uma espessura de 6 cm de material betuminoso e 20 cm de material granular. Segundo os autores, a modelagem em elementos finitos é eficaz nesse tipo de análise, que visa avaliar diferentes escolhas de projeto. As características do modelo estão apresentadas na Figura 16. Foi adotado comportamento elastoplástico para as camadas granulares e de solo, e comportamento linear elástico para o sublastro betuminoso, trilhos, placas de apoio e dormentes de concreto.

FIGURA 16 – MALHA E CONDIÇÕES DE CONTORNO DO MODELO DA VIA FÉRREA



FONTE: adaptado de Ferreira e Teixeira (2012).

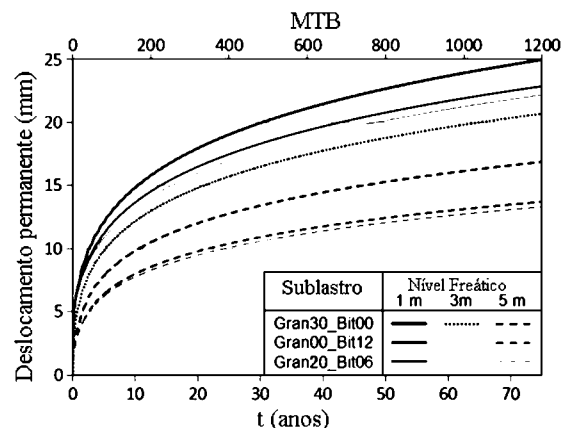
Na comparação entre as três alternativas estudadas para o sublastro, Ferreira e Teixeira (2012) concluíram que o nível de tensão no subleito para ambas é similar, da mesma forma que a rigidez global da via. Os autores compararam as soluções para o sublastro em relação ao comportamento de longo prazo da via, em termos de deformação permanente do subleito, com emprego do modelo de Tseng e Lytton (1989). Na presente pesquisa foi empregada uma metodologia similar, onde foram estimados os deslocamentos permanentes pelo mesmo modelo de Tseng e Lytton (1989).

Para aplicar esse modelo, Ferreira e Teixeira (2012) dividiram o subleito de cinco metros em onze subcamadas, com espessuras determinadas em função da malha, para que obtivessem resultados de tensão, deformação e umidade no centro de cada subcamada. A partir desses dados calcularam a deformação plástica de cada subcamada, através do modelo de Tseng e Lytton (1989), e obtiveram o deslocamento permanente do subleito conforme a Equação 42, ao considerar a contribuição de cada subcamada.

$$\delta_{p,i}(N) = \sum_{j=1}^{j=11} \varepsilon_{p,i}^j \cdot h^j \quad (42)$$

onde $\delta_{p,i}$ é o deslocamento permanente do subleito para um dia “i”, h^j é a espessura da subcamada “j” e $\varepsilon_{p,i}^j$ é a deformação permanente da subcamada “j” no dia “i”. No Gráfico 4 é apresentada a evolução dos deslocamentos permanentes no topo do subleito em função do tráfego transportado. No gráfico, as soluções para o sublastro estudadas são apresentadas como: “Gran30_Bit00”, correspondente a sublastro granular com espessura de 30 cm; “Gran00_Bit12” sublastro betuminoso com espessura de 12 cm; e “Gran20_Bit06”, que considera uma espessura de 6 cm de material betuminoso e 20 cm de material granular.

GRÁFICO 4 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTOS PERMANENTES NO TOPO DO SUBLEITO

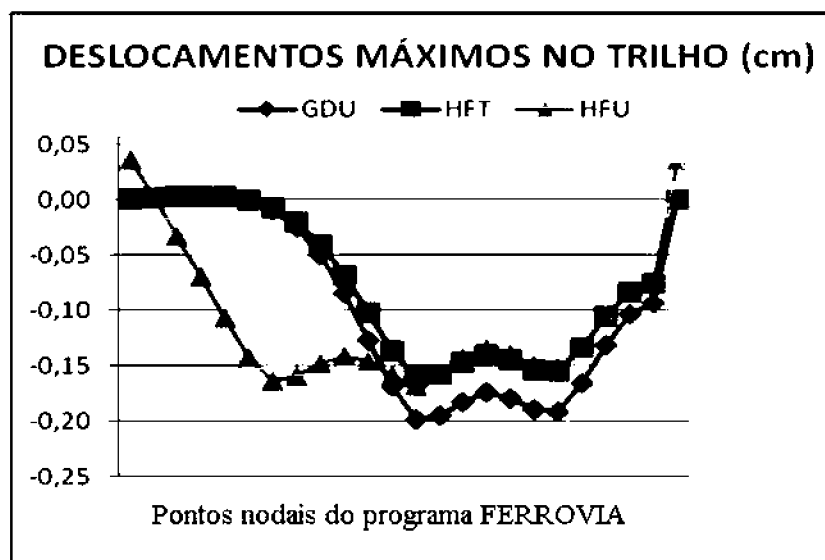


FONTE: adaptado de Ferreira e Teixeira (2012).

Os autores concluíram que as simulações considerando sublastro com camadas betuminosas resultaram em menores deslocamentos e deformações permanentes, o que foi atribuído à característica drenante dessas camadas.

Na análise do comportamento mecânico do pavimento ferroviário, Silva Filho (2013) estudou a influência de diferentes tipos de vagões nos deslocamentos de trilhos e dormentes, e também nas tensões das camadas inferiores. Para a análise foi considerado o pavimento ferroviário da Estrada de Ferro Carajás, e o comportamento mecânico deste em relação a três vagões com cargas de 120, 150 e 195 toneladas, denominados HFT, GDU e HFU. Foi empregada uma simulação numérica do problema, através do software Ferrovias 3.0, em que foram obtidos os deslocamentos e as tensões nas diferentes camadas. O autor concluiu que o vagão com maior carga, teve maior impacto na superestrutura em relação aos demais. Porém, a variação das tensões nas camadas de lastro, sublastro e subleito não foi significativa em decorrência dos diferentes carregamentos simulados. O Gráfico 5 apresenta os deslocamentos no trilho obtidos para os três vagões estudados pelo autor.

GRÁFICO 5 – DESLOCAMENTOS NO TRILHO PARA OS VAGÕES HFT, GDU E HFU



FONTE: adaptado de Silva Filho (2013).

Posteriormente, Silva e Guimarães (2015) analisaram o comportamento mecânico de uma plataforma ferroviária de 22 dormentes através do MEF. Foi considerado carregamento estático, aplicado através de uma força concentrada no boleto, e comportamento elástico dos materiais, com módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson obtidos de Silva Filho (2013). Na análise foi utilizado o software ANSYS®, com emprego de elementos sólidos lineares para a modelagem do lastro, sublastro e subleito,

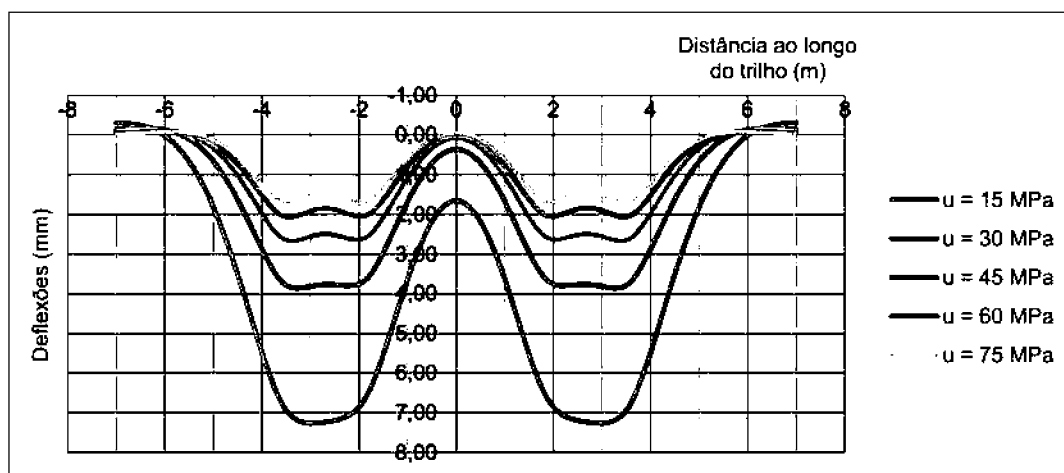
e elementos sólidos quadráticos para modelagem do trilho e dormentes. Foram utilizados elementos de contato na região de interação entre os dormentes e o lastro. Os resultados foram comparados com dados da literatura que simularam o mesmo problema no software Ferrovias 3.0. No modelo em elementos finitos foram obtidas maiores pressões de contato entre os dormentes e o lastro, e, por outro lado, menores tensões no solo em relação aos dados da literatura. Os autores atribuem as diferenças às simplificações e hipóteses que são adotados nos softwares, as quais não são necessariamente as mesmas.

Com relação às pesquisas sobre a via permanente destaca-se o trabalho de Monteiro (2015), que analisou a influência da rigidez vertical da via no comportamento mecânico, considerando efeitos estáticos e dinâmicos que influem no dimensionamento de linhas férreas. Nas análises estáticas o autor considerou o modelo de viga sobre fundação elástica com apoio contínuo e discreto, empregado na modelagem da grade ferroviária, além dos modelos empíricos de Talbot e da JNR (*Japanese National Railways*), utilizados na simulação de distribuição de esforços verticais nas camadas. Monteiro ainda utilizou o software Ferrovias 3.0, que simula a grade ferroviária e as demais camadas, através do método dos elementos finitos e do método das camadas finitas.

Monteiro (2015) fez um estudo parametrizado da influência da rigidez, considerando diferentes módulos de via, rigidezes de fixação, e módulo de elasticidade do subleito. Como resultado das análises estáticas, concluiu que para maiores valores de rigidez nos elementos da via os efeitos são benéficos para os momentos fletores, e para as deflexões do trilho, em termos de dimensionamento, são mais conservadores.

No entanto, esses valores devem se manter dentro de uma faixa, com limites superior e inferior. Caso a rigidez fosse muito elevada poderia implicar em um aumento de carga dinâmica e na ampliação da carga em determinadas camadas. E por outro lado, se a rigidez fosse baixa, haveria redução do número de repetição de cargas, e a via poderia apresentar um desempenho ruim, com problemas no trilho e nas camadas inferiores, incluindo fadiga e bombeamento de finos, em função de deflexões elevadas. O Gráfico 6 apresenta as deflexões no trilho para um mesmo carregamento e diferentes módulos de via.

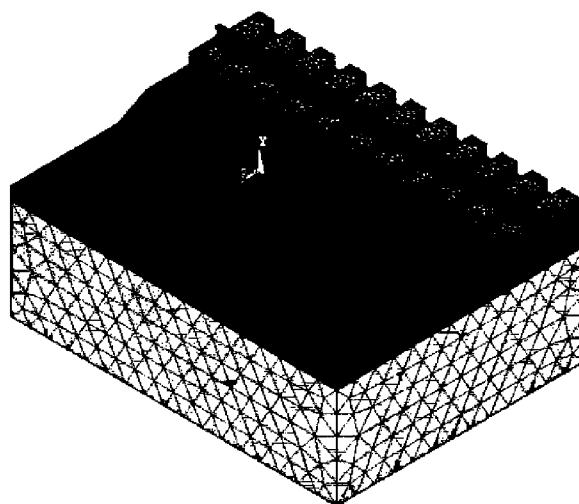
GRÁFICO 6 – DEFLEXÕES NO TRILHO PARA DIFERENTES MÓDULOS DE VIA



FONTE: Monteiro (2015), pág. 81.

O comportamento mecânico da via também foi estudado por Silva (2016), que buscou, através de uma modelagem em elementos finitos, avaliar o impacto de diferentes geometrias de dormentes na resposta mecânica do pavimento sujeito a cargas estáticas. O autor utilizou o software ANSYS® para a modelagem, e validou o modelo através de resultados de simulações da literatura que empregaram o software Ferrovias. Na modelagem, o trilho e os dormentes foram considerados como materiais elásticos-lineares, e o lastro, sublastro e subleito como materiais elastoplásticos. Na Figura 17 é apresentado o modelo elaborado pelo autor. Foi considerado o elemento SOLID187 para o trilho e os dormentes, e o elemento SOLID186 para as camadas de lastro, sublastro e subleito. Para a malha o autor utilizou elementos com configuração tetraédrica, e fez a simulação do contato entre os dormentes e o lastro.

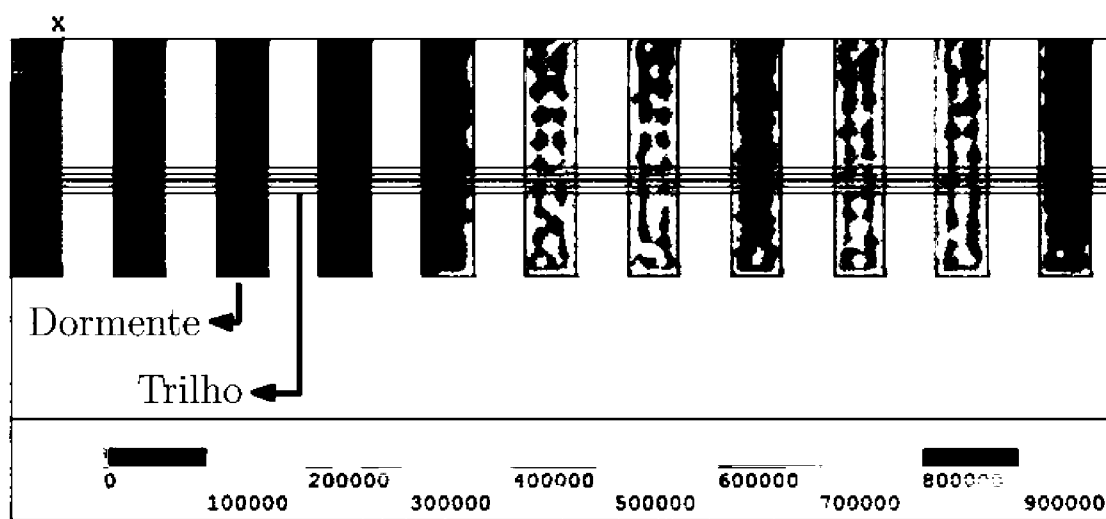
FIGURA 17 – MALHA EMPREGADA POR SILVA (2016)



FONTE: Silva (2016), pág. 76.

Como resultados da validação, Silva (2016) concluiu que estes foram compatíveis com a literatura, porém, foram obtidos menores valores de deslocamento do trilho, com diferença na ordem de 30%. Na análise das tensões das camadas do sublastro e subleito, os resultados foram coerentes, tendo apresentado maior sensibilidade na distribuição dos esforços, em comparação com os dados do software Ferrovias. Por outro lado, na análise de tensões no contato entre os dormentes e a camada do lastro, Silva (2016) obteve resultados elevados, em relação aos valores do estudo de referência, em decorrência de concentrações de tensão nas bordas dos dormentes, como apresentado na Figura 18. O pesquisador aponta que esse comportamento pode ser resultado do fato de ter considerado a ligação rígida entre o trilho e dormente, que resulta em rotação dos dormentes devido à deflexão do trilho, e assim concentra as tensões nas extremidades. Silva (2016), também atribui esse resultado à simulação da camada de lastro como um sólido isotrópico, hipótese que difere da situação real. E conclui que, devido a esse comportamento, os resultados de tensão no contato entre os dormentes e o lastro são muito elevados, e precisariam de validação com ensaios de campo.

FIGURA 18 – CONCENTRAÇÃO DE TENSÃO OBTIDA POR SILVA (2016), UNIDADE (Pa)

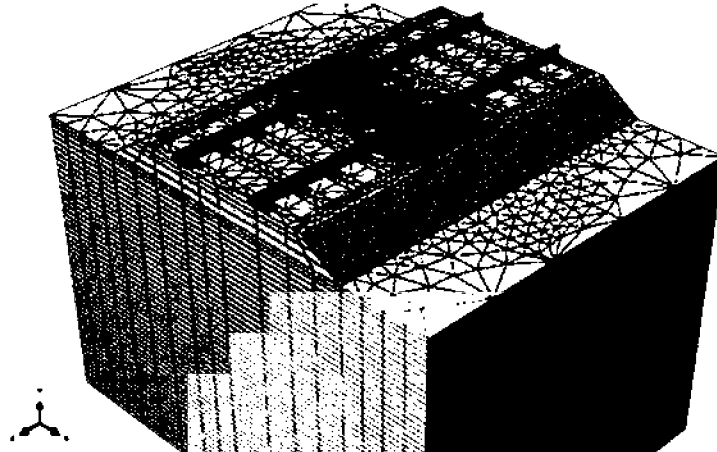


FONTE: adaptado de Silva (2016).

Rangel, Aragão e Motta (2015b) fizeram uma modelagem computacional, com emprego do método dos elementos finitos, para analisar o comportamento mecânico da via férrea com o uso de concreto asfáltico como camada de sublastro. Para permitir a comparação, fizeram simulações com sublastro asfáltico e sublastro granular, através do software Abaqus, como apresentado na Figura 19. Foi adotada uma espessura de 30 cm para o lastro granular, com módulo de elasticidade de 130 MPa, e coeficiente de Poisson de 0,2. Para o sublastro granular utilizaram uma espessura de 20 cm, com coeficiente de

Poisson de 0,3 e módulo de elasticidade de 200 MPa. Foram consideradas diferentes espessuras para o sublastro asfáltico, entre 5 cm e 15 cm, com módulo de elasticidade de 3, 6 e 9 GPa, e coeficiente de Poisson de 0,35. Para o subleito foi adotado módulo de elasticidade de 80 MPa, coeficiente de Poisson de 0,3 e espessura de 5 m.

FIGURA 19 – PAVIMENTO FERROVIÁRIO SIMULADO



FONTE: adaptado de Rangel, Aragão e Motta (2015b).

Rangel, Aragão e Motta (2015b), concluíram que, devido à maior rigidez do sublastro asfáltico, foram obtidos deslocamentos verticais no topo do trilho até cerca de 12% menores, em comparação com o sublastro granular. Com relação às tensões nos dormentes, não perceberam diferenças significativas para o emprego dos dois tipos de sublastro. Mas notaram que quanto maiores a espessura e rigidez da camada de sublastro asfáltico, maiores são as tensões verticais no lastro. Da mesma forma, as tensões no próprio sublastro asfáltico também resultaram maiores, em função da sua maior rigidez. Em relação ao sublastro granular, o emprego de sublastro asfáltico resultou em diminuição da tensão vertical no topo do subleito para camadas com espessuras maiores de 10 cm, essa diminuição atingiu cerca de 23% para camadas de 15 cm.

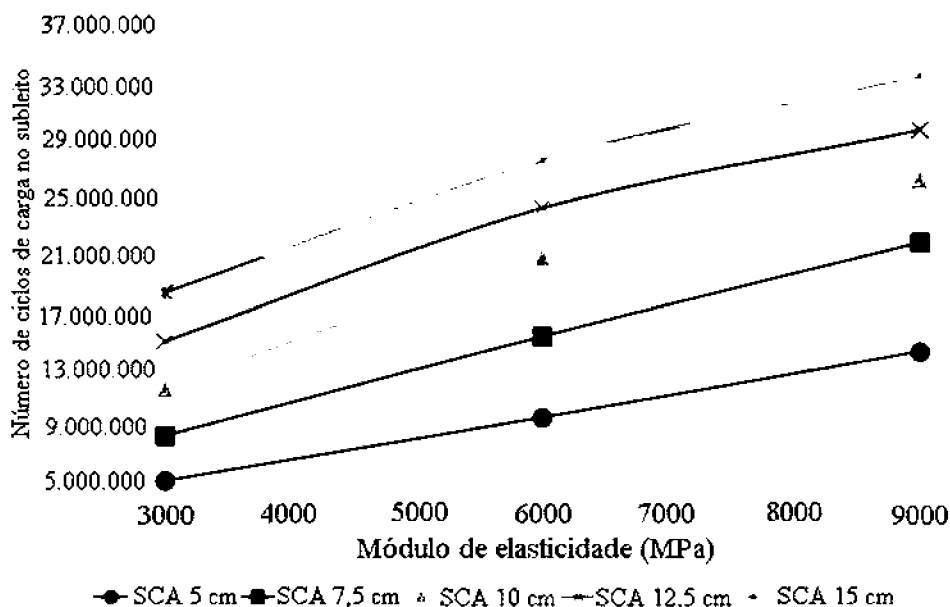
Por fim, determinaram o número de repetições admissíveis para o subleito, segundo a Equação 43 utilizada pelo Kentrack, que faz uma análise de danos em função da tensão de compressão no subleito.

$$N_{sl} = 4,837 \cdot 10^{-5} \sigma_c^{-3,734} M_{r_{sl}}^{3,583} \quad (43)$$

Onde N_{sl} é o número admissível de repetições de carga no subleito, σ_c é a tensão de compressão no topo do subleito (psi), e $M_{r_{sl}}$ o módulo do subleito (psi).

Os resultados para a vida em fadiga do subleito estão apresentados no Gráfico 7, para diferentes espessuras simuladas do sublastro de concreto asfáltico (SCA), considerando a mesma carga de 320 kN por eixo. Os autores concluíram que a vida do pavimento é mais influenciada pela espessura da camada de SCA do que pela sua rigidez.

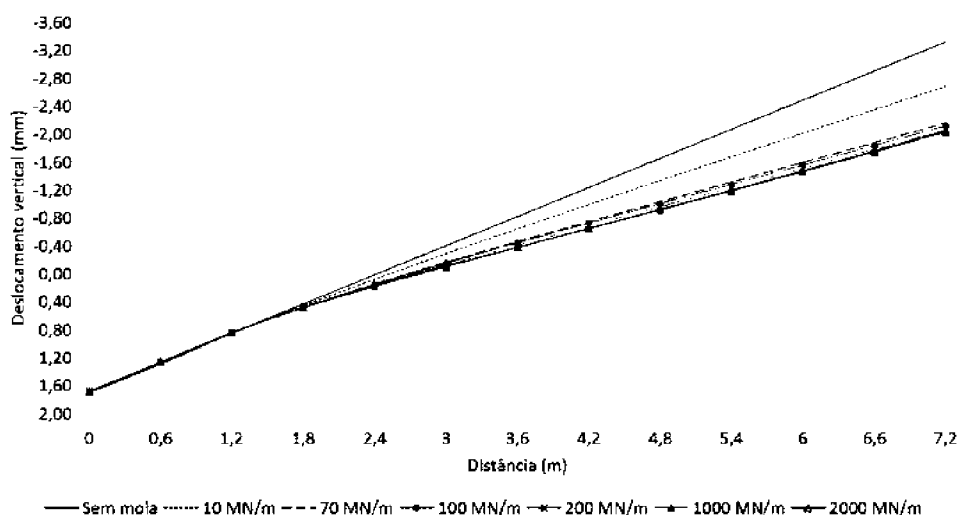
GRÁFICO 7 – NÚMERO DE CICLOS DE CARGA NO SUBLEITO, PARA DIFERENTES ESPESSURAS DO SUBLASTRO DE CONCRETO ASFÁLTICO (SCA).



FONTE: Rangel, Aragão, e Motta (2015b), pág. 13.

Rangel, Aragão e Motta (2015a) estudaram o comportamento mecânico da fixação elástica do tipo Pandrol e-Clip para avaliar como poderia ser simulada em modelos do pavimento ferroviário. Esse tipo de fixação é comumente empregada em ferrovias do Brasil, como na Estrada de Ferro Carajás. Foi elaborada uma modelagem tridimensional da via em elementos finitos, com consideração de comportamento elástico de todos os materiais. O modelo considerou 25 dormentes, que resultou em um comprimento de 12 m, ao considerar espaçamento de 60 cm entre os mesmos. O objetivo foi avaliar o emprego de molas de diferentes rigidezes para simular o efeito da fixação elástica entre o trilho e os dormentes, de modo que estas ofereciam a única restrição ao deslocamento vertical dos trilhos. Os autores analisaram os resultados de deslocamentos verticais do topo do trilho na posição dos dormentes para a aplicação de uma carga estática de 160 kN, como apresentado no Gráfico 8. Os resultados estão apresentados em função da distância do ponto de aplicação da carga ($x = 0$ m).

GRÁFICO 8 – DESLOCAMENTO VERTICAL DO TRILHO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DAS MOLAS

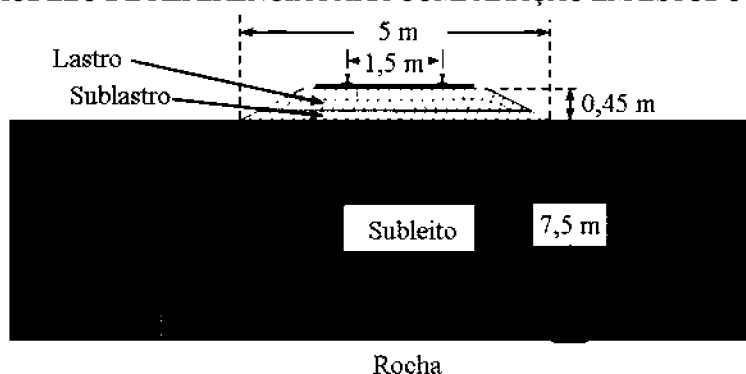


FONTE: Rangel, Aragão e Motta (2015a), pág.11.

No gráfico 8 os valores negativos de deslocamentos estão relacionados ao levantamento do trilho. Verificaram que nos pontos de deslocamento vertical positivo, situação onde há compressão entre o trilho e o dormente, a variação de rigidez da mola não teve grande influência nos deslocamentos, pois gerou diferenças de deslocamentos menores que 5%. As diferenças são mais acentuadas nas posições onde há o levante do trilho. Por isso, concluem que a modelagem do conjunto de fixação como molas não é adequada, e recomendam a simulação de uma camada entre o trilho e o dormente com espessura e propriedades elásticas que melhor represente essa ligação.

Sayed (2016) elaborou uma modelagem tridimensional do pavimento ferroviário, com emprego do método dos elementos finitos, e comparou diferentes propriedades dos materiais em um estudo paramétrico. No modelo considerou a geometria como apresentado na Figura 20. A partir desse modelo variou as propriedades de módulo de elasticidade e espessura das camadas de lastro, sublastro e subleito.

FIGURA 20 – MODELO DE REFERÊNCIA PARA COMPARAÇÃO EM ESTUDO PARAMÉTRICO



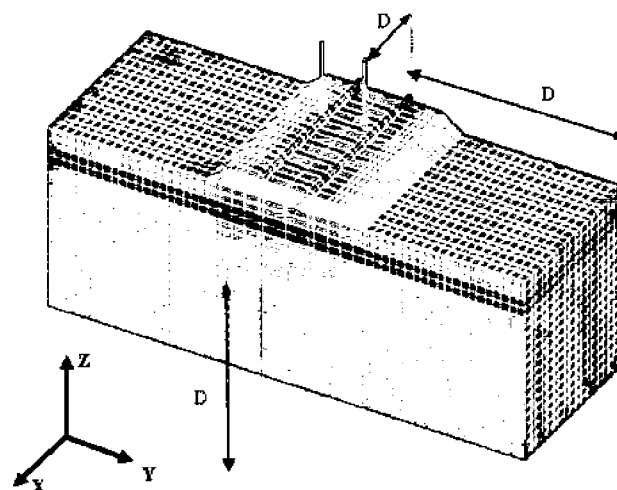
FONTE: adaptado de Sayeed (2016).

Concluiu que a deflexão do trilho é afetada de maneira mais acentuada pela variação do módulo de elasticidade do subleito, no qual menores módulos resultam em maiores deflexões. Com menor intensidade, percebeu a mesma tendência para a diminuição do módulo de elasticidade e da espessura do lastro e sublastro. Mas, não notou essa mesma tendência para o subleito, pois menores espessuras dessa camada resultaram em menores deflexões do trilho. Notou que a tensão vertical no lastro sofre influência do módulo de elasticidade do lastro e do subleito, de modo que maiores módulos do lastro e menores módulos do subleito resultam em maiores tensões verticais no lastro.

Para o sublastro e o subleito foram notados comportamentos similares. As duas camadas ficam sujeitas a um aumento da tensão vertical em função de maiores módulos de elasticidade do subleito, e, por outro lado, têm redução de tensão vertical quando são empregadas maiores espessuras do lastro. No entanto, para maiores espessuras do sublastro essa camada fica sujeita a maiores tensões, enquanto para o subleito se tem um efeito de diminuição da tensão vertical.

Giner et al. (2016) estudaram a rigidez vertical da via e o seu comportamento em função de cargas dinâmicas, através de uma modelagem da ferrovia. Os autores utilizaram o software ANSYS® para elaborar um modelo tridimensional da via, como apresentado na Figura 21.

FIGURA 21 – MODELO TRIDIMENSIONAL PROPOSTO POR GINER *et al.* (2016)



FONTE: GINER et al. (2016), pg 361

Os autores consideraram comportamento elástico para o trilho, placas de apoio e dormentes. Para as camadas inferiores consideraram comportamento elastoplástico, ao realizarem análises estáticas. E comportamento elástico em análises dinâmicas da via. Os autores apontaram algumas dificuldades encontradas para a simulação via MEF, entre

elas a diferente ordem de magnitude dos elementos da via férrea, na qual comparam a altura do trilho (na ordem de centímetros) com a espessura do subleito (na ordem de metros). Ao simularem meios contínuos, apontam que as respostas de tensão nas camadas de lastro e sublastro não apresentam uma boa aproximação. Mas concluem que, de maneira geral, as respostas de deflexão da via são satisfatórias com o MEF, e que essa modelagem permite a simulação de diferentes características da via, como diferentes geometrias e condições de contorno.

3 METODOLOGIA

Neste trabalho, foi realizada uma simulação numérica de um pavimento ferroviário sujeito à carregamentos usuais. Nesse intuito foi empregado o software comercial ANSYS® de elementos finitos para a modelagem dos elementos da via, tais como trilho, dormentes, lastro, sublastro e subleito, para obtenção de tensões e deslocamentos. Conforme discutido anteriormente, este software já foi empregado por diversos autores para determinação das tensões e deslocamentos na via permanente como Silva (2016), Giner et al. (2016), Gallego et al. (2013) entre outros.

A metodologia foi dividida em duas fases, uma que detalha a elaboração do modelo da via férrea proposto em MEF, e outra para detalhar os estudos feitos a partir do modelo: elaboração de estudos paramétricos e análise do comportamento mecânico dos elementos da via em função dos ciclos de carregamento.

Na primeira fase, foi realizada uma simulação prévia da via férrea, considerando o trilho apoiado em base elástica, e as respostas desse modelo foram comparadas com resultados de Silva Filho (2013). Após a validação desse modelo inicial, foi elaborado um modelo mais robusto, no qual foi simulado o trilho apoiado nos dormentes, lastro, sublastro e subleito, através de uma modelagem tridimensional de todos os elementos, considerando a interação entre eles e as características de comportamento de cada um.

Na segunda fase da metodologia, a partir dos modelos desenvolvidos anteriormente, foram realizados estudos paramétricos. Nestes avaliou-se o comportamento mecânico do pavimento ferroviário, em relação a tensões e deformações, em função de diferentes características dos materiais de trilho, dormentes, lastro, sublastro e subleito da via. Para isso, foram feitas simulações com uma ampla gama de valores dos parâmetros elásticos disponíveis na literatura e nas normas técnicas, com vistas a estudar situações mais críticas e fornecer subsídios para o dimensionamento de vias novas ou restauradas.

Por fim, foram feitas análises para avaliar o efeito dos ciclos de carregamentos nas deformações da camada do subleito, e também do número de ciclos para a falha dessa camada. Essas análises foram realizadas para as simulações consideradas no estudo paramétrico, de modo a identificar a gama de variação desses resultados, em função das propriedades consideradas no estudo. Isto com intuito de permitir balizar o dimensionamento de vias férreas, de maneira a contribuir com a identificação do comportamento mecânico, dentro do intervalo de propriedades avaliadas.

A seguir são descritas as fases da metodologia em maiores detalhes. Inicialmente são apresentados os estudos preliminares para elaboração do modelo em MEF. Posteriormente são apresentadas as etapas do estudo paramétrico, análise de comportamento mecânico em função dos ciclos de carga e número de ciclos para a falha do subleito.

3.1 FASE DE ELABORAÇÃO DO MODELO

Nas seguintes seções são apresentados os estudos preliminares, que iniciaram a pesquisa e forneceram base para a validação das ferramentas utilizadas. Primeiro apresenta-se um modelo simples de trilho apoiado em base elástica, onde o trilho foi modelado de maneira tridimensional, e os demais elementos foram considerados através de apoios de molas discretas. Posteriormente, apresenta-se um modelo tridimensional de toda a via férrea, onde também os dormentes, lastro, sublastro e subleito foram simulados considerando a sua geometria real. Ambas as simulações foram modeladas no software ANSYS®.

3.1.1 Modelo de pavimento ferroviário simples de um trilho tridimensional sob base elástica

Nesse exemplo buscou-se elaborar um modelo de trilho em 3D apoiado em base elástica, com apoios de molas discretos, a partir de dados da literatura que já apresentassem resultados de deslocamentos, e que dessa forma pudessem servir como referência para contrastar a solução.

O modelo foi baseado no trabalho de Silva Filho (2013), que simulou o comportamento mecânico do pavimento ferroviário da Estrada de Ferro Carajás. O autor considerou as características reais da ferrovia como cargas usuais dos trens, características do material do lastro, sublastro e subleito, e também as propriedades e dimensões dos trilhos e dormentes. Na análise de deformações e tensões Silva Filho (2013) utilizou o software Ferrovia 3.0.

As principais características do pavimento ferroviário modelado pelo autor são apresentadas na Tabela 5:

TABELA 5 – CARACTERÍSTICAS SIMULADAS

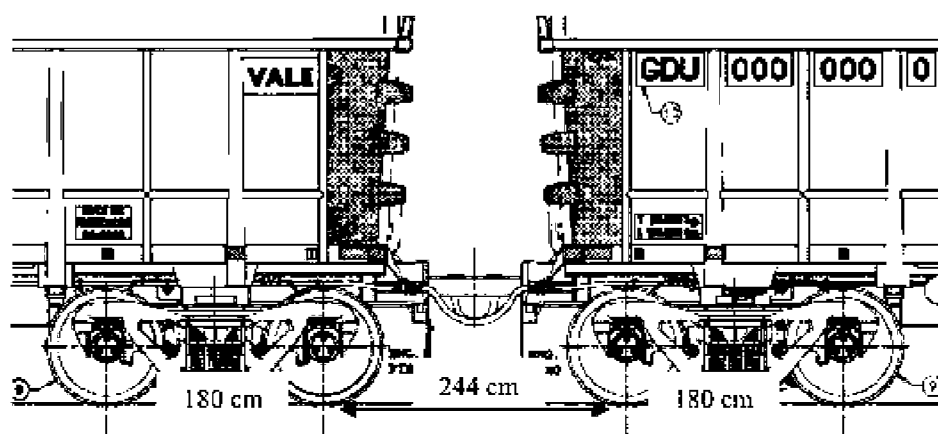
Bitola	1,6 m
Espaçamento entre dormentes	0,61 m
Módulo de Elasticidade do trilho	205.000 MPa
Área da seção transversal do trilho	0,0086 m ²
Momento de inércia do trilho	0,395 m ⁴
Largura do patim	0,15 m

FONTE: Adaptado de Silva Filho (2013).

A simulação de Silva (2016) considerou uma grade com 11 dormentes ao todo, e devido ao espaçamento entre dormentes, o comprimento resultou em 6,71m. Foram utilizados valores de coeficiente de Poisson, coesão e ângulo de atrito para as camadas de lastro, sublastro e subleito. Esses valores não foram aqui apresentados, pois na análise feita no presente trabalho essas camadas do pavimento foram consideradas através do módulo da via, considerando o trilho sobre apoio de molas discretas, segundo o coeficiente de rigidez de apoio apresentado no referencial teórico.

Para o carregamento será analisado apenas uma das três condições de carga que o autor utilizou, o qual considerou três vagões diferentes, que são utilizados na Estrada Ferro Carajás, para transporte de minério. Dessa forma, será feita a comparação para o pavimento ferroviário sob a carga do vagão gôndola, denominado GDU, com peso de 1471 kN. A Figura 22 apresenta a posição de engate entre dois vagões, onde estão indicadas as posições das rodas, que definem a posição das cargas.

FIGURA 22 - POSIÇÃO DAS RODAS NO ENGATE ENTRE VAGÕES GDU



FONTE: Silva Filho (2013), pág. 87.

A carga por roda foi considerada por Silva (2016) como 196,13 kN, e a posição de engate entre vagões, como apresentada na Figura 22, foi considerada como a condição crítica de carregamento para o vagão, devido à proximidade entre as rodas dos dois

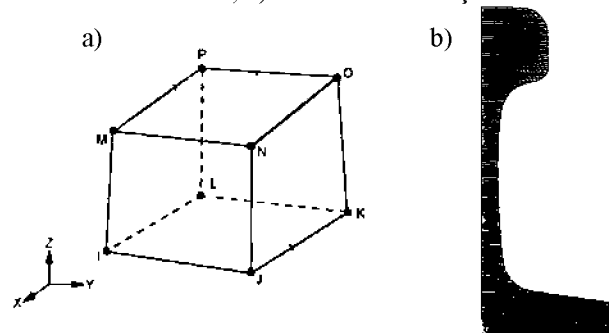
vagões. Foi simulada a carga de apenas um vagão, ao ser considerada a simetria do carregamento. As cargas foram aplicadas nas mesmas posições que Silva Filho (2013) considerou, a partir da geometria dos vagões, no qual o eixo de simetria do carregamento foi posicionado na extremidade do modelo. Elas foram aplicadas como cargas concentradas no boleto, aplicadas diretamente em nós que correspondiam à posição requerida.

Foi elaborado um modelo no qual o trilho foi considerado apoiado por molas para simular a resposta mecânica dos demais componentes da via, conforme as teorias analíticas da via, que consideram o trilho apoiado em base elástica, como apresentado no referencial teórico, na seção 2.2.4.

No modelo foi considerado apenas um trilho, por simetria o trilho foi modelado como um sólido. Foi adotado o perfil TR-68, que foi importado de software CAD (*Computer-Aided Design*) e analisado no ANSYS®. Em função da simetria da seção transversal do trilho foi simulada apenas metade do perfil, como apresentado na Figura 23 (b), e para tal foram consideradas as condições de contorno necessárias. Como apresentado na seção 2.1, o perfil do trilho é instalado com uma inclinação em função da placa de apoio, que no Brasil comumente corresponde à 1:20. Para facilitar a modelagem, no presente trabalho não foi considerada essa inclinação.

A partir da seção transversal, o perfil do trilho foi estendido, de modo a gerar um modelo tridimensional do mesmo. Para a modelagem do trilho foi utilizado o elemento SOLID 185 da biblioteca do ANSYS®, que é um elemento hexaédrico, adequado para modelagens em três dimensões. Conforme apresentado na Figura 23 (a), o elemento possui oito nós, com três graus de liberdade por nó, definidos por deslocamentos nas direções x, y e z (ANSYS, 2013). Na Figura 23 (b) é apresentada a malha da seção transversal do trilho, em que foi considerada apenas metade do perfil, em função de sua simetria.

FIGURA 23 – a) ELEMENTO SOLID185, b) MALHA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO TRILHO

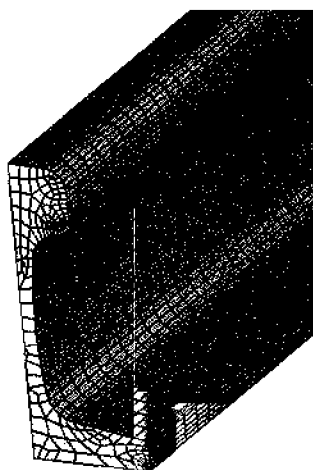


FONTE: a) Adaptado de Ansys (2013); b) O Autor (2019).

A malha do trilho foi definida através do comando “VSWEEP” do software, que permite fazer a malha para um volume a partir da delimitação prévia da malha de uma seção, a qual é distribuída para o volume.

Ao todo foram utilizados 73920 elementos finitos, número grande devido ao comprimento do trilho. Na Figura 24 é apresentada a malha do trilho em perspectiva, para demonstrar a dimensão dos elementos na direção longitudinal.

FIGURA 24 - MALHA DO TRILHO, VISTA ISOMÉTRICA

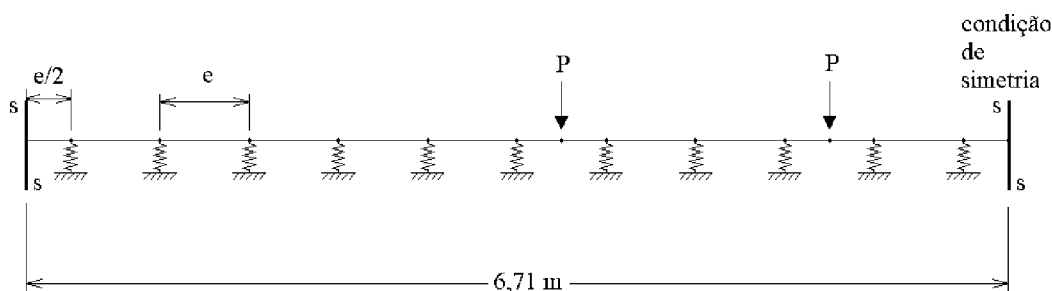


FONTE: O autor (2019).

Foi utilizado para o comprimento do trilho o mesmo valor empregado por Silva Filho (2013), ou seja, 6,71 m. Para o trilho foi considerado o mesmo módulo de elasticidade usado por Silva (2016), e como não foi fornecido o valor do coeficiente de Poisson, foi adotado o valor de 0,3 valor normalmente empregado para trilhos.

Foram considerados 11 dormentes, simulados como apoios de molas discretas. Na Figura 25 a seguir é ilustrado o modelo com suas dimensões, posição das cargas e condições de contorno.

FIGURA 25 - MODELO DO TRILHO SOBRE APOIO DE MOLAS DISCRETAS



FONTE: O autor (2019).

Na Figura 25 o espaçamento entre dormentes é indicado pela letra e , o qual corresponde a 0,61 m.

O trilho foi considerado apoiado sob molas discretas, cuja rigidez foi determinada com base no coeficiente de rigidez, conforme apresentado no referencial teórico na seção 2.2.4, Figura 9. As molas foram modeladas na posição dos dormentes, pois são as posições de apoio do trilho. A rigidez das molas foi calculada conforme apresentado no referencial teórico na Equação 23, em função do espaçamento entre dormentes, e do módulo de via, apresentada novamente na Equação 44, por conveniência.

$$k_{eq} = a u \quad (44)$$

onde k_{eq} é o coeficiente de rigidez de apoio (N/m), a é o espaçamento entre dormentes (m), e u o módulo de via (N/m²). Segundo Selig e Waters (1994), o valor do módulo de via não pode ser determinado a partir das propriedades dos elementos da via, mas precisa ser determinado em campo. Silva Filho (2013), não utilizou e nem citou valores do módulo de via para a ferrovia em estudo, portanto, esse valor foi adotado a partir da pesquisa de Costa (2016), que analisou esse parâmetro da ferrovia.

Costa (2016) determinou valores para o módulo de via para a Estrada de Ferro Carajás, a partir de dados coletados “in situ”, e concluiu que esse valor apresenta variações em função da carga aplicada, e também das condições da estrutura da via, o que pode mudar para cada trecho. Para vias com lastro novo, determinou valores do módulo de via entre 34 e 84 MPa. A norma americana, AREMA (2013, apud Costa, 2016), indica para vias com dormente de concreto, compactado pelo tráfego, o valor 41,4 MPa para o módulo de via.

Como foram encontrados mais de um valor para o módulo de via, foi feito um estudo comparativo dentro da faixa de valores pesquisados. Foram feitas três análises, uma empregando o valor de 41,4 MPa indicado pela norma americana (AREMA, 2013 apud Costa, 2016), e mais duas análises com os valores de 60 MPa e de 80 MPa, de modo a compreender o intervalo de valores encontrados para o módulo de via da ferrovia. A Tabela 6 apresenta os valores de módulo de via (u) utilizados, e a rigidez de apoio (k_{eq}) respectiva para cada um, calculada conforme a Equação (44).

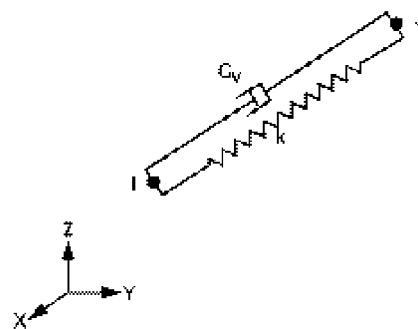
TABELA 6 – VALORES DE MÓDULO DE VIA E RESPECTIVA RIGIDEZ DE APOIO UTILIZADOS

u (MPa)	keq (N/m)
41,4	$25,25 \times 10^6$
60	$36,6 \times 10^6$
80	$48,8 \times 10^6$

FONTE: O autor (2019).

O apoio de molas foi modelado através do elemento Combin14, que é um elemento viscoelástico, com possibilidade de comportamento de mola uniaxial. Na Figura 26 é apresentado o elemento na sua forma de mola, para o qual podem ser atribuídos valores da rigidez da mola (k), e valores de coeficiente de amortecimento (c_v).

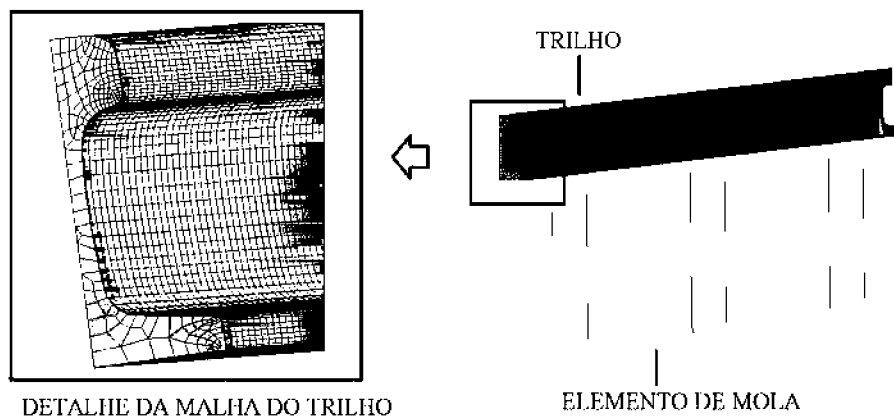
FIGURA 26 - ELEMENTO COMBIN14



FONTE: Ansys (2013).

Para cada posição de dormente foi modelado um elemento de mola, a partir de um nó do patim e outro nó distante 50 cm na vertical, que define a base da mola que foi engastada. O comprimento do elemento foi arbitrado e não interfere nos resultados. Para todas as molas foi atribuído o mesmo valor da rigidez da mola correspondente ao valor do coeficiente de rigidez. A Figura 27 apresenta o modelo elaborado em elementos finitos.

FIGURA 27 - MODELO EM ELEMENTOS FINITOS PARA O TRILHO SOBRE APOIO DE MOLAS DISCRETAS



DETALHE DA MALHA DO TRILHO

ELEMENTO DE MOLAS

FONTE: O autor (2019).

Foi considerada a condição de simetria para ambas as seções transversais, e para a seção longitudinal do trilho. Com esses dados apresentados o programa calcula os deslocamentos do trilho, e as tensões no mesmo. Os valores de deslocamentos do trilho foram utilizados para aferir o modelo com os resultados apresentados por Silva Filho (2013), e serão apresentados na seção 4.1.

3.1.2 Modelo de pavimento ferroviário tridimensional

No modelo simples de pavimento ferroviário, apresentado no item anterior, a via foi modelada a partir da consideração do trilho apoiado em base elástica e foi considerada a geometria tridimensional do trilho. Os demais elementos da via foram representados através de apoios de molas discretos, considerando a rigidez desses elementos por meio do módulo de via, através do coeficiente de rigidez de apoio. A partir desse modelo simplificado foi possível obter as tensões e deformações no trilho, mas não se obtém esses resultados para os demais elementos da via.

Dessa forma, com intuito de obter uma análise mais robusta do comportamento mecânico da via e resultados em todos os seus elementos, foi elaborado um modelo tridimensional do pavimento ferroviário. Giner et al. (2016) aponta que foram feitos alguns modelos bidimensionais na literatura, com consideração de estado plano de deformação, mas que não foram obtidos resultados satisfatórios, o que fomentou a predominância da modelagem tridimensional de ferrovias. Assim, neste trabalho foram simuladas as geometrias tridimensionais e propriedades mecânicas dos trilhos, dormentes, lastro, sublastro e subleito.

Foram utilizados dados de simulação similar na literatura, entre elas as mesmas condições de geometria, propriedades dos materiais e carregamentos simulados por Silva (2016). O autor fez uma simulação tridimensional da via em MEF, por meio do software ANSYS®, para avaliar o comportamento de um trecho da Estrada de Ferro Carajás, conforme já apresentado na Figura 17, do capítulo 2 na seção 2.7.

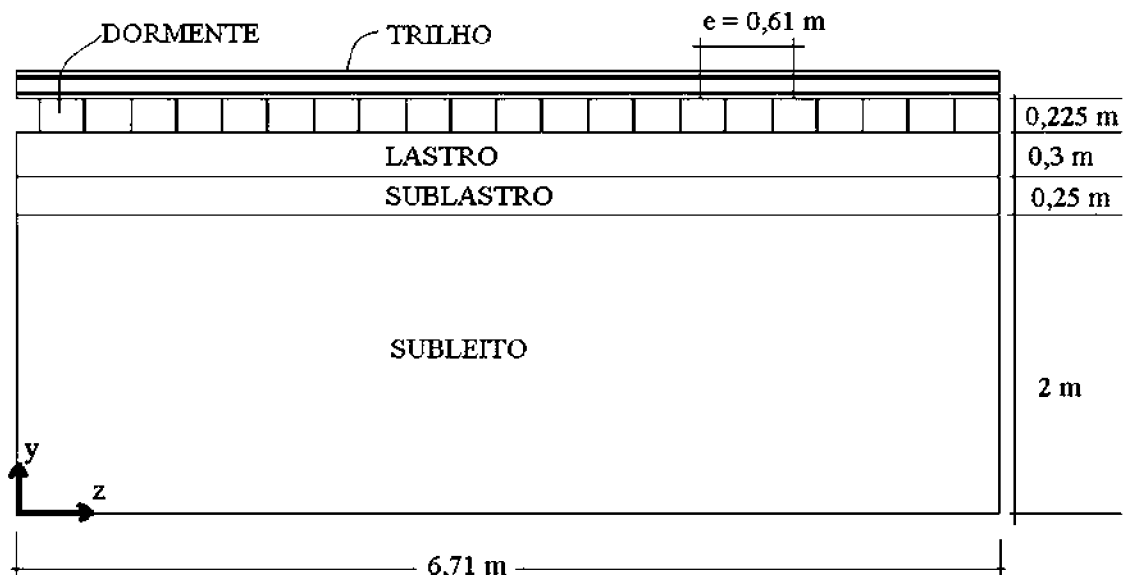
Com relação às dimensões adotadas para o modelo, estas foram baseadas nos valores empregados por Silva (2016), e serão descritas a seguir.

3.1.2.1 Geometria do pavimento ferroviário tridimensional

O modelo considera o perfil TR-68 para o trilho, bitola de 1,6 m, e espessuras de: 0,3 m para o lastro, 0,25 m para o sublastro, e 2 m para o subleito. Ao considerar a

simetria longitudinal e transversal da via, foi simulada apenas um quarto da seção transversal, procedimento também adotado por diversos autores como Profillidis (1986), Ferreira e Teixeira (2012), e Silva (2016). Foram modelados 11 dormentes, considerando o espaçamento de 0,61 m entre eles, conforme Silva (2016). Na direção transversal (direção do comprimento dos dormentes) o modelo tem dimensão de 5 m, a partir do eixo da via. Foram considerados dormentes de concreto, com comprimento de 2,8 m, largura de 0,3 m e altura de 0,225 m. Foi definido um comprimento de 0,85 m para a ombreira do lastro, com inclinação do talude de 3:2 (h:v). A geometria considerada está representada na Figura 28 e 29.

FIGURA 28 – GEOMETRIA DO MODELO NA DIREÇÃO DO TRILHO

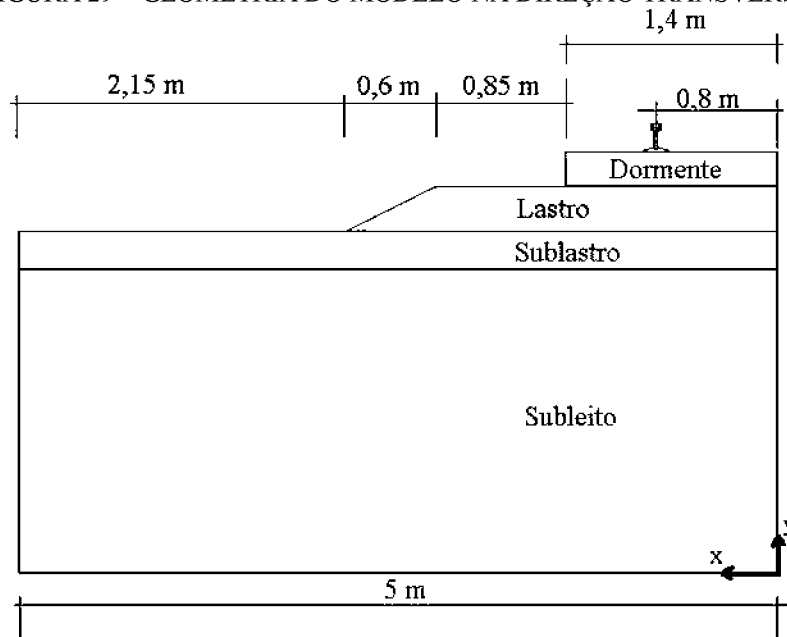


FONTE: O autor (2019).

Na Figura 28 é possível identificar a altura do dormente e as espessuras das camadas de lastro, sublastro e subleito. Também está indicado na figura o espaçamento entre dormentes de 0,61 m. Na Figura 29 estão indicadas as dimensões do modelo na direção da seção transversal.

Foi tomada a geometria real do perfil do trilho TR-68, importada de software CAD, no formato “.iges”, para o ANSYS®. O trilho foi considerado unido aos dormentes, como uma ligação rígida, sem a simulação de elementos de fixação, nem placa de apoio. Da mesma forma, os dormentes foram unidos à camada de lastro, e essa camada em conjunto com o sublastro e subleito foram unidas entre si, havendo compatibilização de deslocamentos nas interfaces, o que foi realizado através do comando “*vglue*” que une os volumes selecionados.

FIGURA 29 – GEOMETRIA DO MODELO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL



FONTE: O autor (2019).

3.1.2.2 Propriedades dos materiais

As propriedades dos materiais também foram consideradas de acordo com as apresentadas por Silva (2016), exceto por pequenos ajustes. O autor tomou por base o comportamento elástico linear para o trilho e dormentes, elástico linear plástico para o lastro e subleito, e elástico não linear plástico para o sublastro. Porém, no presente trabalho todos os materiais foram simulados como elástico lineares, de modo a permitir menor tempo de processamento. Assim, foram empregados os valores de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson apresentados por Silva (2016). A única exceção foi a camada de sublastro, para a qual o autor não apresentou valor do módulo de elasticidade. Portanto, para essa camada foi utilizado o valor apresentado por Guimarães e Silva Filho (2014), que simulou a mesma ferrovia, e considerou valores compatíveis com os apresentados por Silva (2016). As propriedades adotadas estão resumidas na Tabela 7.

TABELA 7 – PROPRIEDADES ELÁSTICAS UTILIZADAS

Camada	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coefficiente de Poisson (ν) ⁵
Trilho*	205.000	0,3
Dormente (concreto)*	31.000	0,25
Lastro*	196	0,3
Sublastro**	78	0,4
Subleito*	78	0,4

FONTE: Adaptado de Silva (2016).

NOTA: * Dados de Silva (2016); ** Dados de Guimarães e Silva Filho (2014).

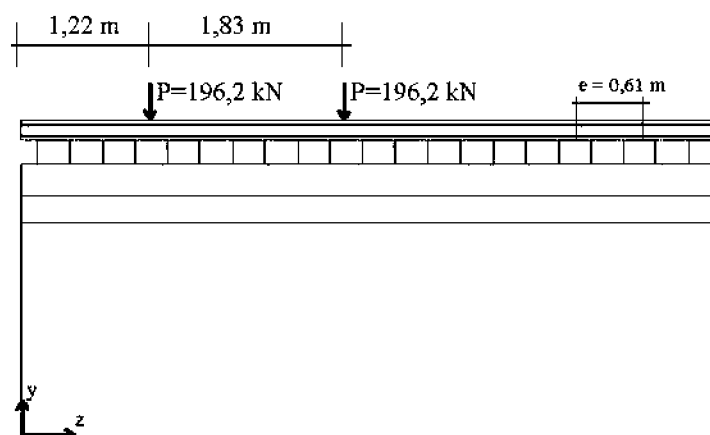
3.1.2.3 Condições de Contorno

Para o carregamento foi usado o valor e a posição da carga de acordo com o trabalho de Silva (2016). Foi considerada a carga estática por roda de 196,2 kN (20 tf), e a distância entre as rodas do vagão GDU, conforme a Figura 22. A posição de engate entre os vagões foi posicionada no eixo de simetria do modelo, assim, foi necessário aplicar a carga de duas rodas apenas. As cargas foram aplicadas como forças concentradas, no boleto do trilho, e a distância entre as cargas foi aproximada em 1,83 m em vez 1,8 m, para que as cargas fossem aplicadas no meio do vão entre os dormentes, como apresentado na Figura 30.

⁵ No presente trabalho será adotada a nomenclatura de “coeficiente de Poisson” para a constante “ ν ”, como apresentada por: TIMOSHENKO, S.P.; GERE, J. E. **Mecânica dos sólidos**: volume 1. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1983.

Outros autores denominam a constante “ ν ” como “módulo de Poisson”. Assim, a constante seria definida como $\nu=1/m$, onde ν seria o módulo de Poisson, e m o coeficiente de Poisson, como apresentando em: BORGES NETO, C. **Desenvolvimento de compósitos de resina epóxi e fibras de taquara-lixia (*merostachys skvortzovii sendulsky*), para aplicações estruturais**. 2014. 214 p. Tese (Doutorado em Engenharia e Ciência dos Materiais) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014.

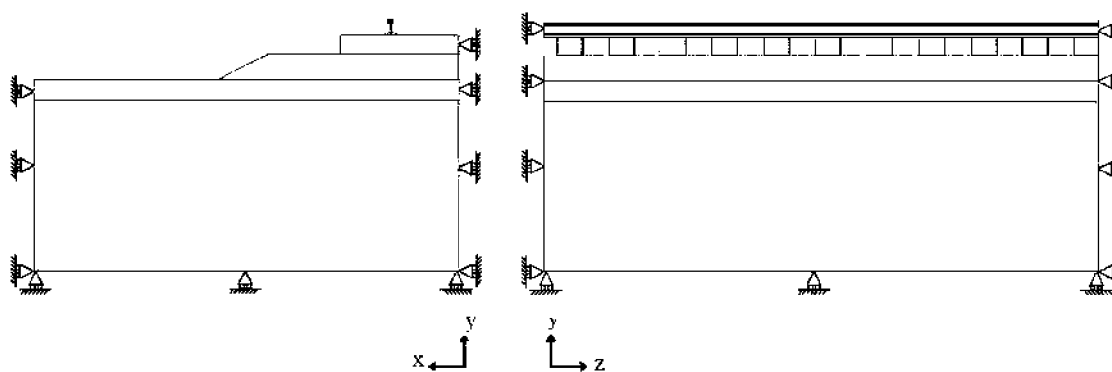
FIGURA 30 - POSIÇÃO DAS CARGAS DE RODA NO MODELO, EQUIVALENTES AO VAGÃO GDU



FONTE: O autor (2019).

Foram consideradas condições de simetria nas faces que limitam o modelo, onde foram impedidos os deslocamentos na direção perpendicular a esses planos. Com exceção da face superior do modelo, na qual não foi aplicada nenhuma restrição de deslocamento, conforme apresentado na Figura 31.

FIGURA 31 – CONDIÇÕES DE CONTORNO IMPOSTAS

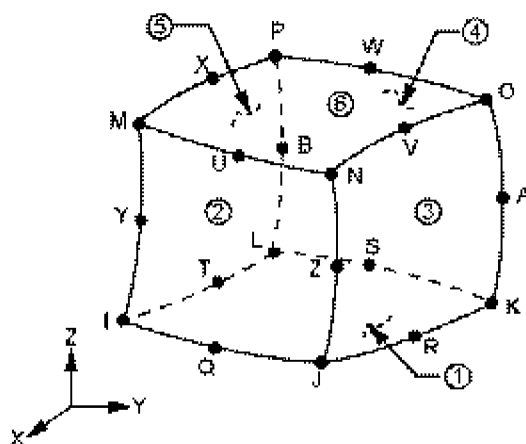


FONTE: O autor (2019).

3.1.2.4 Malha em elementos finitos

Para a malha foi utilizado o SOLID 186, um elemento hexaédrico, adequado para modelagens em três dimensões. Conforme apresentado na Figura 32, possui vinte nós, com três graus de liberdade por nó, definidos por deslocamentos nas direções x , y e z (ANSYS, 2013). Teixeira (2003) aponta que elementos com formulação quadrática, como é o caso do SOLID 186, apresentam melhores resultados para simulações da via férrea em comparação com os de formulação linear.

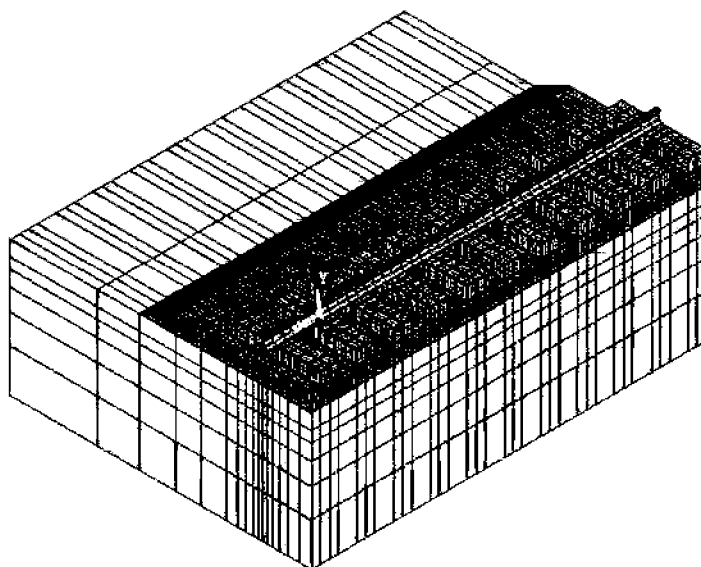
FIGURA 32 – ELEMENTO SOLID 186



FONTE: Adaptado de Ansys (2013).

Para permitir maior controle na geração da malha o modelo geométrico foi subdividido em vários volumes, como apresentado na Figura 33, ao todo foram gerados 4646 volumes.

FIGURA 33 – VOLUMES DO MODELO TRIDIMENSIONAL DA VIA FÉRREA



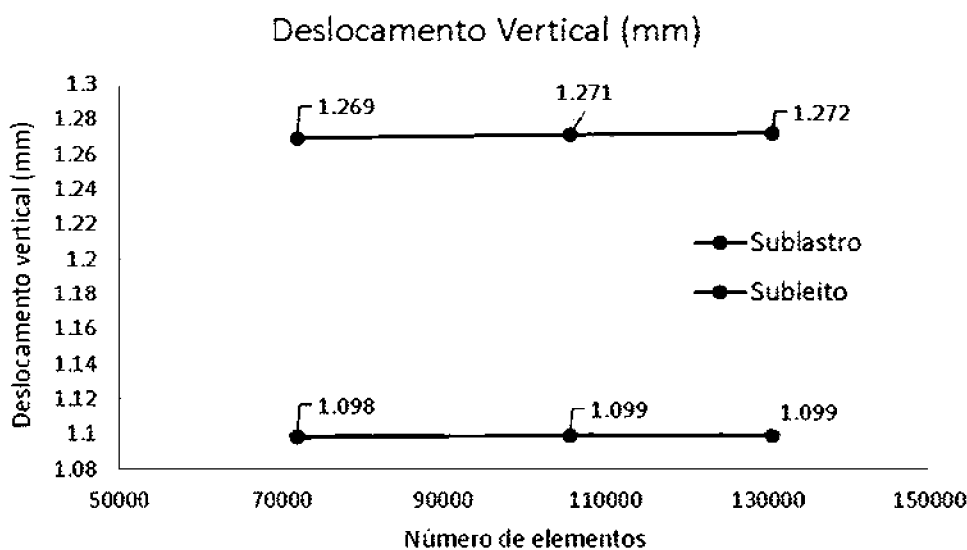
FONTE: O autor (2019).

A malha foi definida através do comando “VSWEEP” do software, que, a partir da delimitação do tamanho dos elementos em uma seção, distribui a malha para o volume. Para determinar a influência da densidade da malha nos resultados, foi realizado um estudo de convergência da mesma.

3.1.2.4.1 Estudo de convergência da malha

Ao todo foram realizadas três simulações, considerando malhas distintas, uma com 71.984 elementos, outra com 105.674 e ainda outra com 130.689 elementos. Como medida de comparação entre elas, foram analisados os resultados de deslocamento vertical no topo do subleito e do sublastro, em uma mesma posição, na projeção do trilho. Esses resultados estão apresentados no Gráfico 9.

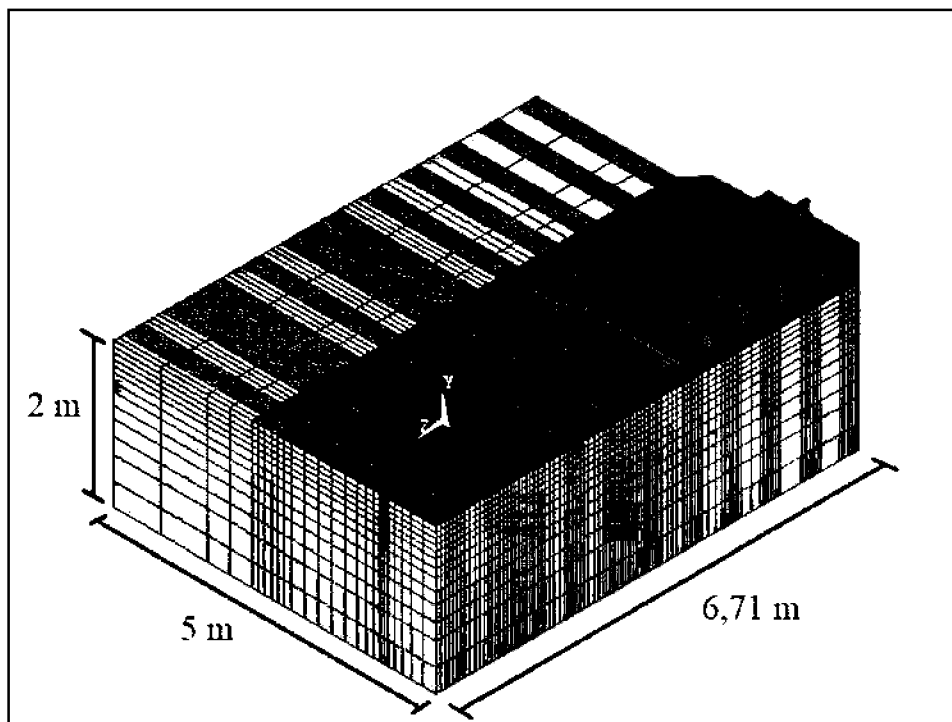
GRÁFICO 9 – COMPARAÇÃO DO DESLOCAMENTO VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO E DO SUBLASTRO PARA TRÊS MALHAS DISTINTAS



FONTE: O autor (2019).

Assim como os resultados de deslocamentos verticais, os valores de tensão de tensão vertical também apresentaram pequena variação. Ao analisar tanto os resultados de tensão vertical quanto de deslocamentos verticais, percebe-se que a partir da segunda malha testada não há ganho significativo em termos de resposta que justifique o esforço computacional. Dessa forma, decidiu-se utilizar a malha intermediária, com 105.674 elementos. A Figura 34 apresenta a malha adotada para o modelo.

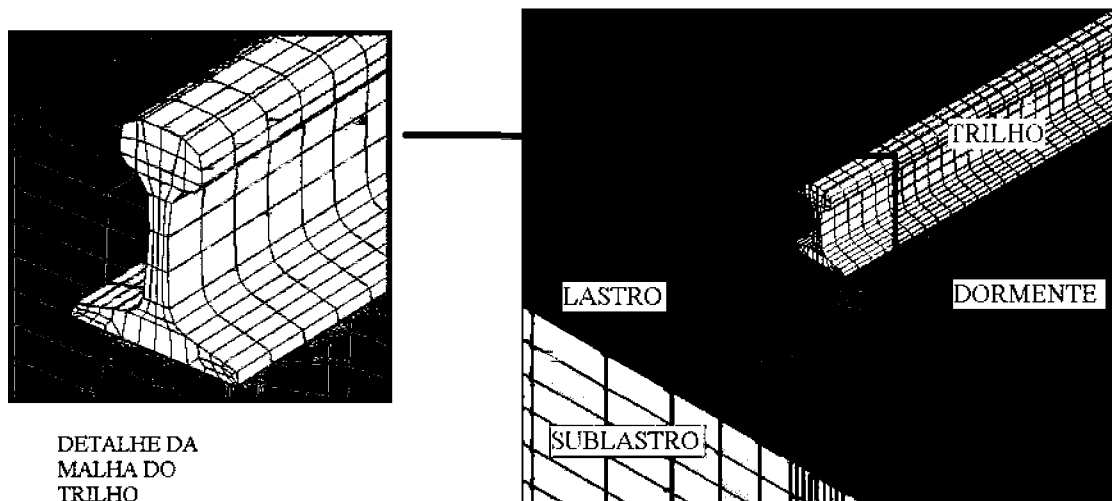
FIGURA 34 – MALHA DO MODELO ELABORADO EM ELEMENTOS FINITOS



FONTE: O autor (2019).

Na Figura 35 apresenta-se um detalhe da malha, para permitir visualizar o tamanho dos elementos do trilho e dos dormentes. A malha foi elaborada de forma a concentrar mais elementos nas posições próximas das cargas, e, à medida em que se distancia dessa região, os elementos são maiores.

FIGURA 35 – DETALHE DA MALHA NA REGIÃO DO TRILHO E DORMENTES

DETALHE DA
MALHA DO
TRILHO

FONTE: O autor (2019).

Nota-se na Figura 35 que o lastro foi modelado até a base do dormente apenas, o que foi feito de maneira similar por Silva (2016), trabalho utilizado como referência. A

norma NBR 7914/1990 regulamenta que o lastro deve ser coroado a 5cm da face superior do dormente, de modo a não cobrir o dormente. Gallego et al. (2013), não obtiveram bons resultados ao modelar a camada de lastro dessa maneira, pois obtiveram tensões de tração na camada de lastro acima da base dos dormentes, o que interferiu nos resultados de deslocamentos do lastro e das camadas inferiores. Dessa forma, consideraram como melhor solução não simular esse volume de lastro, como foi feito no presente trabalho.

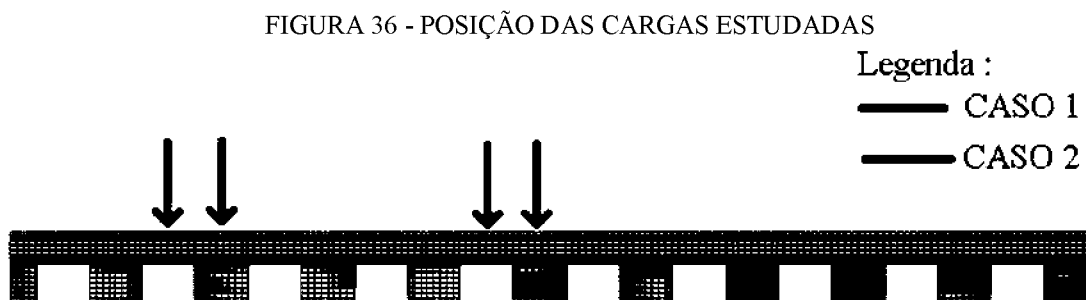
Por fim, para o modelo definido foi realizada a simulação do carregamento e os resultados são apresentados no capítulo 4.

3.2 FASE DE APLICAÇÃO DO MODELO DESENVOLVIDO

Na seção 3.1, foi apresentada a metodologia para elaborar o modelo da via em elementos finitos. A partir de então foram feitos estudos para avaliar a influência dos parâmetros de projeto no comportamento mecânico do pavimento. Inicialmente foi avaliada a influência da posição das cargas nas respostas de tensão na via, para avaliar qual seria a posição crítica. Posteriormente foram feitos estudos paramétricos, análise de deslocamentos permanentes e de fadiga do subleito.

3.2.1 Efeito da posição das cargas (identificação do caso crítico)

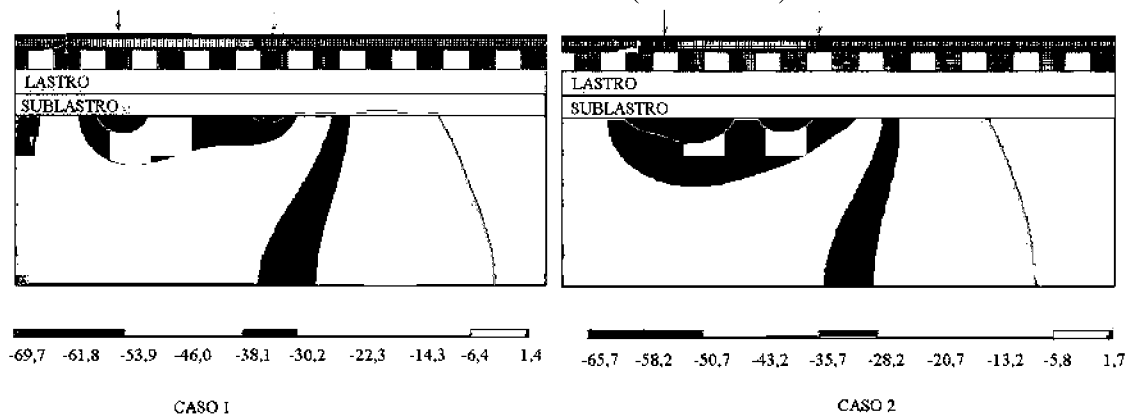
No modelo apresentado por Silva (2016), as cargas de roda foram aplicadas no meio do vão livre do trilho entre dois dormentes. Para avaliar se essa condição corresponderia a situação mais crítica para as camadas da via, em termos de tensão, foi realizada uma outra simulação, considerando as cargas aplicadas diretamente sobre o dormente. As configurações estudadas foram denominadas caso 1 para as cargas aplicadas sobre o dormente, e caso 2 para as cargas aplicadas no meio do vão, como ilustrado na Figura 36.



FONTE: O autor (2019).

Nessa comparação o objetivo foi apenas avaliar o efeito de diferentes posições da carga, portanto, todas as demais configurações do modelo foram mantidas as mesmas, incluindo o valor da carga e propriedades dos materiais. Na Figura 37 são comparados os resultados de tensão vertical no topo do subleito para as duas configurações estudadas.

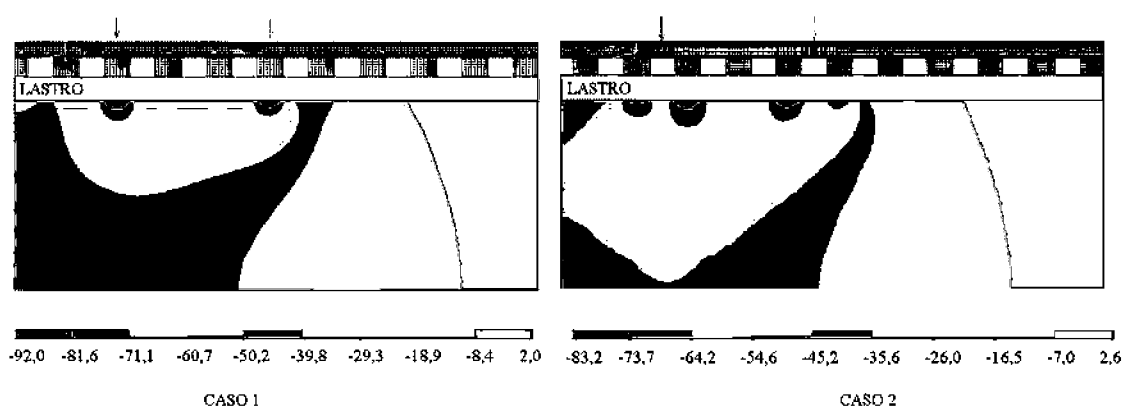
FIGURA 37- TENSÃO VERTICAL (kPa) NO TOPO DO SUBLEITO PARA AS POSIÇÕES DE CARGA ESTUDADAS (unidade: kPa)



FONTE: O autor (2019).

Percebe-se que para o caso 1, quando as cargas estão sobre o dormente, que as tensões verticais, indicadas na escala de cores abaixo da Figura 37 em kPa, são maiores no topo do subleito ($\sigma_c = -69,7$ kPa). Uma tendência de comportamento parecida é observada para as tensões no topo do sublastro (Figura 38):

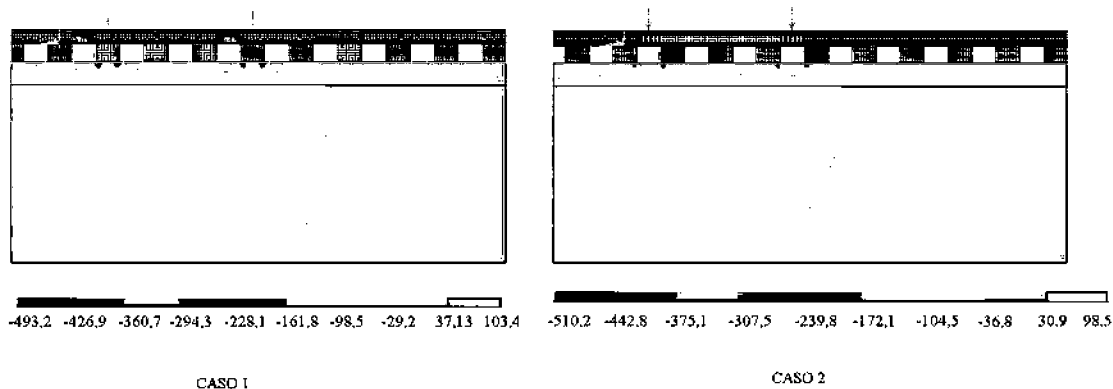
FIGURA 38- TENSÃO VERTICAL (kPa) NO TOPO DO SUBLASTRO PARA AS POSIÇÕES DE CARGA ESTUDADAS



FONTE: O autor (2019).

Para o sublastro, a diferença de tensão vertical é mais pronunciada, chegando a ser quase 10 kPa maior para o caso 1 em relação ao caso 2. Por fim, também são comparados os resultados de tensão vertical no lastro para as configurações estudadas, como apresentado na Figura 39.

FIGURA 39- TENSÃO VERTICAL (kPa) NO TOPO DO LASTRO PARA AS POSIÇÕES DE CARGA ESTUDADAS



FONTE: O autor (2019).

Para o lastro as tensões verticais resultam maiores para o caso 2. A Figura 39 indica que existem concentrações de tensão na região do lastro em contato com os dormentes mais próximos das cargas. Para o caso 2, a aplicação da carga no meio do vão entre os dormentes acarreta em uma tendência de giro dos dormentes, e devido à sua geometria retangular simplificada, os cantos atuam como concentradores de tensão. Esse resultado pode estar relacionado também ao fato da ligação entre os dormentes e o lastro ter sido considerada rígida, sem ter sido empregado um modelo mais elaborado de contato.

A partir dos resultados, determinou-se o caso 1 como mais crítico, no qual as cargas estão aplicadas acima do dormente, em função das tensões verticais no subleito terem resultado maiores.

3.2.2 Análise paramétrica dos elementos do pavimento ferroviário

A partir da validação do modelo tridimensional do pavimento ferroviário, e após a definição da posição crítica do carregamento, foi feito um estudo paramétrico da via, com o objetivo de avaliar a influência dos parâmetros mecânicos dos materiais e espessuras das camadas no comportamento mecânico do pavimento.

Para tanto, foi realizada uma pesquisa bibliográfica, a fim de identificar o intervalo de valores dos parâmetros mecânicos dos materiais utilizados em pavimentos ferroviários assim como os valores usais de espessura das camadas. Para cada fonte da literatura foi associado um número, conforme o Quadro 1, para simplificar a apresentação dos dados em gráficos e permitir identificar a fonte através do número.

QUADRO 1 - FONTES DE DADOS E RESPECTIVOS NÚMEROS

Número para identificar a fonte	Fonte	Número para identificar a fonte	Fonte
[1]	Silva Filho (2013)	[16]	Klincevicus (2011)
[2]	Monteiro (2015)	[17]	Teixeira (2003)
[3]	Gomes et al. (2016)	[18]	NBR 7511/2013
[4]	Correia (2007)	[19]	Spada (2003)
[5]	Osten (2012)	[20]	Gräbe e Clayton (2003)
[6]	Rangel, Aragão e Motta (2015c)	[21]	Santos et al (2017)
[7]	Rangel, Aragão e Motta (2015a)-e clip	[22]	Mei et al (2019)
[8]	Guimarães e Silva Filho (2014)	[23]	Li, Nimbalkar e Zhong (2018)
[9]	Silva e Guimarães (2015)	[24]	Varandas et al (2016)
[10]	Silva (2016)	[25]	Sayeed e Shahin (2016a)
[11]	Watanabe (2013)	[26]	Moormann et al (2016)
[12]	Fernandes (2011)	[27]	Sayeed e Shahin (2016b)
[13]	Ferreira e López-Pita (2015)	[28]	Profillidis (1986)
[14]	Ferreira e Teixeira (2012)	[29]	El Kacimi et al. (2013)
[15]	Silva (2018)	[30]	El-sayed et al. (2018)

FONTE: O autor (2019).

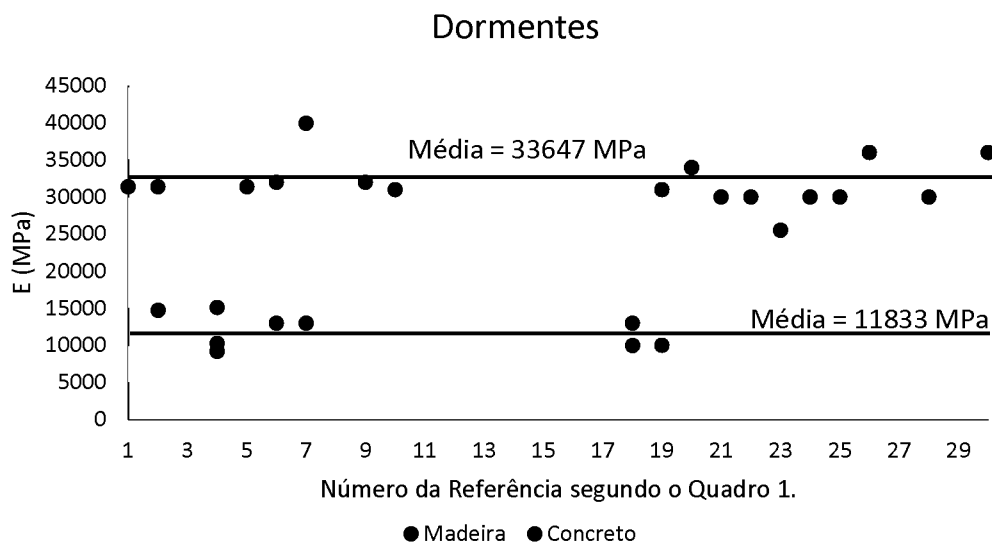
Foram fixadas algumas características da via sendo, para o trilho o perfil TR-68 e módulo de elasticidade de 210 GPa. O espaçamento entre dormentes de 0,61 m, seção retangular e comprimento do dormente de 2,8 m, bitola da via de 1,6 m, e espessura do lastro de 0,3 m.

Correia (2007) aponta que a variação do coeficiente de Poisson apresenta pouca influência no comportamento mecânico da via, desse modo, esse parâmetro não foi analisado no presente trabalho, sendo adotados valores de 0,3 para todos os materiais. Não foram variadas as características do carregamento, sendo utilizados os mesmos valores da validação do modelo, Figura 22, e a posição da carga foi definida como o caso 1, definido na seção 3.2.1. A carga corresponde a 196,2 kN por roda (20 tf), com espaçamento de 1,8 m entre rodas, e a posição de engate entre dois vagões foi posicionada no eixo de simetria do modelo, de modo que as cargas fossem aplicadas acima dos dormentes.

As variáveis analisadas foram o módulo de elasticidade dos dormentes, considerados de madeira e de concreto, assim como o módulo de elasticidade do lastro, sublastro e subleito. Foi observada também a influência das espessuras das camadas de sublastro e subleito. Dentro dos valores encontrados, selecionou-se os representativos, de forma a considerar os extremos (máximos e mínimos), e limitar o número de análises.

No Gráfico 10 apresenta-se a gama de resultados obtidos para o módulo de elasticidade dos dormentes, no qual as fontes dos dados estão indicadas através dos números que foram atribuídos no Quadro 1.

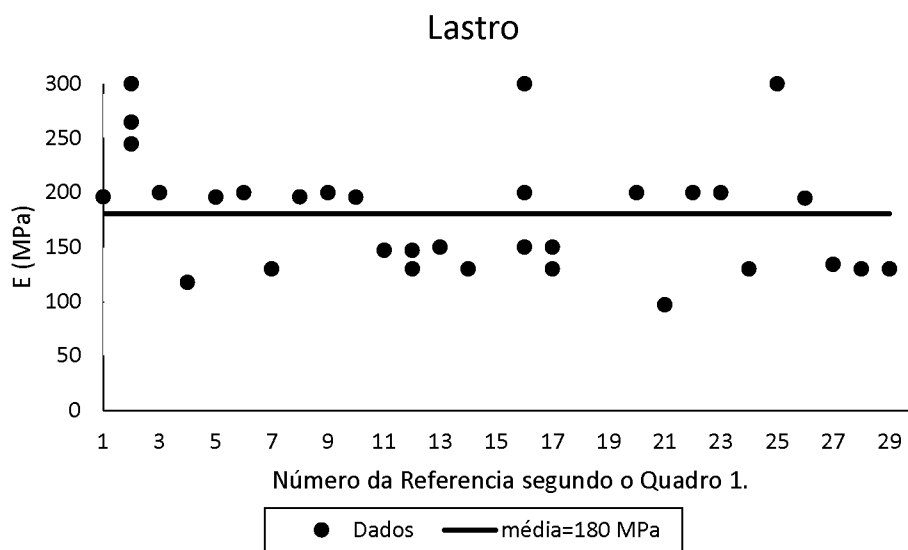
GRÁFICO 10 – INTERVALO DE VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS DORMENTES DE CONCRETO E MADEIRA (MPa)



FONTE: O autor (2019).

Dentre os valores para o módulo de elasticidade do dormente de concreto foram analisados os de 30.000 MPa, 34.000 MPa e 40.000 MPa. Para os dormentes de madeira, foram selecionados os valores de 13.000 MPa e 10.000 MPa, conforme requisitos mínimos da NBR7511/2013 para dormentes de madeira de 1ª e 2ª classe, respectivamente. Ainda foi analisado o valor do módulo de 15.000 MPa, como um valor recorrente na pesquisa bibliográfica. A pesquisa de valores obtidos para o lastro está representada no Gráfico 11, onde também está plotada a média dos valores.

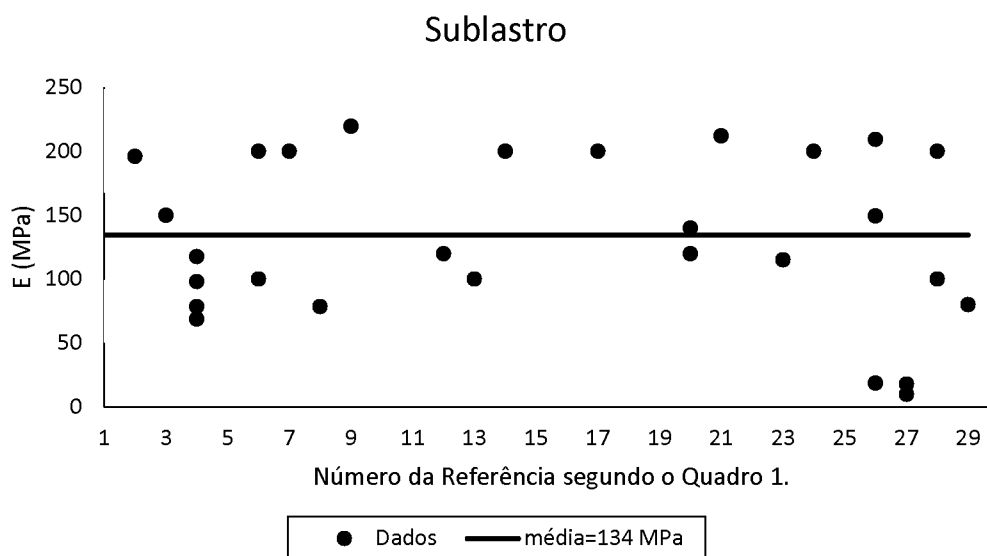
GRÁFICO 11 - INTERVALO DE VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO LASTRO (MPa)



FONTE: O autor (2019).

Dentre os valores apresentados no Gráfico 11 foram selecionados 5 dos módulos representativos da amplitude de variação desse parâmetro, são eles: 100 MPa, 150 MPa, 200 MPa, 250 MPa e 300 MPa. No Gráfico 12 apresentam-se os valores levantados para o módulo de elasticidade do sublastro.

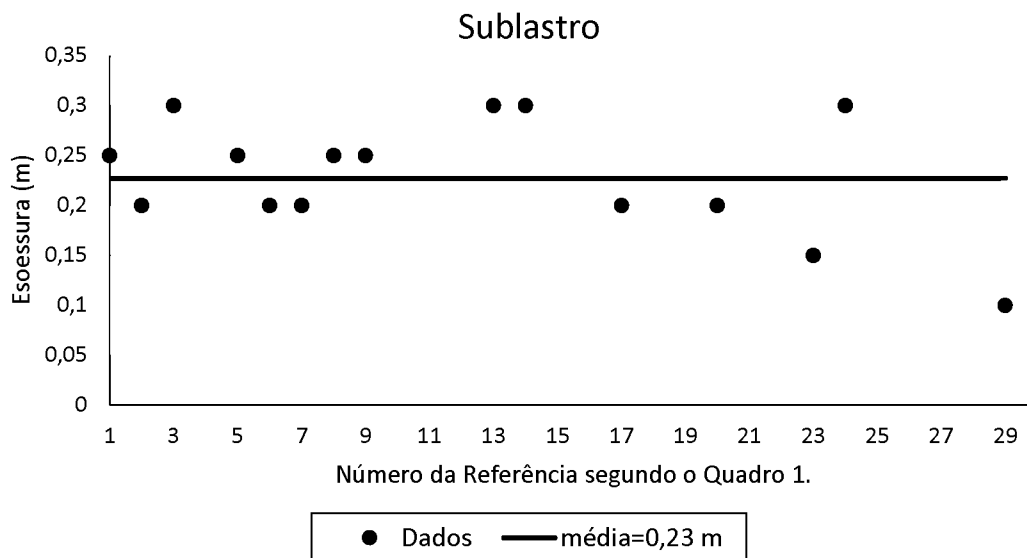
GRÁFICO 12 - INTERVALO DE VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SUBLASTRO (MPa)



FONTE: O autor (2019).

De maneira similar, foram determinados valores representativos para o módulo de elasticidade do sublastro, os quais foram 70 MPa, 100 MPa, 150 MPa, 200 MPa e 220 MPa. Os valores abaixo de 70 MPa foram considerados muito baixos, e não foram simulados no estudo paramétrico. Além do módulo de elasticidade, também foram coletados dados usais de espessura da camada de sublastro, os quais estão apresentados no Gráfico 13.

GRÁFICO 13 - INTERVALO DE VALORES DA ESPESSURA DO SUBLASTRO (m)

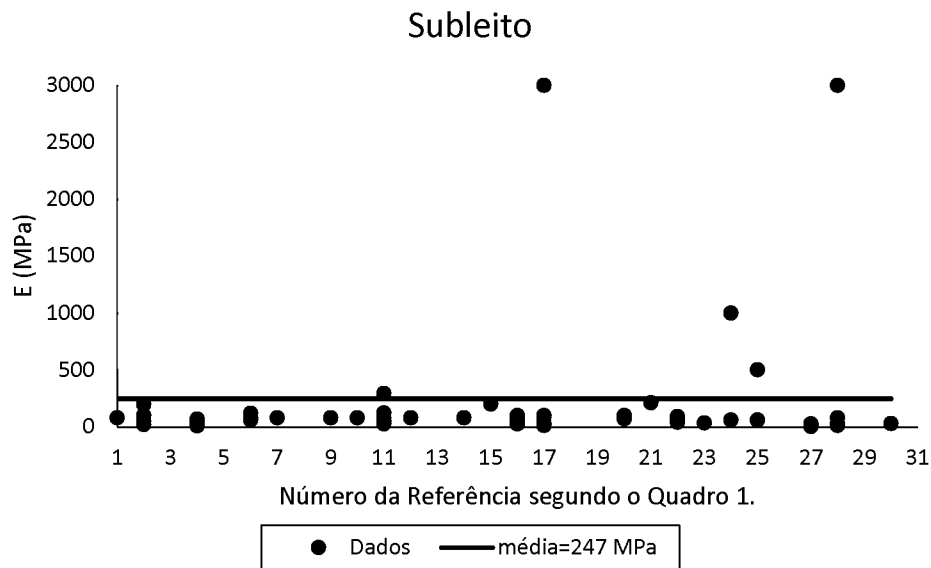


FONTE: O autor (2019).

Do Gráfico 13 percebe-se que há pouca dispersão dos valores encontrados para espessura do sublastro, que variam entre 0,1 m e 0,3 m. Dessa forma, foram escolhidos os valores para representar esse intervalo: 0,1 m, 0,2 m, 0,25 m e 0,3 m.

Com relação ao subleito foi encontrada uma grande dispersão de valores, como apresentado no Gráfico 14. Essa de gama de valores se justifica pela grande variabilidade de materiais que podem ser encontrados em campo. O maior valor, de 3.000 MPa corresponde à consideração de subleito rochoso. Na maioria dos casos os valores se situam entre 12 MPa e 100 MPa. Segundo Profillidis (1986), solos com módulo de 12,5 MPa correspondem a solos de baixa qualidade, solos com módulo de 25 MPa apresentam média qualidade, e para módulos de 80 MPa se consideram solos de boa qualidade para o subleito.

GRÁFICO 14 - INTERVALO DE VALORES DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SUBLEITO (MPa)

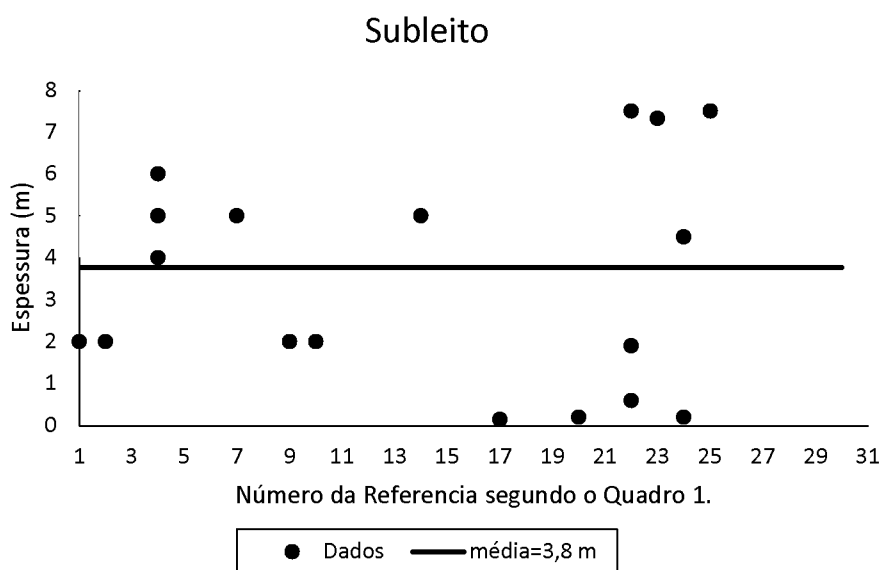


FONTE: O autor (2019).

De modo a representar esse intervalo de valores do módulo de elasticidade do subleito, foram empregados os seguintes módulos no estudo paramétrico: 12,5 MPa, 25 MPa, 60 MPa, 80 MPa, 100 MPa, 200 MPa, 300 MPa, 500 MPa e 3.000 MPa.

Com relação aos valores de espessuras atribuídas para a camada do subleito foram encontrados valores de 2 m até 8 m, como apresentado no Gráfico 15.

GRÁFICO 15 - INTERVALO DE VALORES DE ESPESSURA DA CAMADA DO SUBLEITO (m)



FONTE: O autor (2019).

A média dos valores considerados foi de 3,8 m. Para obter o intervalo de espessuras encontradas, foram simuladas as espessuras de 2 m, 5 m, 7,5 m e também incluído o valor de 10 m.

As simulações foram realizadas de forma a identificar a influência da variação de um parâmetro isoladamente, mantendo as demais propriedades do modelo. Assim, foi definida uma configuração de referência, a partir da qual foram variados, um de cada vez, os valores de módulo de elasticidade e espessura das camadas, para identificar sua relação com o comportamento mecânico da via. Na Tabela 8 apresentam-se os valores adotados como referência, que são típicos, frequentemente utilizados em análises do pavimento ferroviário.

TABELA 8 – PARÂMETROS DE REFERÊNCIA PARA O ESTUDO PARAMÉTRICO

ELEMENTO	E (MPa)	Coefficiente de Poisson	Dimensões (m)
Trilho	210 x 10 ³	0,3	perfil Tr-68
Dormente: madeira	13000	0,3	B=0,24; h=0,17; L=2,8
Dormente: concreto	30000	0,3	B=0,3; h= 0,225; L=2,8
Lastro	150	0,3	Espessura= 0,3
Sublastro	200	0,3	Espessura= 0,25
Subleito	80	0,3	Espessura= 5

FONTE: O autor (2019).

Foram adotados um valor de referência para o dormente de madeira, e outro para o dormente de concreto, dessa forma todos os resultados do estudo paramétrico foram obtidos tanto para vias com dormente de madeira, quanto para vias com dormente de concreto.

A partir da definição dos valores de referência, na Tabela 8, são apresentadas a seguir outras tabelas com as variações de cada parâmetro considerado, para resumir as simulações feitas. Os valores das demais propriedades, quando omitidos, se referem aos de referência, conforme a Tabela 8. Inicialmente são demonstradas as variações do módulo de elasticidade dos dormentes de madeira na Tabela 9.

TABELA 9 – VARIAÇÕES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO DORMENTE DE MADEIRA

Elemento	Simulação	E (MPa)
Dormente de madeira	1	10000
	2	13000
	3	15000

FONTE: O autor (2019).

Na Tabela 10 são relacionadas as variações do módulo de elasticidade dos dormentes de concreto.

TABELA 10 – VARIAÇÕES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO DORMENTE DE CONCRETO

Elemento	Simulação	E (MPa)
Dormente de concreto	4	30000
	5	34000
	6	40000

FONTE: O autor (2019).

Os dados sinalizados em negrito correspondem aos valores adotados como referência. Na sequência são apresentadas as tabelas com o resumo das simulações feitas nas camadas do lastro, sublastro e subleito. Para cada parâmetro variado foram realizadas duas simulações, uma com o dormente de concreto e outra com dormente de madeira, simulados com o valor do módulo de elasticidade de referência.

Na Tabela 11 são listados os valores das propriedades mecânicas consideradas para o lastro.

TABELA 11 – VARIAÇÕES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO LASTRO

Elemento	Simulação	E (MPa)	Espessura (m)	Dormente
Lastro	7	100	0,3 m	Madeira
	8			Concreto
	9	150		Madeira
	10			Concreto
	11	200		Madeira
	12			Concreto
	13	250		Madeira
	14			Concreto
	15	300		Madeira
	16			Concreto

FONTE: O autor (2019).

A seguir, são apresentadas as variações do módulo de elasticidade para o sublastro, na Tabela 12.

TABELA 12 – VARIAÇÕES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SUBLASTRO

Elemento	Simulação	E (MPa)	Espessura (m)	Dormente
Sublastro	17	70	0,25 m	Madeira
	18			Concreto
	19	100		Madeira
	20			Concreto
	21	150		Madeira
	22			Concreto
	23	200		Madeira
	24			Concreto
	25	220		Madeira
	26			Concreto

FONTE: O autor (2019).

Para o valor de referência do módulo de elasticidade do sublastro ($E = 200$ MPa) também foi simulada a variação da espessura dessa camada, como apresentado na Tabela 13.

TABELA 13 – VARIAÇÕES DA ESPESSURA DO SUBLASTRO

Elemento	Simulação	E (MPa)	Espessura (m)	Dormente
Sublastro	27	200	0,1	Madeira
	28			Concreto
	29		0,2	Madeira
	30			Concreto
	31		0,25	Madeira
	32			Concreto
	33		0,3	Madeira
	34			Concreto

FONTE: O autor (2019).

A seguir são apresentados os valores para o módulo de elasticidade do subleito na Tabela 14.

TABELA 14 – VARIAÇÕES DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SUBLEITO

Elemento	Simulação	E (MPa)	Espessura (m)	Dormente
Subleito	35	12,5	5	Madeira
	36			Concreto
	37	25		Madeira
	38			Concreto
	39	60		Madeira
	40			Concreto
	41	80		Madeira
	42			Concreto
	43	100		Madeira
	44			Concreto
	45	200		Madeira
	46			Concreto
	47	300		Madeira
	48			Concreto
	49	500		Madeira
	50			Concreto
	51	3000		Madeira
	52			Concreto

FONTE: O autor (2019)

E para o valor referência do módulo de elasticidade do subleito ($E = 80$ MPa), também foram realizadas simulações variando a espessura dessa camada, conforme a Tabela 15.

TABELA 15 – VARIAÇÕES DA ESPESSURA DO SUBLEITO

Elemento	Simulação	E (MPa)	Espessura (m)	Dormente
Subleito	53	80	2	Madeira
	54			Concreto
	55		5	Madeira
	56			Concreto
	57		7,5	Madeira
	58			Concreto
	59		10	Madeira
	60			Concreto

FONTE: O autor (2019).

Desse modo, foram realizadas um total de sessenta combinações diferentes. No capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados obtidos para as sessenta simulações paramétricas aqui descritas.

3.2.3 Análise de deformações permanentes da via

A partir das simulações realizadas no estudo paramétrico foram obtidas as respostas do pavimento em termos de tensões e deformações elásticas para um mesmo carregamento, o que buscou determinar a influência de cada parâmetro simulado no comportamento mecânico da via. Além dessas respostas, para ferrovias são de interesse os valores de deformação permanente, que acarretam defeitos geométricos e implicam em custos de manutenção (SELIG; WATERS, 1994). Por isso, nessa seção serão estimados, a partir das respostas elásticas, os deslocamentos permanentes das camadas de lastro, sublastro e subleito para todas as simulações consideradas no estudo paramétrico, o que busca avaliar a influência dos parâmetros considerados em termos de comportamento plástico da via.

No capítulo de referencial teórico foram apresentados diversos modelos propostos na literatura para correlacionar a deformação plástica com o número de ciclos. Entre esses, pode-se citar o modelo de Sayeed (2016), para as camadas granulares, o modelo de Guimarães (2009), para materiais do subleito, e o modelo de Tseng e Lytton (1989), para ambas as camadas.

Entre esses modelos, foi adotado no presente trabalho o de Tseng e Lytton (1989), por permitir uma análise mais coerente com as simulações do estudo paramétrico, por empregar as variáveis estudadas e resultados obtidos a partir dessas simulações. Como apresentado anteriormente, o modelo relaciona a deformação permanente com o número de ciclos de carga, através de parâmetros dos materiais (ρ , β , ϵ_0) da camada considerada. Os autores apresentaram equações, obtidas por regressão de resultados de

ensaios triaxiais, que permitem estimar esses parâmetros dos materiais em função de valores do módulo de resiliência, tensão desvio, tensão octaédrica e umidade na camada considerada. No presente trabalho esses valores foram considerados a partir das variáveis adotadas (M_r) e em função das respostas obtidas nas simulações (σ_d , σ_θ , ϵ_r) onde foi considerado comportamento elástico linear.

No estudo paramétrico, as variáveis consideradas foram o módulo de elasticidade e a espessura das camadas, que estão diretamente relacionadas com os parâmetros utilizados pelo modelo de Tseng e Lytton, o que justifica o emprego deste. Para simplificar a análise, não foram considerados valores de umidade para as camadas.

Para calcular a deformação plástica da via, segundo o modelo empírico de Tseng e Lytton (1989), as camadas do lastro, sublastro e subleito foram divididas em subcamadas, com o intuito de captar a variação do estado de tensões que ocorre ao longo da espessura dessas camadas, e obter um resultado mais preciso, dado que os parâmetros dos materiais desse modelo são função da tensão desvio e tensão octaédrica. Procedimento similar foi adotado por Ferreira e Teixeira (2012) para determinar a deformação permanente do subleito, que foi dividido em subcamadas de 0,45 m.

No centro de cada subcamada se calcula a deformação específica permanente, que multiplicada pela espessura da subcamada fornece o deslocamento plástico respectivo. Assim, o deslocamento plástico da camada é o resultado da soma dos valores calculados para as subcamadas que a compõem. Dessa forma, se determinam os deslocamentos permanentes de cada camada, e a soma destes resulta na deformação total da via. O método de Guimarães (2009), também utiliza um procedimento muito semelhante, com diferença apenas na equação da deformação específica permanente.

Tseng e Lytton (1989) e Ferreira e Teixeira (2012), não apresentam um critério para definir a espessura das subcamadas. Assim, foi realizado um estudo para analisar a influência desse valor nos resultados de deslocamento calculados pelo modelo. Para comparação, foi analisada apenas a camada do subleito, e foram tomadas duas situações: uma com a divisão do subleito em 9 subcamadas, e outra com divisão em 5 subcamadas com espessuras maiores. Foi escolhida, de maneira arbitrária, uma das simulações do estudo paramétrico (simulação nº 7), e foram calculados os deslocamentos permanentes do subleito para as duas situações consideradas.

Assim, o subleito foi dividido em subcamadas cujas espessuras foram determinadas de modo que houvesse no centro de cada subcamada um nó da malha em elementos finitos. Para o nó no centro de cada subcamada são obtidos os valores de tensão e deformação elásticos, necessários para calcular a deformação plástica, segundo o

modelo empírico de Tseng e Lytton (1989). Dessa forma, se calcula a deformação plástica no centro da subcamada, e ao multiplicar esse valor pela espessura se tem o deslocamento permanente da subcamada. Esse procedimento se repete para todas as subcamadas em que o subleito foi dividido. A soma dos deslocamentos das subcamadas fornece o deslocamento do subleito.

Na Tabela 16 são apresentadas as espessuras obtidas para a subdivisão em 5 e 9 subcamadas.

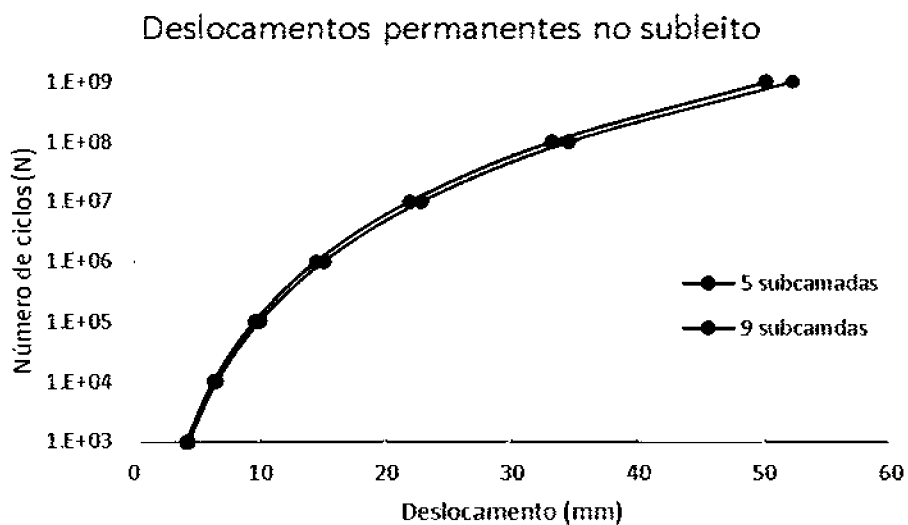
TABELA 16 – ESPESSURAS DAS SUBCAMADAS

Subcamada	Espessuras para 5 subcamadas (m)	Espessuras para 9 subcamadas (m)
1	1,04	0,18
2	0,96	0,26
3	1,125	0,36
4	1,125	0,48
5	0,75	0,72
6	-	0,75
7	-	0,75
8	-	0,75
9	-	0,75

FONTE: O autor (2019).

Os valores de módulo de elasticidade do subleito e tensões elásticas obtidas nos pontos centrais das subcamadas são empregados para obter os parâmetros dos materiais, conforme as Equações 35, 36 e 37, do modelo de Tseng e Lytton (1989), apresentadas na seção 2.3.2.1. A partir desses parâmetros, e conhecida a espessura e a deformação elástica no ponto central da subcamada, são estipulados números de ciclos de carga, para os quais, são calculadas as respectivas deformações plásticas. Os resultados estão apresentados no Gráfico 16, que demonstra a relação entre os deslocamentos permanentes e o número de ciclos para as duas situações consideradas. Foram adotados ciclos de carga de 10^3 até 10^9 .

GRÁFICO 16 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTOS PERMANENTES EM FUNÇÃO DA DIVISÃO DO SUBLEITO EM DIFERENTES SUBCAMADAS



FONTES: O autor (2019).

No Gráfico 16 percebe-se que as diferenças no valor de deslocamento são pequenas em função do cálculo para 5 e 9 subcamadas. Diferença que não chegou a 4%. Assim, considera-se suficiente a subdivisão em 5 subcamadas, pois apresenta resultados relativamente precisos, e com menor custo computacional, valor que foi adotado para a divisão da camada do subleito.

Para as camadas de lastro e sublastro, que apresentam espessuras da ordem de 30 cm, foi adotado como critério a divisão em duas subcamadas. Para as simulações que consideravam a variação da espessura do sublastro e do subleito foi mantido o mesmo critério de divisão em 2 e 5 subcamadas, respectivamente. Com exceção para as simulações nº 17 e 18, que consideram a espessura do sublastro de 10 cm, nesse caso a camada não foi subdividida.

Para os materiais do subleito foram empregadas as Equações 35, 36 e 37, e para os materiais granulares as Equações 31, 32 e 33, para obter os parâmetros dos materiais. A partir da Equação 30 foram estimados os deslocamentos permanentes, através do modelo empírico de Tseng e Lytton (1989). Os resultados de deslocamentos permanentes para todas as simulações consideradas no estudo paramétrico estão apresentados no capítulo 4.

3.2.4 Análise do número de ciclos para a falha do subleito

No referencial teórico foi apresentada a equação de Huang et al. (1984), apud Liu (2003), que relaciona o número admissível de ciclos de carga no subleito com a tensão vertical aplicada no topo dessa camada e do seu módulo resiliente. Essa equação foi empregada para todas as simulações considerada no estudo paramétrico, de modo a avaliar a influência dos parâmetros variados no número de ciclos admissível para a camada do subleito.

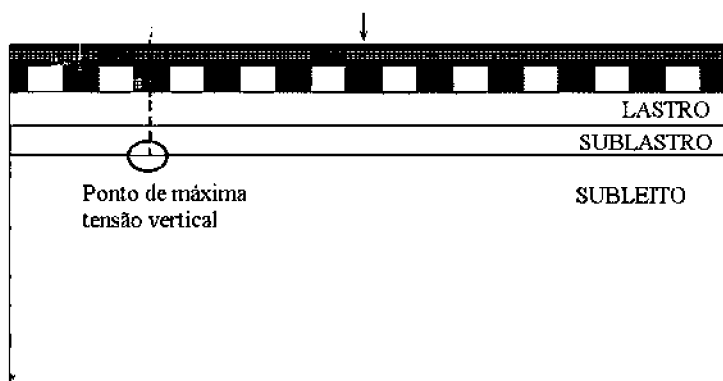
A equação de Huang et al. (1984), apud Liu (2003), foi utilizada da maneira que foi apresentada no referencial teórico, e por conveniência vai ser repetida na Equação 45.

$$N_{sl} = 4,837 \cdot 10^{-5} \sigma_c^{-3,734} Mr_{sl}^{3,583} \quad (45)$$

onde N_{sl} é o número admissível de repetições de carga no subleito, σ_c é a tensão de compressão no topo do subleito (psi), e Mr_{sl} o módulo do subleito (psi).

Para empregar a Equação 45 foram considerados os valores obtidos de tensão vertical no topo do subleito, na posição abaixo da carga de roda mais próxima do eixo de simetria, que corresponde ao ponto de máxima tensão vertical, como pode ser identificado na Figura 37. Essa posição é ilustrada na Figura 40.

FIGURA 40 – PONTO DE MÁXIMA TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO



FONTE: O autor (2019).

Foi considerado o caso 2 de carregamento, no qual as cargas são aplicadas na posição acima dos dormentes, pois esta foi identificada como a condição de carregamento que produz maiores tensões verticais no topo do subleito. Tanto os valores de tensão vertical quanto do módulo de elasticidade do subleito foram convertidos para a unidade psi (lb/pol²), e para todas as simulações do estudo paramétrico foi calculado o número

admissível de repetições de carga no subleito. Os resultados obtidos estão apresentados no capítulo 4.

4 RESULTADOS

Nesse capítulo são apresentados os resultados obtidos na presente pesquisa. Foram feitos estudos preliminares para elaboração do modelo da via férrea proposto em MEF, conforme apresentado na seção 3.1.1 e 3.1.2. Inicialmente foi feita uma simulação do pavimento ferroviário apoiado em base elástica, e posteriormente uma simulação tridimensional de todos os elementos da via. A partir do modelo elaborado foram feitos estudos paramétricos e análises para estimar o efeito dos ciclos de carregamentos nas deformações da camada do subleito, e também do número de ciclos para a falha dessa camada, como apresentado nas seções 3.2.2, 3.2.3 e 3.2.4, respectivamente.

4.1. RESULTADOS PARA O MODELO DE PAVIMENTO FERROVIÁRIO SIMPLES DE UM TRILHO TRIDIMENSIONAL SOB BASE ELÁSTICA

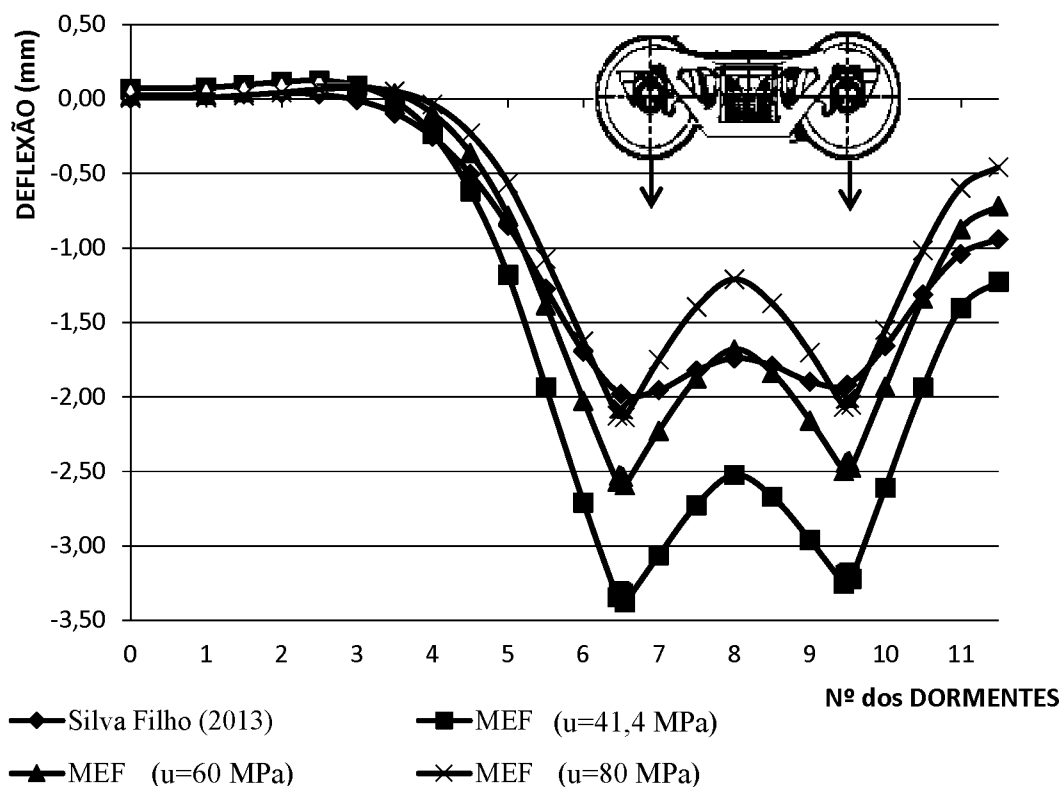
Nesta seção são apresentados os resultados para o modelo descrito na seção 3.1.1, que foi baseado no estudo de Silva Filho (2013) sobre o comportamento mecânico da estrada de ferro Carajás. O autor simulou a via permanente através do software Ferrovias e avaliou os deslocamentos para três tipos diferentes de vagões, como descrito na metodologia. Para efeito de comparação, no presente estudo será analisado apenas o carregamento do GDU. Nos resultados de Silva Filho (2013), é possível perceber que os maiores deslocamentos ocorrem para a posição de aplicação da carga, a posição das rodas do vagão, e que para o caso do GDU os deslocamentos máximos obtidos, de acordo com a referência, foram próximos de 0,2 cm. Esse valor foi utilizado para validar o modelo elaborado neste trabalho.

A partir dos dados de Silva Filho (2013), foi modelado o mesmo pavimento ferroviário no software ANSYS®, porém, considerando o trilho sobre apoio de molas discretas. Na simulação foram adotados os mesmos parâmetros utilizados pelo autor, sendo estes: perfil e módulo de elasticidade do trilho, posição e valor das cargas, espaçamento entre dormentes e comprimento do modelo, conforme apresentado na seção 3.1.1. Foram adotados os valores da Tabela 6 para o módulo de via, de modo a considerar a faixa de valores para a ferrovia conforme Costa (2016), e os respectivos valores do coeficiente de rigidez de apoio calculados.

Com esses dados o modelo foi calculado, e foram obtidas as tensões e as deflexões no trilho. Para comparação dos resultados, o Gráfico 17 apresenta os valores

obtidos para a deflexão do trilho, plotados juntamente com os resultados disponibilizados por Silva Filho (2013).

GRÁFICO 17 - COMPARAÇÃO DAS DEFLEXÕES NO TRILHO PARA A PRESENTE PESQUISA



FONTE: O autor (2019).

Os resultados no Gráfico 17 estão plotados em função dos dormentes para que as respostas nos mesmos pontos pudessem ser comparadas. Ao todo foram modelados 11 dormentes, e o eixo de simetria do carregamento, determinado pela posição de engate entre os vagões, está próximo ao dormente número 11. Entre os dormentes 6 e 7 está aplicada uma carga de roda, e da mesma forma entre os dormentes 9 e 10.

Analisando os resultados percebe-se que as deflexões máximas para o modelo de referência de Silva Filho (2013) foram de aproximadamente 2 mm, e por outro lado, os resultados para o modelo analisado através do MEF forneceu um valor para deflexão máxima de 2,13 mm, na mesma posição para o módulo de via de 80 MPa. Dessa forma, verifica-se que o modelo em MEF, que considera módulo de via de 80 MPa é o que mais se aproxima da deflexão máxima de referência, com erro de 6,5%. Apesar de apresentar uma boa precisão da deflexão na posição de aplicação da carga, esse modelo apresenta menores valores para as demais posições, o que caracteriza um comportamento mais rígido em relação ao modelo apresentado por Silva Filho (2013).

Percebe-se que para valores menores do módulo de via as deflexões máximas no trilho tendem a aumentar, conforme esperado, e se afastam da resposta de referência. Mas nota-se do gráfico que a tendência de comportamento foi a mesma para ambas as curvas, e que para pontos mais distantes da região de aplicação de carga, os valores convergem para a resposta de referência.

A diferença obtida nos resultados pode ser explicada pela diferença na consideração do apoio dos trilhos. No modelo de Silva (2013), foram simuladas camadas de lastro, sublastro e subleito, e foram incorporadas as propriedades de cada camada. No modelo numérico da presente pesquisa o apoio dos trilhos foi considerado através de apoio de molas, que simulam o comportamento das camadas da superestrutura através de uma única constante, dada pelo coeficiente de rigidez de apoio, obtido através do módulo de via. Além de ser uma consideração mais simples, foi necessário adotar valores para o módulo de via, pois esse valor não foi fornecido pelo trabalho de referência, uma vez que esse dado não é necessário no software Ferrovia utilizado pelo autor, o que influenciou diretamente nos resultados. Da análise realizada, percebe-se que o módulo de via de 80 MPa é o que mais se aproxima da situação modelada por Silva Filho (2013), ao comparar os valores de deflexão máxima. Porém, a aplicação da carga concentrada no nó pode ter acarretado em deflexões muito elevadas na proximidade do ponto de aplicação da carga.

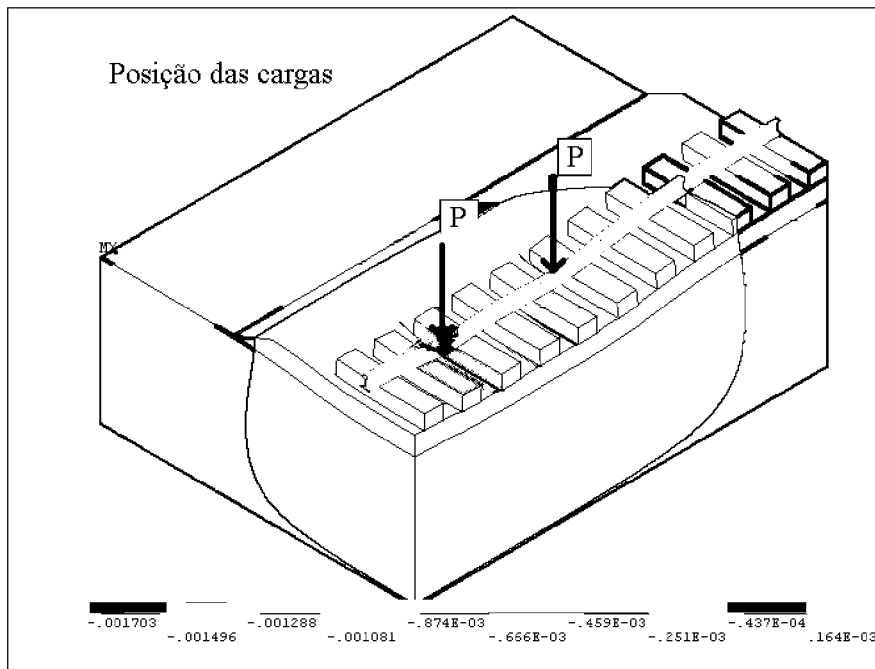
4.2. RESULTADOS PARA O MODELO DE PAVIMENTO FERROVIÁRIO TRIDIMENSIONAL

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos para o modelo do pavimento tridimensional. Esse modelo foi desenvolvido considerando as mesmas características geométricas e propriedades dos materiais consideradas por Silva (2016), conforme descrito na seção 3.1.2. Ressalta-se que foram considerados apenas carregamentos estáticos na simulação, o que difere da condição de campo na qual os carregamentos são dinâmicos, em virtude do tráfego dos trens. Portanto, essa consideração do carregamento se caracteriza como uma limitação da presente pesquisa. A simulação demandou um tempo de processamento de aproximadamente 30 minutos, ao utilizar um computador com as seguintes configurações: processador de 2.4 GHz e memória de 8GB. A seguir são descritos os resultados obtidos.

Inicialmente são demonstrados os resultados de deflexão da via. Na Figura 41, observam-se os deslocamentos verticais para todo o pavimento, em escala ampliada. As posições das cargas aplicadas estão indicadas na figura com a letra “P”. As cargas foram

aplicadas nas mesmas posições que Silva (2016) considerou, para permitir a comparação dos resultados de deflexão. Dessa forma, foi considerado o caso 1 de carregamento, como apresentado na seção 3.2.1, no qual as cargas estão no meio dos vãos entre dormentes.

FIGURA 41 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS (m) DO PAVIMENTO, EM PERSPECTIVA

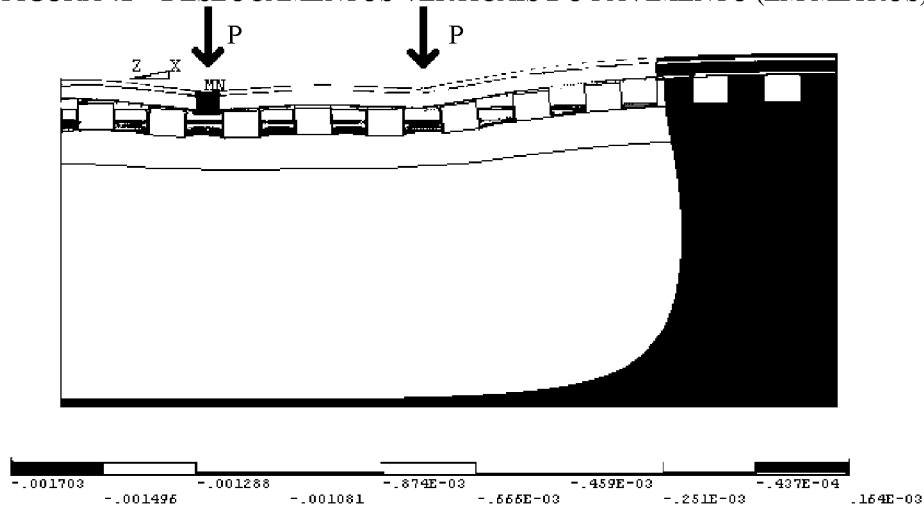


FONTE: O autor (2019).

Observa-se que as maiores deflexões ocorrem para pontos na proximidade da região de aplicação da carga, e que para pontos mais distantes são obtidos menores valores de deflexão.

Na Figura 42 apresentam-se os deslocamentos observados a partir das espessuras das camadas.

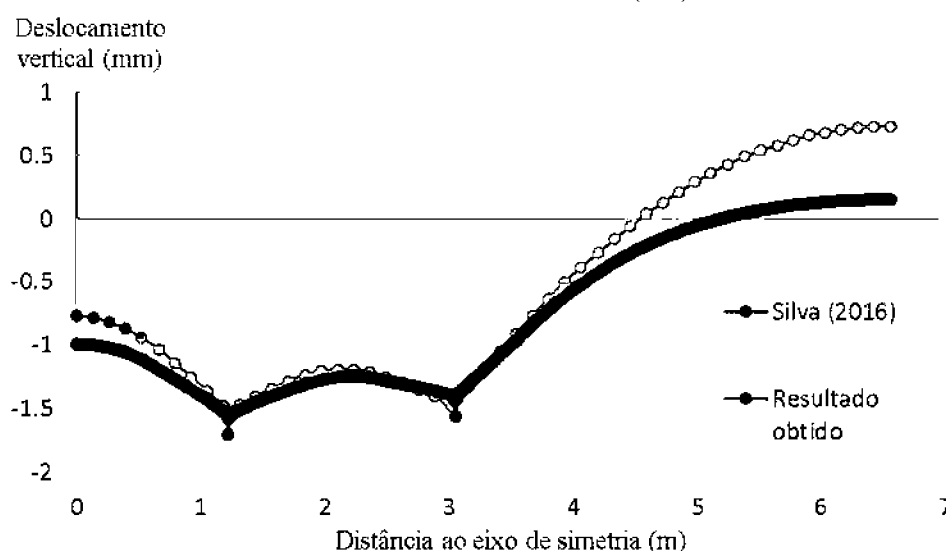
FIGURA 42 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO PAVIMENTO (EM METROS)



FONTE: O autor (2019).

Nota-se que existe uma tendência de giro dos dormentes, ao acompanharem as deformações do trilho, e que a partir do quarto dormente distante do ponto de aplicação de carga os resultados de deflexão são menores. Os resultados de deslocamento vertical do trilho são comparados com os valores apresentados por Silva (2016) no Gráfico 18.

GRÁFICO - 18 - RESULTADOS DE DESLOCAMENTO (mm) VERTICAL DO TRILHO



FONTE: O autor (2019)

Pode-se concluir que os modelos apresentam similaridade em termos de deflexão, principalmente em relação aos deslocamentos máximos do trilho. Na presente pesquisa foram obtidos resultados de -1,703 mm para a deflexão máxima, enquanto Silva (2016) apresentou o valor -1,54 mm, uma diferença de 10,6%. Essa variação no resultado pode estar relacionada às diferenças entre os modelos, uma vez que Silva (2016) simulou a interface de contato entre os dormentes e o lastro através de elementos de contato, e no presente trabalho essa ligação foi considerada como rígida. Também podem ser citadas diferenças em termos do comportamento dos materiais simulados, dado que Silva (2016) considerou o lastro, sublastro e subleito como elastoplásticos, e na presente pesquisa os materiais foram considerados como elástico lineares.

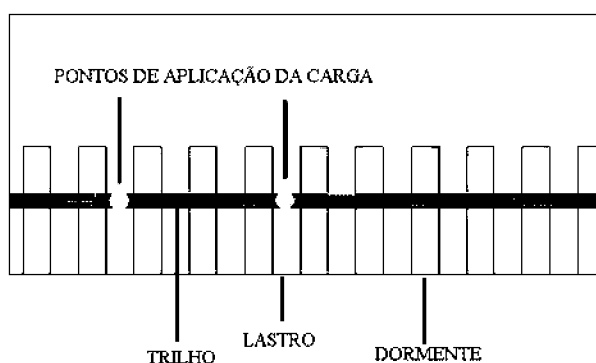
Nota-se que foram obtidos picos de deflexão máxima no presente trabalho, exatamente nos pontos de aplicação de carga. Um fator que pode ter influenciado nesse resultado está relacionado com a aplicação da carga de forma pontual. Em nós vizinhos ao ponto de aplicação de carga (distantes cerca de 7 mm) foram obtidos resultados de deflexão igual a -1,57 mm, valor próximo ao apresentado por Silva (2016).

Depreende-se do Gráfico 18 que o modelo de Silva (2016) apresenta maiores valores de deflexão positiva do trilho, relativo ao levante do mesmo, em comparação com

o presente trabalho. Esse comportamento era esperado, uma vez que o autor modelou a interface entre os dormentes e o lastro através de elementos de contato, o que foi considerado de maneira diferente nesta pesquisa, através de uma ligação rígida entre os dormentes e o lastro.

Também são apresentados os resultados de tensão de contato entre o dormente e o lastro. Na Figura 43 demonstra-se uma vista superior do pavimento, que servirá de referência para identificar a posição dos dormentes em relação aos resultados de tensão na interface entre o lastro e os dormentes.

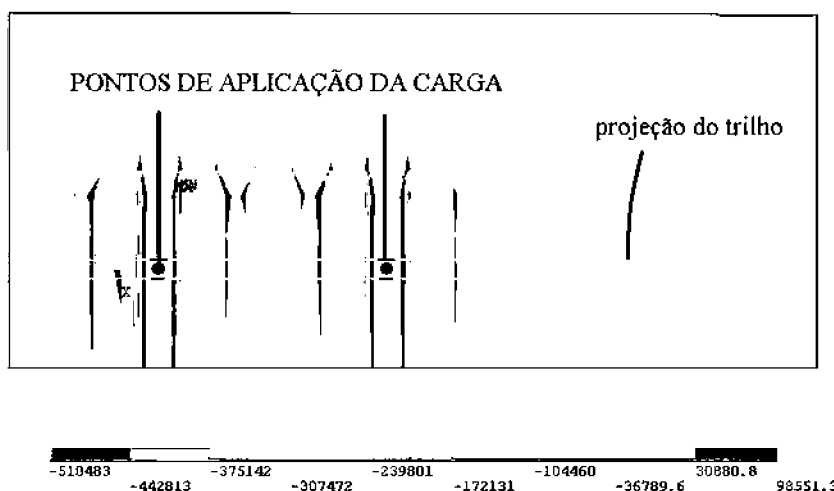
FIGURA 43 – VISTA SUPERIOR DO LASTRO E DORMENTES



FONTE: O autor (2019)

Essas tensões verticais são apresentadas na Figura 44, avaliadas no topo da camada do lastro.

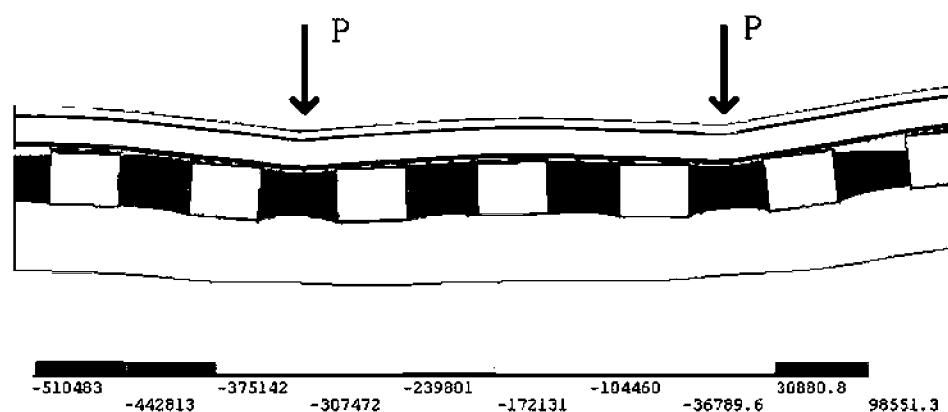
FIGURA 44 – RESULTADOS DE TENSÃO VERTICAL NA SUPERFÍCIE DO LASTRO (Pa)



FONTE: O autor (2019)

Percebe-se da Figura 44 que os dormentes mais próximos das cargas de roda transmitem as maiores tensões para o lastro. Nota-se que nas extremidades dos dormentes ocorrem concentrações de tensão, com picos de tensão de compressão (valores negativos) e de tração (valores positivos), que chegam a valores de -510,5 kPa e de 98,5 kPa, respectivamente. Para identificar esses pontos de concentração, representa-se na Figura 45 um detalhe da região de contato entre o dormente e o lastro.

FIGURA 45 – DETALHE DAS TENSÕES VERTICAIS NA REGIÃO DE CONTATO ENTRE OS DORMENTES E O LASTRO (Pa)



FONTE: O autor (2019).

As tensões de tração que ocorrem nessa região não são coerentes com o comportamento que se espera de um material granular, como o lastro. Acredita-se que esses resultados possam ser oriundos da modelagem do mesmo como um meio contínuo e elástico, perfeitamente aderido ao lastro, o que difere do material em campo, que é constituído de grãos de rocha britada. Giner et al. (2016) aponta que modelos em elementos finitos permitem estimar o comportamento elástico do lastro, mas não fornecem resultados precisos de tensão nessa camada.

Silva (2016) também obteve valores de tensão elevados, que chegaram a -900 kPa, na região de contato. O autor afirma que esses dados necessitam de validação e não poderiam ser utilizados. Atribuiu os valores elevados de tensão às simplificações do modelo, como modelagem da camada de lastro como sólido isotrópico e também devido à ligação rígida entre o trilho e os dormentes, que gera uma tendência de giro nestes, e resulta em concentração de tensão nas bordas do dormente. Esveld (2001) aponta que a rotação dos dormentes pode ser responsável por altas tensões localizadas nas suas extremidades.

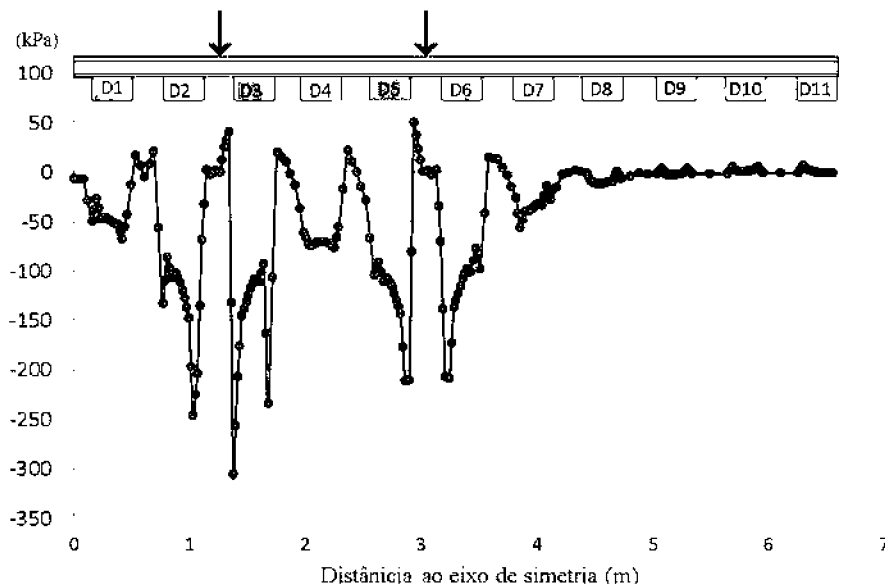
Para uma modelagem similar da mesma ferrovia, Silva Filho (2013) obteve tensões de contato máximas de -253 kPa, com o emprego do software Ferrovia para o mesmo carregamento.

Dessa forma, a modelagem realizada nesse estudo não permitiu obter resultados satisfatórios para a interface de contato entre os dormentes e o lastro. Silva (2016) também não encontrou bons resultados em modelagem similar, mesmo considerando elementos de contato entre os dormentes e o lastro. Acredita-se que a consideração mais detalhada dos elementos de fixação do trilho nos dormentes permita a obtenção de melhores resultados.

Além dos resultados na interface entre os dormentes e o lastro, também foram analisados os dados de tensão vertical ao longo das camadas de lastro, sublastro e subleito, como descrito a seguir.

Foram estudados os valores de tensão vertical, na projeção vertical do trilho. No Gráfico 19 são apresentados os resultados de tensão vertical no lastro em função da distância ao eixo de simetria, e de forma esquemática são indicadas as posições dos dormentes, denominados D1 até D11.

GRÁFICO 19 – RESULTADOS DE TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO LASTRO (kPa)



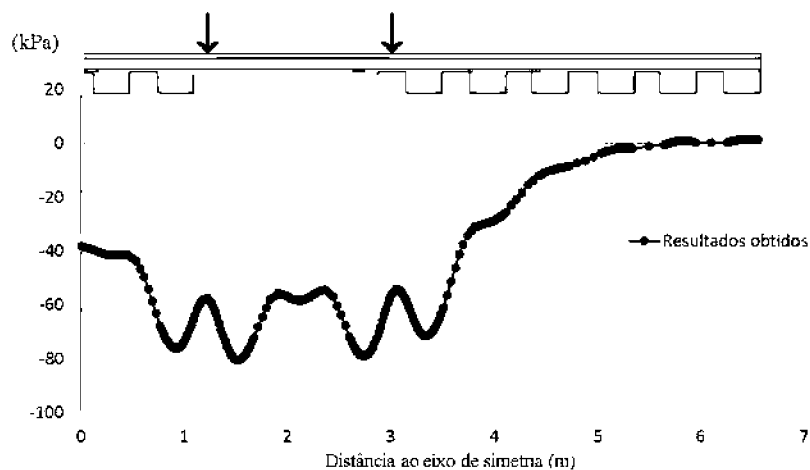
FONTE: O autor (2019).

Percebe-se no gráfico que as maiores tensões no lastro ocorrem na região mais próxima do eixo de simetria (nos dormentes D2 e D3), uma vez que nesse eixo foi posicionado o engate entre os vagões, que é considerada como a posição crítica de carregamento. Do Gráfico 19 também se nota que ocorrem picos de tensão, os quais

acontecem nas bordas dos dormentes, o que pode ser atribuído à sua rotação. Portanto, como no presente trabalho os dormentes foram considerados perfeitamente aderidos ao lastro, a análise dos resultados no lastro deve ser realizada de forma criteriosa, sabendo-se das limitações do modelo aqui apresentado.

Também foram analisadas as tensões verticais no topo do sublastro. O Gráfico 20 representa os resultados obtidos no presente trabalho.

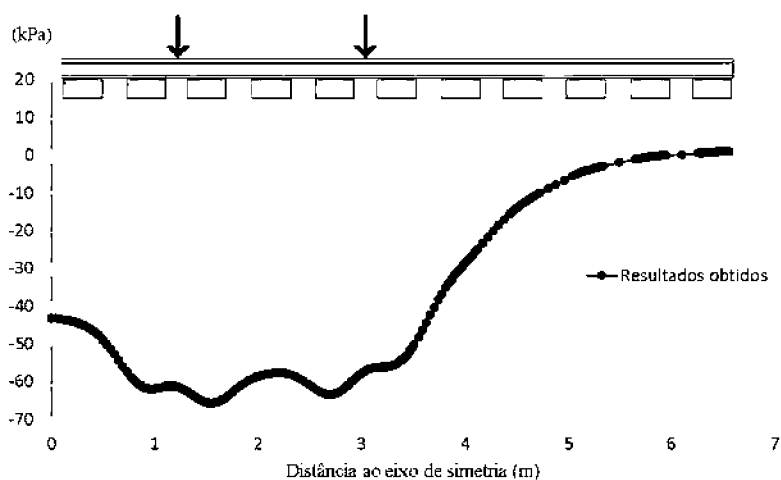
GRÁFICO 20 - RESULTADOS DE TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO SUBLASTRO (kPa)



FONTE: O autor (2019)

Do Gráfico 20 percebe-se que as maiores tensões no sublastro ocorrem para os pontos próximos da região de aplicação das cargas, especificamente nas bordas dos dormentes. Por fim, os resultados de tensões verticais no topo do subleito foram analisados. O Gráfico 21 demonstra os resultados obtidos no modelo.

GRÁFICO 21 – RESULTADOS DE TENSÃO VERTICAL NO SUBLEITO



FONTE: O autor (2019)

No modelo elaborado obteve-se como tensão vertical máxima o valor de -65,7 kPa.

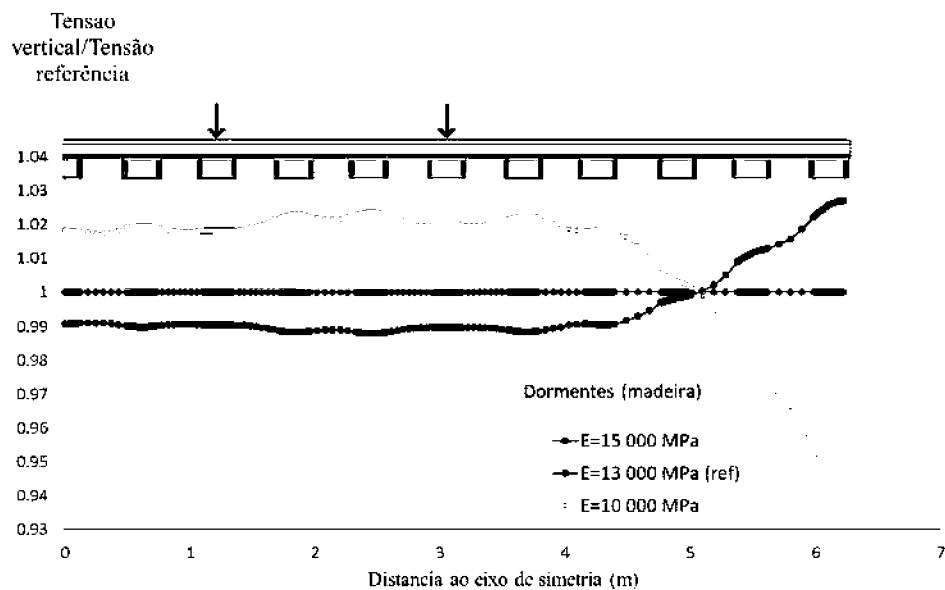
As tensões obtidas para o lastro não apresentaram resultados satisfatórios, e não foram consideradas válidas, de modo, que não serão incluídas nas demais análises do trabalho.

4.3. RESULTADOS PARA O ESTUDO PARAMÉTRICO DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Com o objetivo de analisar o efeito do emprego de diferentes materiais no comportamento mecânico da via foi realizado um estudo paramétrico, como descrito na seção 3.2.2. Analisou-se a variação do módulo de elasticidade dos dormentes de concreto e madeira, do lastro, sublastro e subleito. Além disso, foram variadas as espessuras das camadas de sublastro e subleito. Os valores adotados se basearam em dados obtidos em pesquisa bibliográfica. Nessa seção são apresentados os resultados desse estudo, em termos de tensão vertical no subleito, e também de deformação vertical elástica dessa camada. São analisados os resultados na camada do subleito por estar relacionado ao dimensionamento tradicional de pavimentos ferroviários (Medina e Motta, 2015). Foi identificado na seção 3.2.1, que o caso 2 de carregamento, no qual as cargas estão aplicadas diretamente acima do dormente, produz as maiores tensões verticais no topo do subleito. Portanto, o caso 2 de carregamento foi utilizado para todas as simulações do estudo paramétrico.

Inicialmente são apresentados os resultados da variação do módulo de elasticidade dos dormentes, que avaliam a sua influência no comportamento mecânico da via através de resultados de tensão e deformação. No Gráfico 22 são apresentados os resultados de tensão vertical no subleito em função do emprego de dormentes com diferentes módulos de elasticidade de madeira. Como para os diferentes módulos de elasticidade os resultados foram muito próximos, no gráfico os valores foram normalizados em relação ao valor de referência, para permitir uma melhor visualização dos resultados.

GRÁFICO 22 – TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO NORMALIZADA PARA DIFERENTES MÓDULOS DOS DORMENTES DE MADEIRA

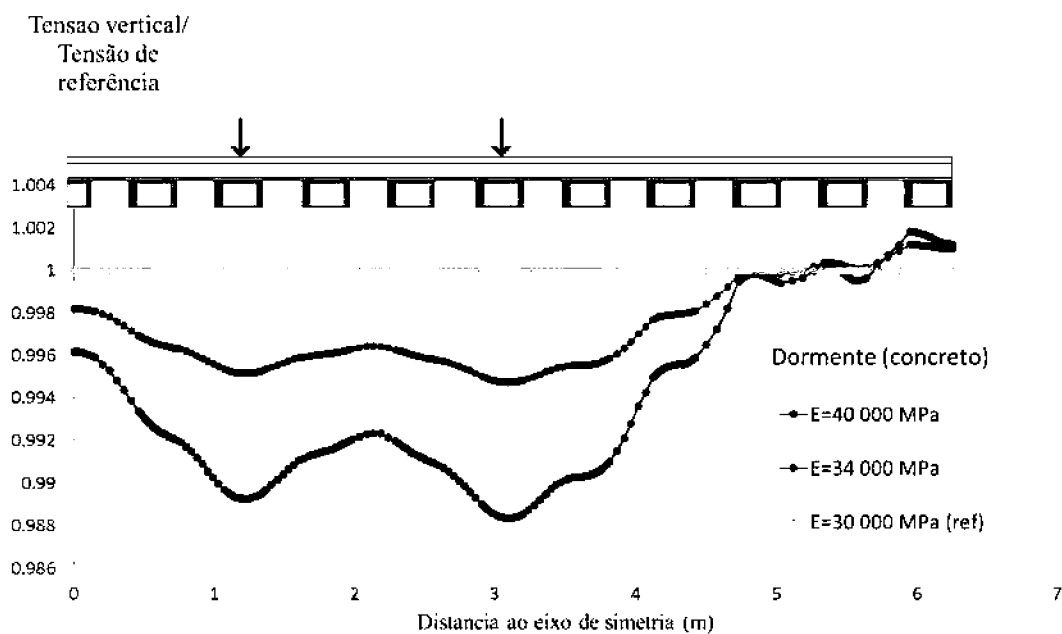


FONTE: O autor (2019)

Conforme esperado, percebe-se do gráfico que menores módulos de elasticidade do dormente de madeira acarretam em maiores tensões verticais no subleito, assim dormentes com maiores rigidezes têm o efeito de distribuírem melhor as tensões.

No Gráfico 23 apresenta-se os resultados para a variação do módulo de elasticidade dos dormentes de concreto, em relação à tensão vertical no topo do subleito.

GRÁFICO 23 – TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO PARA DIFERENTES MÓDULOS DOS DORMENTES DE CONCRETO



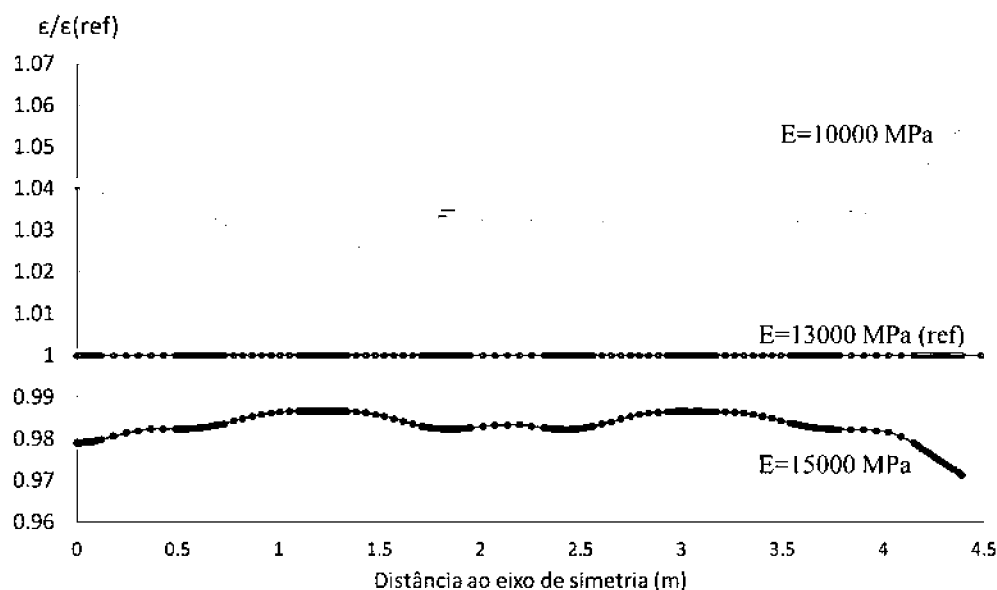
FONTE: O autor (2019)

De maneira similar, nota-se que para maiores rigidezes dos dormentes são obtidas menores tensões no topo do subleito, porém esse efeito é menos significativo no caso de dormentes de concreto. Foram obtidas tensões máximas na ordem de -65 kPa para os modelos com dormente de concreto, enquanto para dormentes de madeira, menos rígidos, são obtidos valores de tensão na ordem de -75 kPa. Portanto, em termos de tensão vertical no topo do subleito, modelos com dormentes de concreto acarretam menores tensões em relação aos dormentes de madeira. Selig e Waters (1994) concluíram que dormentes mais rígidos distribuem de maneira mais uniforme as tensões, mas avaliaram como pequena a influência desse parâmetro na tensão vertical do subleito.

De maneira geral, a variação do módulo de elasticidade para um mesmo tipo de dormente apresentou pouca influência nos resultados de tensão vertical no subleito. A diferença foi mais notável ao se comparar tipos diferentes de dormente. Ao analisar deslocamentos da via, Correia (2007) também concluiu que o emprego de diferentes valores do módulo de elasticidade de um mesmo tipo de dormente apresenta pouca influência nos resultados.

Também foram analisados os valores de deformação específica vertical do subleito. No Gráfico 24 são apresentados os resultados em relação aos diferentes módulos dos dormentes de madeira, no qual as deformações estão normalizadas em relação ao valor de referência ($E = 13000$ MPa), a fim de facilitar a visualização.

GRÁFICO 24 – DEFORMAÇÕES VERTICAIS NO TOPO DO SUBLEITO NORMALIZADAS, PARA DORMENTES DE MADEIRA

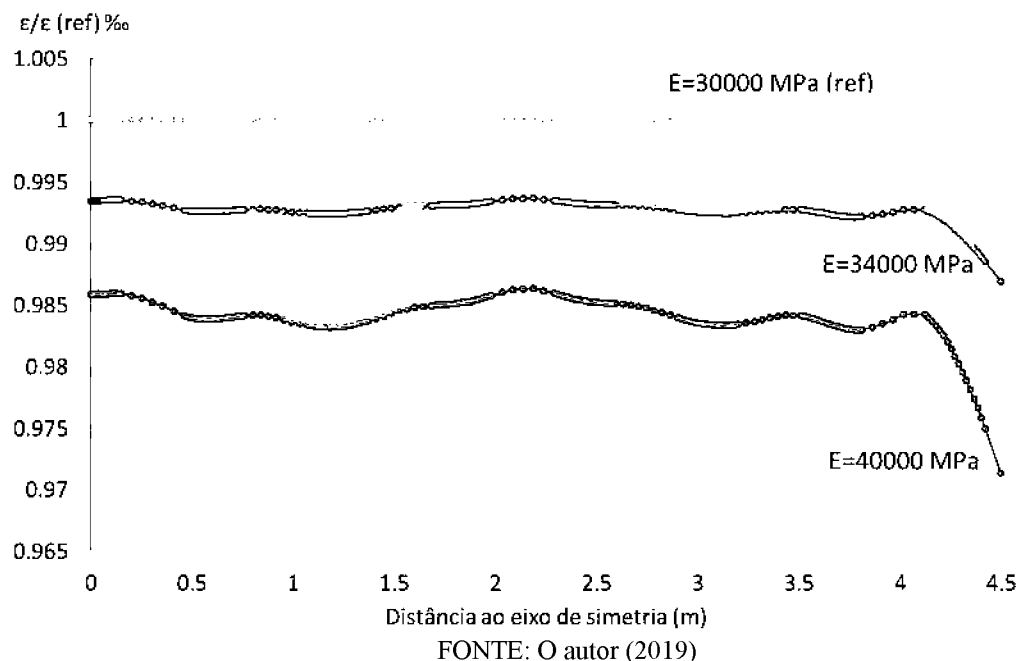


FONTE: O autor (2019)

No Gráfico 24 fica evidente que modelos com dormentes de maior rigidez obtiveram menores deformações verticais no topo do subleito. Os resultados são apresentados até quatro metros e meio de distância do eixo de simetria, pois para pontos mais distantes ocorre a inversão do sentido dos deslocamentos verticais, e no ponto de inversão surge uma assíntota no gráfico, que não foi apresentada, para melhor visualização dos resultados. Esse comportamento também pôde ser observado no gráfico de deflexão do trilho, na seção 4.2, Gráfico 18, em que acontece a inversão do sentido dos deslocamentos, com a tendência de levantar do trilho em pontos mais afastados da aplicação de carga. Como o maior interesse está nas maiores deformações, que ocorrem próximas dos pontos de aplicação de carga, foram apresentadas apenas essas regiões.

Também são relacionados os resultados de deformação vertical no topo do subleito, para os modelos que empregaram dormente de concreto. No Gráfico 25 são apresentados esses resultados normalizados, para os diferentes módulos de elasticidade considerados.

GRÁFICO 25 – DEFORMAÇÕES VERTICAIS NO TOPO DO SUBLEITO NORMALIZADAS, PARA DORMENTE DE CONCRETO

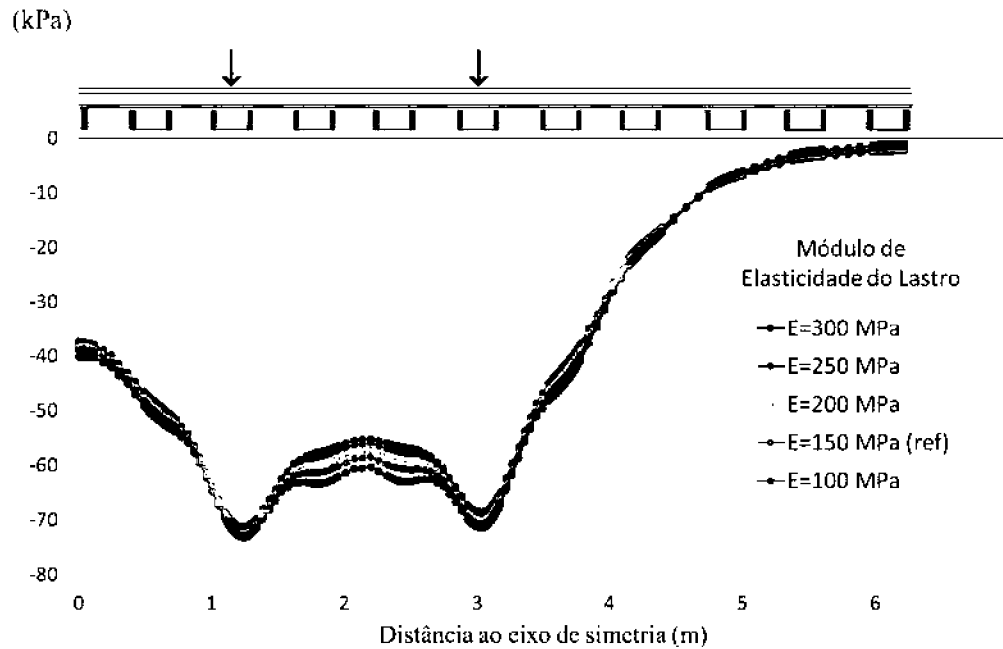


Percebe-se que quanto mais rígidos são os dormentes menores são as deformações verticais no topo do subleito, em relação ao valor de referência. Esse comportamento foi verificado tanto para dormentes de concreto, quanto para dormentes de madeira.

No estudo paramétrico também foram analisados o emprego de diferentes módulos de elasticidade para a camada de lastro, em relação ao comportamento mecânico

da via. No Gráfico 26 apresenta-se os resultados de tensão vertical no topo do subleito em relação à variação do módulo de elasticidade do lastro, para modelo com dormentes de madeira.

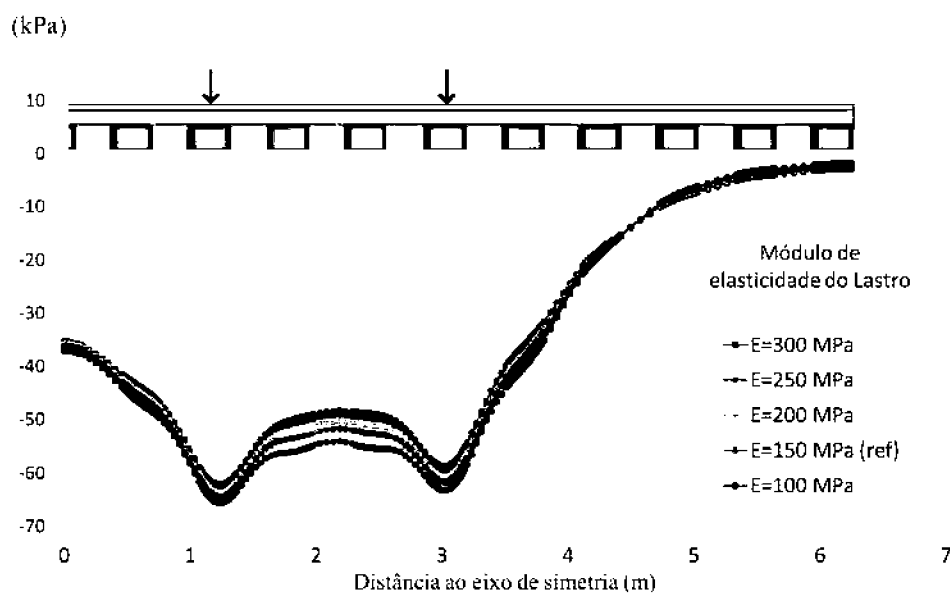
GRÁFICO 26 – RESULTADOS DE TENSÃO VERTICAL (kPa) NO TOPO DO SUBLEITO EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO LASTRO - DORMENTES DE MADEIRA



FONTE: O autor (2019)

Da mesma forma são apresentados os mesmos resultados, porém com emprego de dormentes de concreto. O Gráfico 27 apresenta esses resultados.

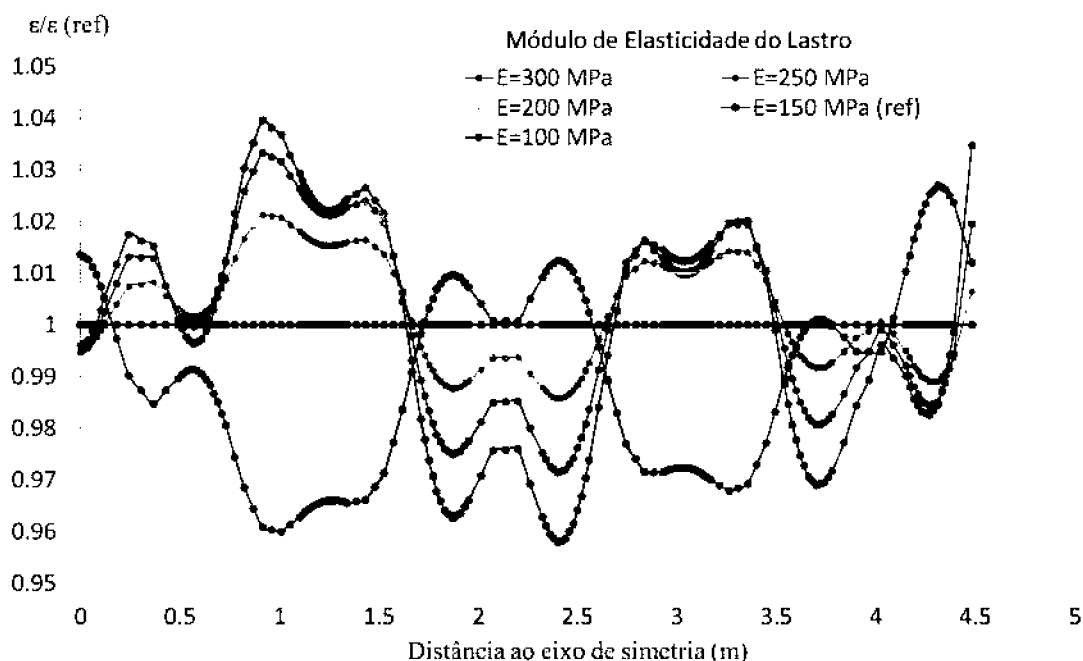
GRÁFICO 27 – RESULTADOS DE TENSÃO VERTICAL (kPa) NO TOPO DO SUBLEITO EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO LASTRO - DORMENTES DE CONCRETO



FONTE: O autor (2019)

Percebe-se que menores módulos de elasticidade do lastro acarretam em maiores tensões verticais no topo do subleito. Esse comportamento ocorreu para os modelos com dormentes de madeira e de concreto. Porém, nota-se que essa influência é pequena, pois ao variar o módulo de elasticidade do lastro de 100 MPa para 300 MPa, a tensão no subleito sofre uma redução de 5,4% apenas, no modelo com dormentes de concreto. Para o modelo com dormentes de madeira essa diferença é menor do que 3%. Sayeed (2016) também não encontrou diferenças significativas no valor de tensão vertical no subleito em função da variação do módulo do lastro. A mesma constatação foi feita por Selig e Waters (1994). Teixeira (2003) aponta que o módulo de elasticidade do lastro também apresenta pouca influência na rigidez vertical da via. Também foram analisadas as deformações verticais no topo do subleito, cujos valores foram normalizados em função do valor do módulo de elasticidade de referência ($E = 150$ MPa), e estão apresentados no Gráfico 28, para uma via com dormentes de madeira.

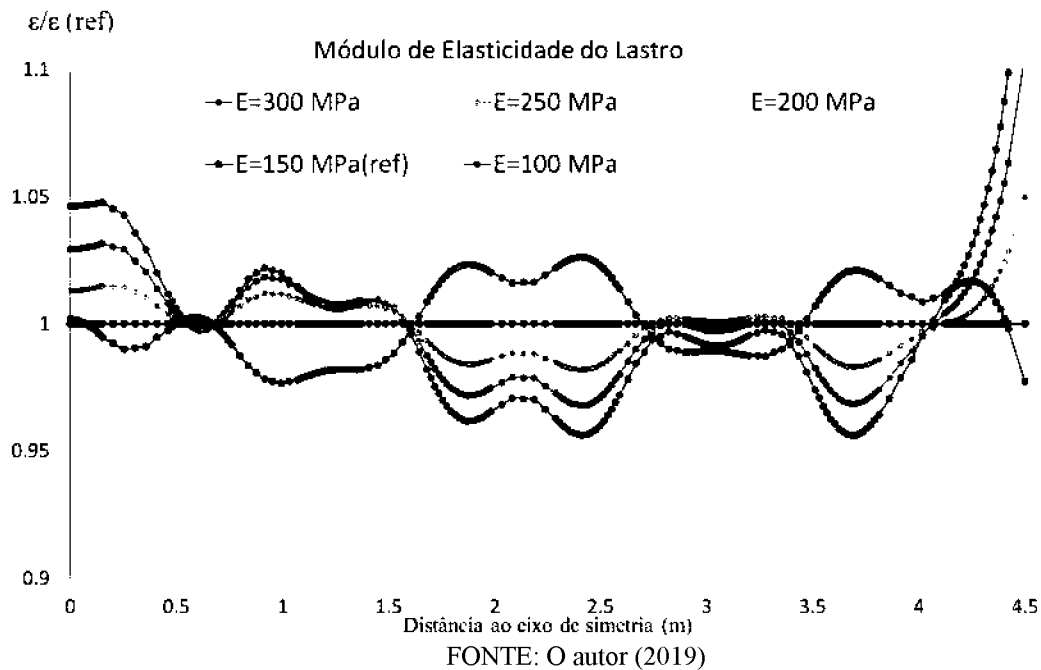
GRÁFICO 28 – DEFORMAÇÃO VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES MÓDULOS DE ELASTICIDADE DO LASTRO - DORMENTE DE MADEIRA



FONTE: O autor (2019).

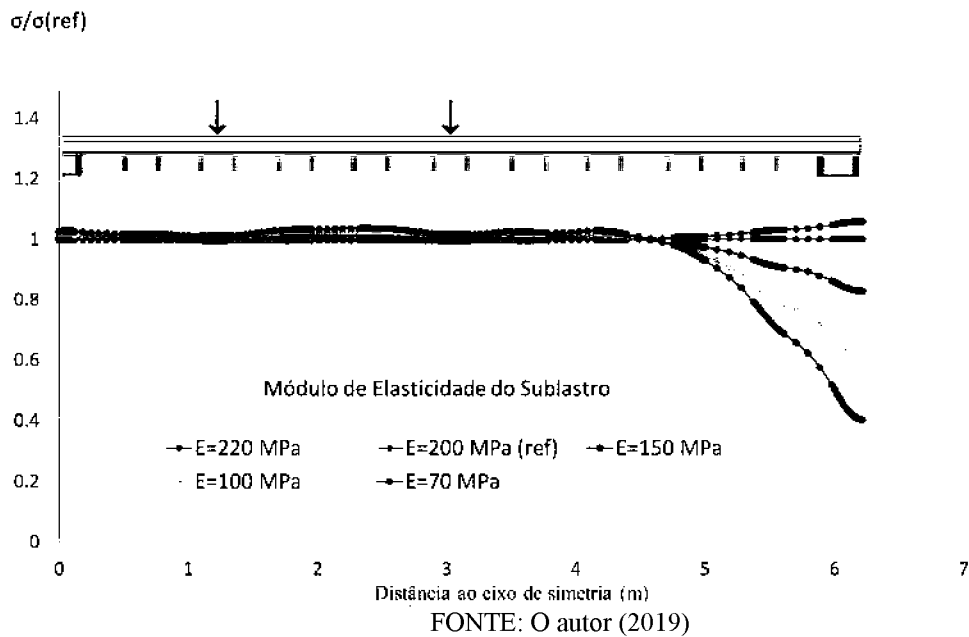
No Gráfico 29 estão apresentados os resultados de deformação vertical no topo do subleito para os diferentes módulos de elasticidade do lastro considerados, para uma via com dormente de concreto.

GRÁFICO 29 – DEFORMAÇÃO VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO EM FUNÇÃO DE DIFERENTES MÓDULOS DE ELASTICIDADE DO LASTRO - DORMENTE DE CONCRETO



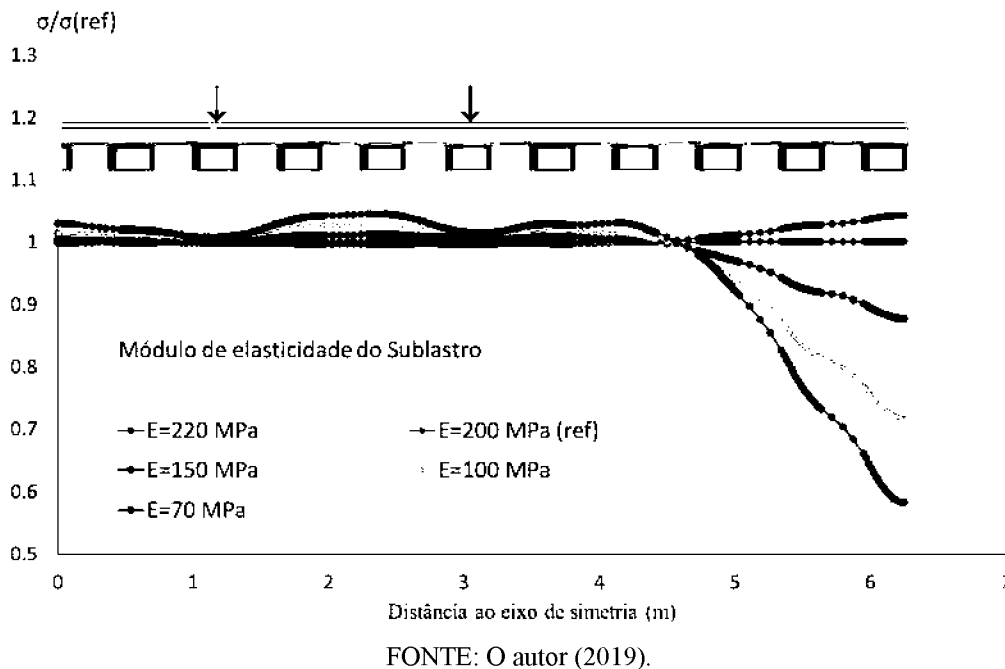
Os Gráficos 28 e 29 mostram que há bastante variação nas deformações verticais ao longo do comprimento da via para um mesmo valor de módulo. Em relação ao valor de referência ($E = 150 \text{ MPa}$), para um mesmo módulo a deformação oscila entre valores maiores e menores que o de referência. Mas de modo geral, maiores módulos de elasticidade do lastro resultaram em valores maiores de deformação vertical no subleito. Porém, nota-se que essa variação nos valores de deformação é pequena em relação ao modelo de referência, menor que 5% dentro do intervalo de 0 a 4 metros de distância ao eixo de simetria, que compreende a região de aplicação das cargas. Também foram analisadas as variações do módulo de elasticidade e da espessura da camada de sublastro no comportamento mecânico da via. No Gráfico 30 são apresentados os resultados de tensão vertical no topo do subleito, considerando a variação do módulo de elasticidade do sublastro para o modelo com dormente de madeira.

GRÁFICO 30 – RESULTADOS DE TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO, EM FUNÇÃO DE DIFERENTES MÓDULOS DE ELASTICIDADE DO SUBLASTRO – DORMENTE DE MADEIRA



Da mesma forma, são apresentados resultados semelhantes para um modelo com dormentes de concreto, no Gráfico 31.

GRÁFICO 31 – RESULTADOS DE TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO, EM FUNÇÃO DE DIFERENTES MÓDULOS DE ELASTICIDADE DO SUBLASTRO – DORMENTE DE CONCRETO

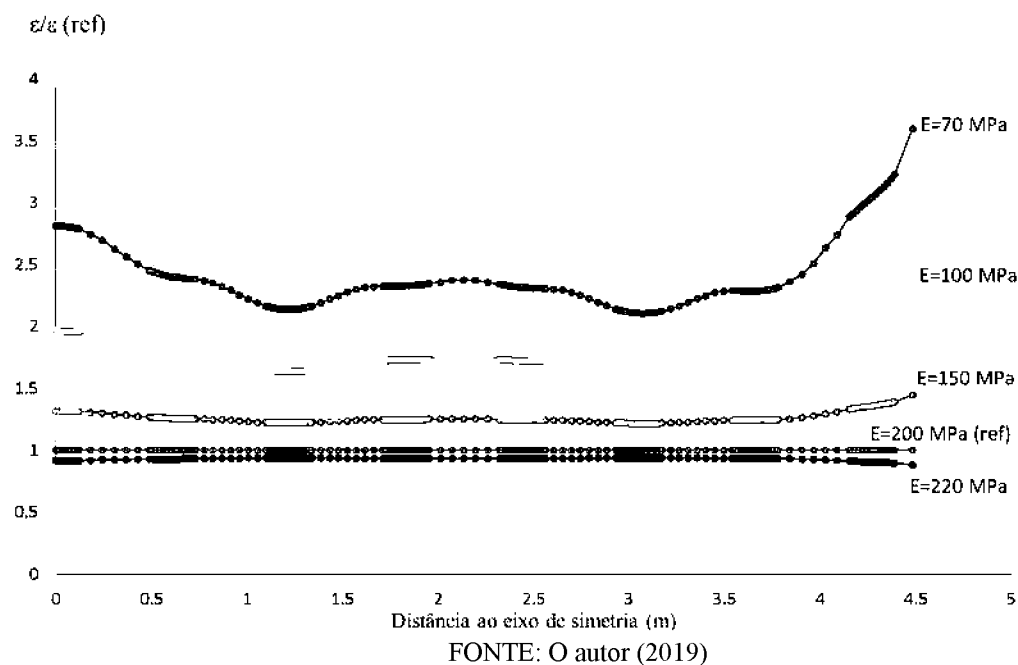


Percebe-se que o efeito do módulo de elasticidade do sublastro nas tensões verticais do subleito é pequeno, tanto para modelos com dormentes de concreto quanto de madeira. Sayeed (2016) não considerou a variação do módulo de elasticidade do sublastro como um dos principais fatores que afetam a tensão vertical no subleito. Ferreira

e Teixeira (2012) também concluíram que o nível de tensão no subleito foi pouco afetado pelo valor do módulo de elasticidade do sublastro, na análise consideraram sublastro granular e betuminoso. Teixeira (2003) aponta que o módulo do sublastro apresentou pouca influência também no valor de rigidez vertical da via.

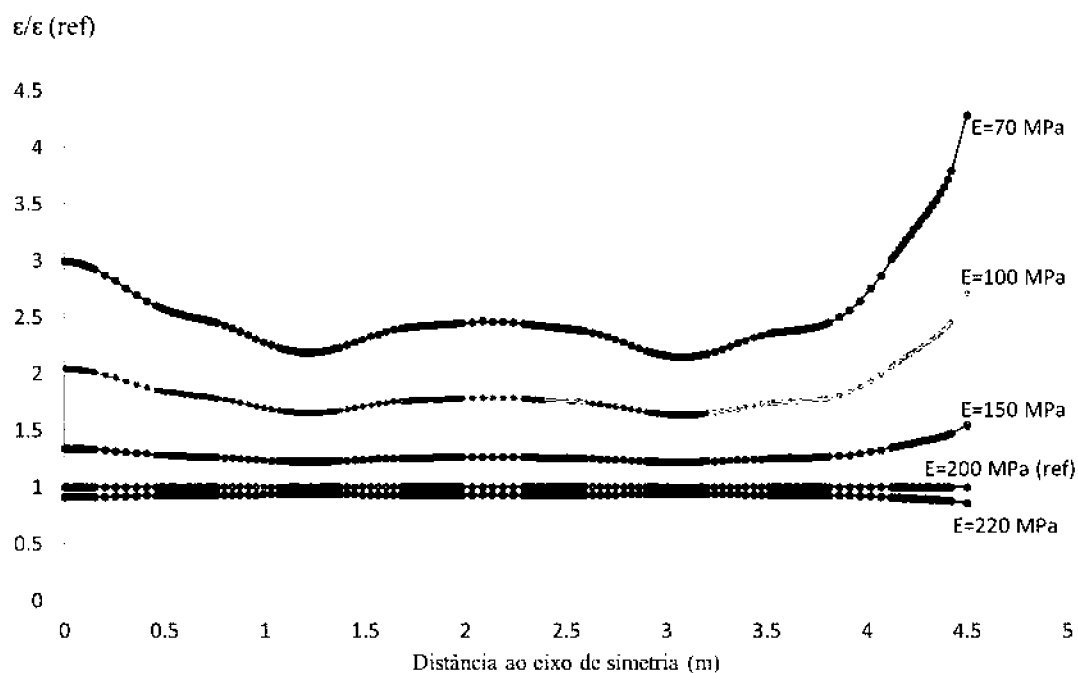
São analisadas ainda as deformações permanentes no topo do subleito para os módulos de elasticidade considerados. No Gráfico 32 são apresentadas as deformações normalizadas, em relação ao valor de referência ($E = 200 \text{ MPa}$), para o modelo com dormentes de madeira.

GRÁFICO 32 – RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO VERTICAL NORMALIZADA PARA O TOPO DO SUBLEITO, EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SUBLASTRO – DORMENTE DE MADEIRA



Da mesma forma, esses resultados de deformação também são apresentados para o modelo com dormentes de concreto, como demonstrado no Gráfico 33.

GRÁFICO 33 – RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO VERTICAL NORMALIZADA PARA O TOPO DO SUBLEITO, EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SUBLASTRO - DORMENTE DE CONCRETO

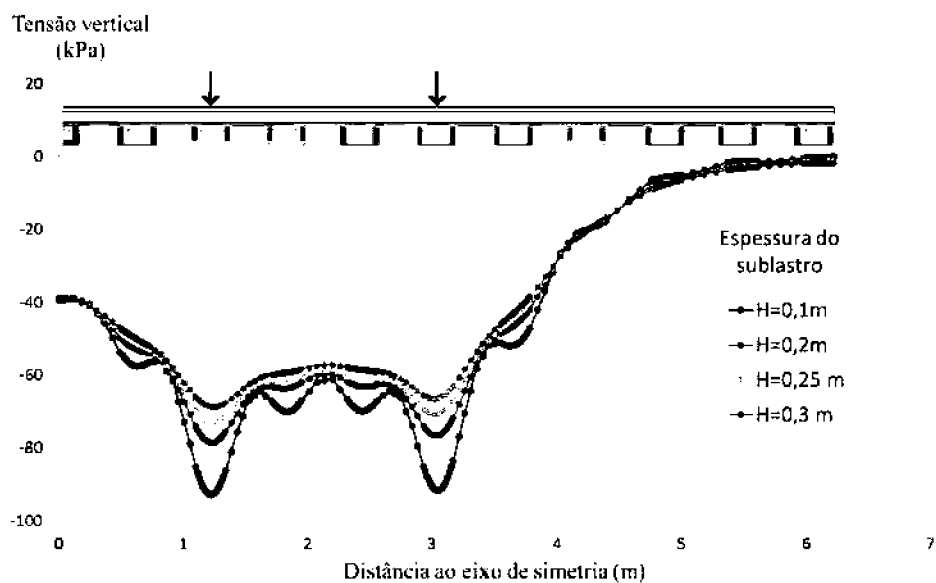


Percebe-se que para menores valores do módulo de elasticidade do sublastro são obtidas maiores deformações no topo do subleito.

Para a redução do módulo de elasticidade do sublastro de 200 MPa (valor de referência) para o menor valor analisado, de 70 MPa, nota-se que os valores de deformação vertical no topo do subleito mais do que dobraram, para os casos com dormente de concreto e de madeira. O que indica que o efeito do módulo de elasticidade do sublastro é mais significativo em termos de deformação no topo do subleito, do que de tensão nessa camada.

Além desses módulos, também foi estudada a variação da espessura da camada de sublastro no comportamento mecânico da via. No Gráfico 34 estão apresentados os resultados de tensão vertical no topo do subleito em relação às quatro espessuras consideradas para um modelo com dormentes de madeira.

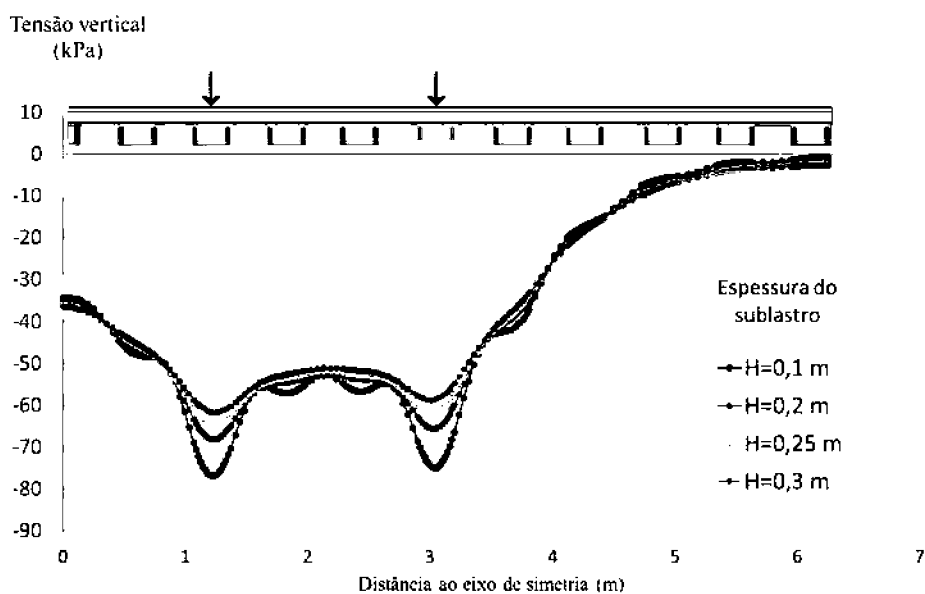
GRÁFICO 34 – RESULTADOS DE TENSÃO VERTICAL (kPa) NO TOPO DO SUBLEITO, VARIANDO A ESPESSURA DO SUBLASTRO - DORMENTE DE MADEIRA



FONTE: O autor (2019).

Os mesmos resultados são mostrados no Gráfico 35 para o modelo com dormentes de concreto.

GRÁFICO 35 – RESULTADOS DE TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO SUBLEITO EM RELAÇÃO À ESPESSURA DO SUBLASTRO - DORMENTE DE CONCRETO



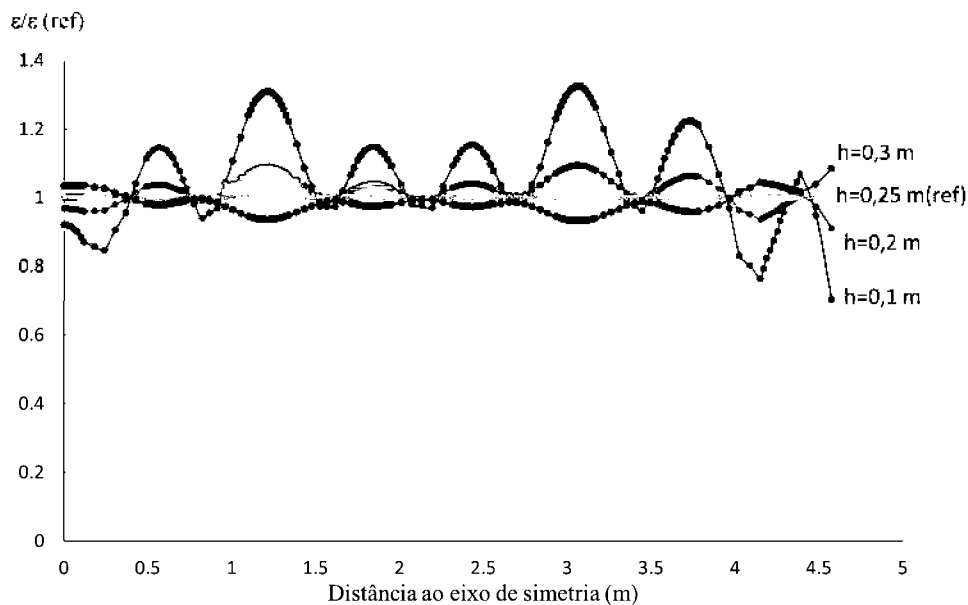
FONTE: O autor (2019)

Os gráficos mostram uma grande diferença nos valores de tensão vertical no subleito em função de diferentes espessuras do sublastro. Observa-se que menores espessuras implicam em maiores tensões no subleito. Dessa forma, com menores espessuras se tem menor distribuição de carga e as tensões são maiores no subleito. Sayeed (2016) também concluiu que a espessura do sublastro tem maior efeito nas tensões

verticais do subleito, do que o seu módulo de elasticidade, e encontrou a mesma tendência de que maiores espessuras do sublastro reduzem a tensão vertical no subleito.

Também são apresentados os resultados de deformação vertical para o subleito, em função das espessuras simuladas. No Gráfico 36 apresentam-se as deformações verticais normalizadas, considerando a espessura de referência ($h = 0,25$ m), para o modelo com dormentes de madeira.

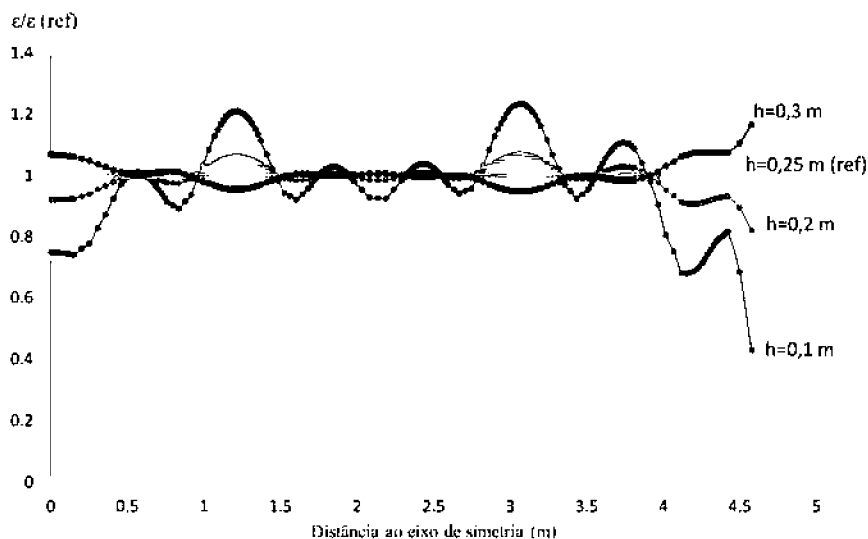
GRÁFICO 36 – RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO VERTICAL NO SUBLEITO EM FUNÇÃO DA ESPESSURA DO SUBLASTRO – DORMENTE DE MADEIRA



FONTE:O autor (2019)

Os mesmos resultados são apresentados para o modelo com dormentes de concreto, no Gráfico 37.

GRÁFICO 37 – RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO VERTICAL NO SUBLEITO EM FUNÇÃO DA ESPESSURA DO SUBLASTRO - DORMENTE DE CONCRETO

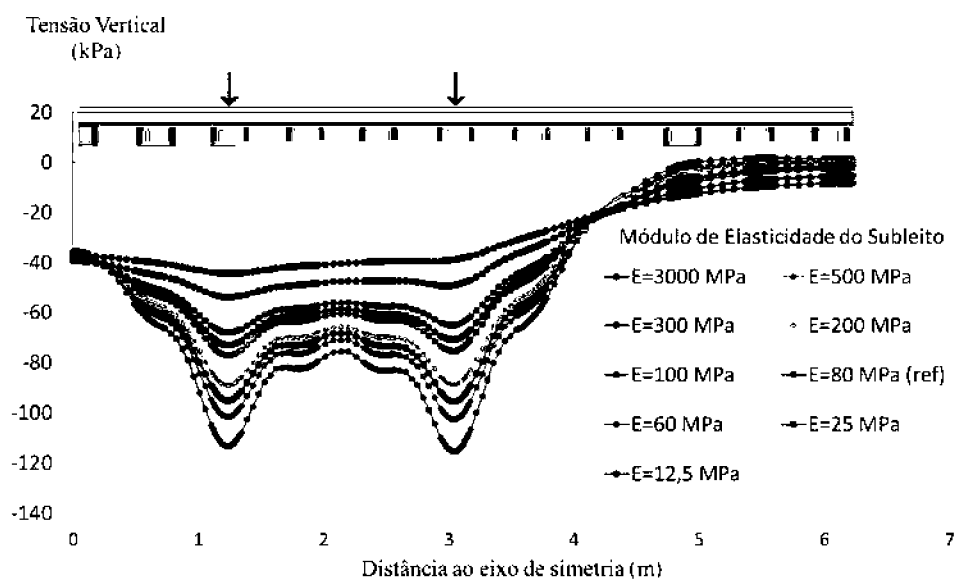


FONTE:O autor (2019)

Pode-se perceber dos gráficos que quanto menor a espessura do sublastro, maiores são as deformações verticais no subleito.

Também foram analisadas as influências do módulo de elasticidade e espessura da camada do subleito no comportamento mecânico da via. No Gráfico 38 são apresentados os resultados de tensão vertical no topo do subleito, em função do módulo de elasticidade do próprio subleito, para o modelo com dormente de madeira.

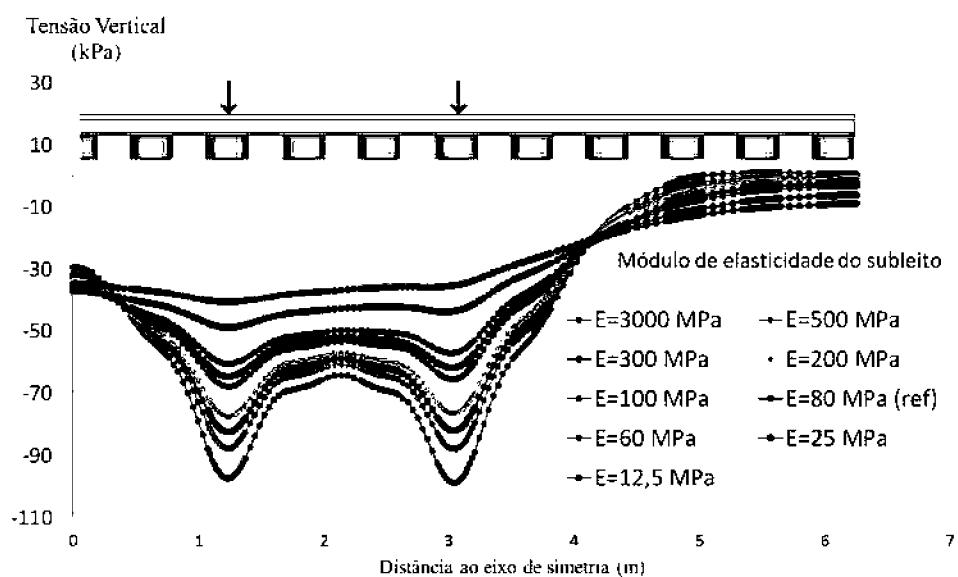
GRÁFICO 38 – TENSÕES VERTICAIS (kPa) NO TOPO DO SUBLEITO EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DA CAMADA- DORMENTE DE MADEIRA



FONTE: O autor (2019)

Os mesmos resultados foram obtidos para o modelo elaborado com dormentes de concreto, como representado no Gráfico 39.

GRÁFICO 39 – TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DO SUBLEITO EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DA CAMADA - DORMENTE DE CONCRETO

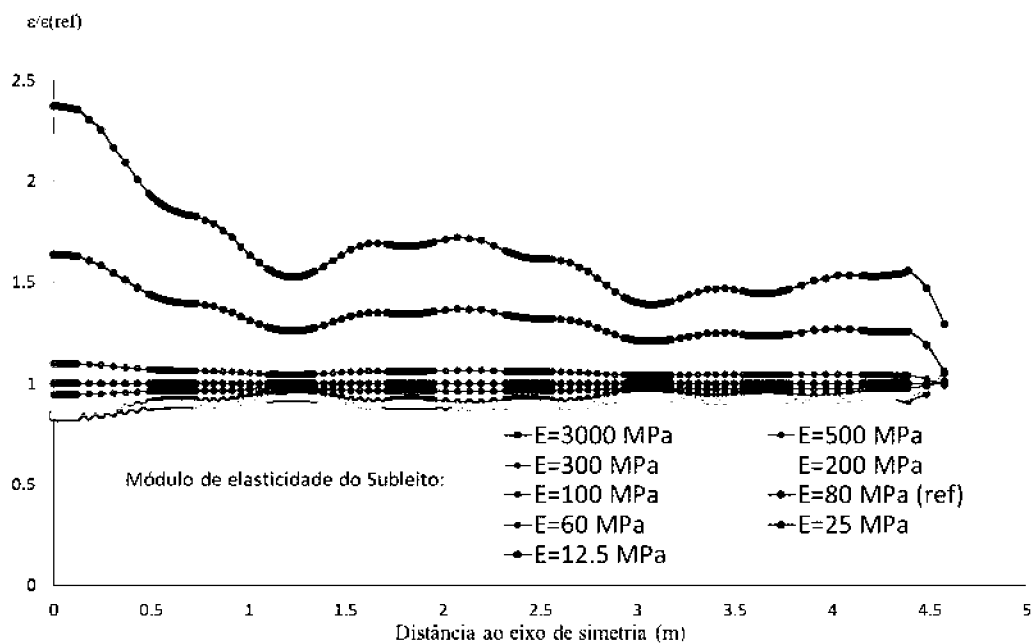


FONTE: O autor (2019)

Percebe-se dos gráficos que os maiores módulos de elasticidade do subleito foram responsáveis pelas maiores tensões no topo dessa mesma camada. Enquanto menores módulos foram acompanhados de menores tensões. Esses resultados corroboram com a análise de Sayeed (2016), que conclui que maiores módulos de elasticidade do subleito acarretam maiores tensões nessa camada. Teixeira (2003) aponta que para variação do módulo do subleito de 12,5 MPa para 80 MPa obteve o dobro do valor de rigidez da via.

Além das tensões, também foram analisadas as deformações verticais nessa camada. No Gráfico 40 são apresentadas as deformações verticais para a camada do subleito, normalizadas em relação ao valor de referência ($E = 80$ MPa), para o modelo com dormente de madeira.

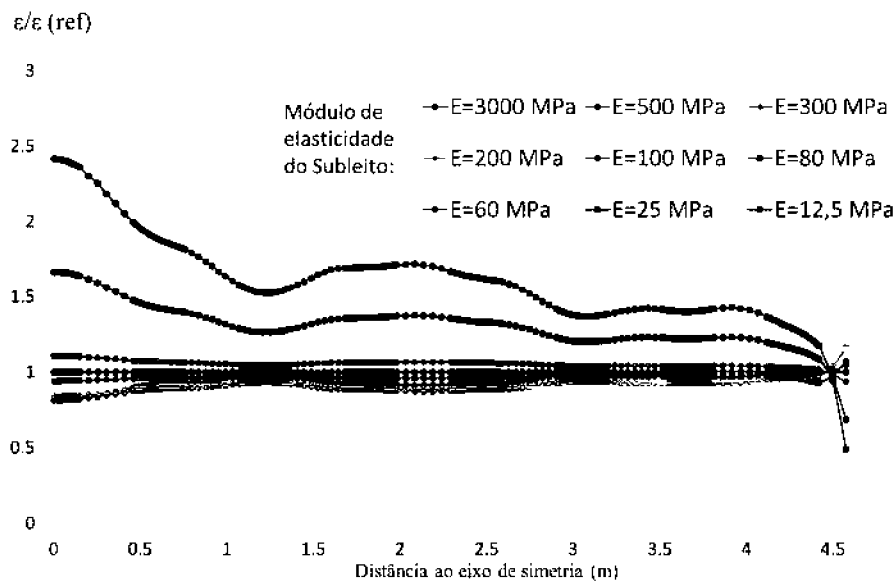
GRÁFICO 40 – RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO VERTICAL NO SUBLEITO, EM RELAÇÃO AO MÓDULO DE ELASTICIDADE DA CAMADA - DORMENTE DE MADEIRA



FONTE: O autor (2019)

Os mesmos resultados são apresentados para o modelo com dormentes de concreto, no Gráfico 41.

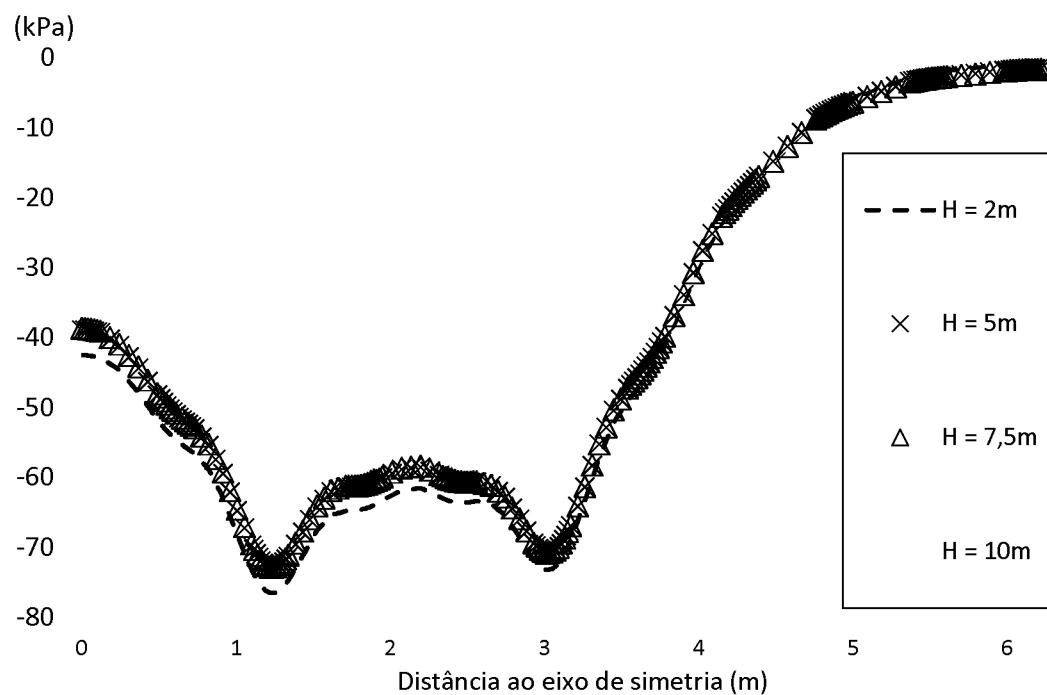
GRÁFICO 41 – RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO VERTICAL NO SUBLEITO, EM RELAÇÃO AO MÓDULO DE ELASTICIDADE DA CAMADA - DORMENTE DE CONCRETO



É notável nos gráficos como menores módulos de elasticidade do subleito geram maiores deformações nessa camada. Valores altos do módulo de elasticidade, maiores que o valor de referência ($E = 80 \text{ MPa}$), resultaram em menores deformações, porém de forma menos acentuada. Sayeed (2016) aponta que o módulo de elasticidade do subleito é um dos principais fatores que afetam a deformação vertical dessa camada. O autor encontrou a mesma tendência de que maiores módulos implicam em menores deformações dessa camada. E de modo geral, Correia (2007) conclui que maiores valores do módulo de elasticidade do subleito resultam em menores deslocamentos da via.

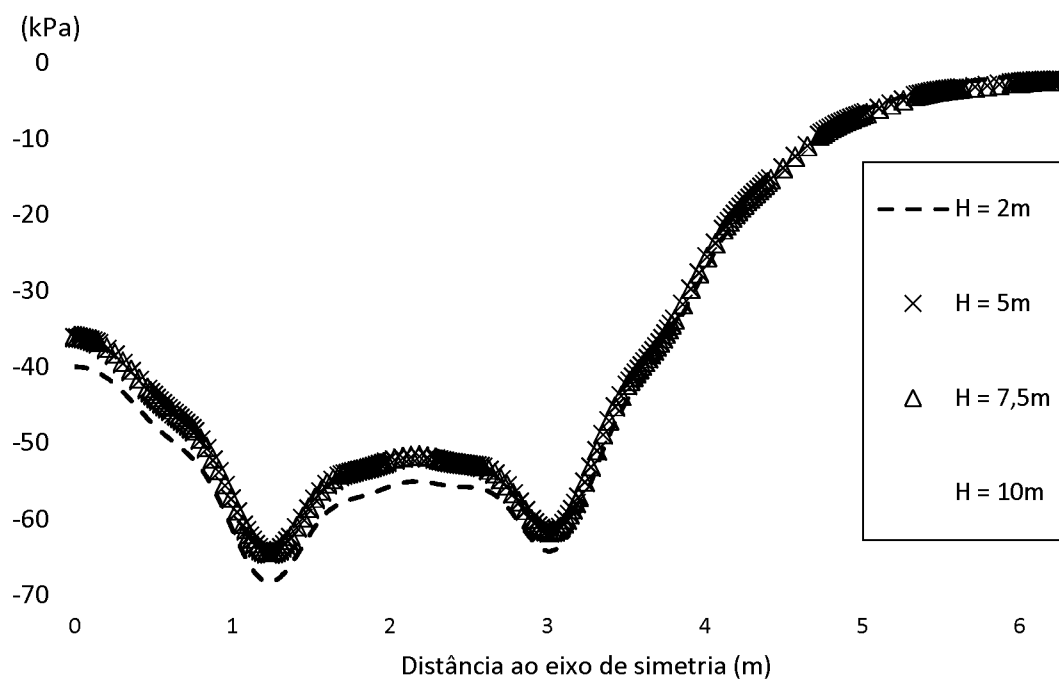
Além do módulo de elasticidade do subleito, foi analisada a variação da espessura dessa camada em relação às tensões verticais no topo do subleito. No Gráfico 42 são apresentados esses resultados para o modelo com dormentes de madeira.

GRÁFICO 42 – TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DO SUBLEITO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DA ESPESSURA DESSA CAMADA - DORMENTE DE MADEIRA



Os mesmos resultados são apresentados para o modelo com dormentes de concreto, no Gráfico 43.

GRÁFICO 43 – TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DO SUBLEITO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DA ESPESSURA DESSA CAMADA - DORMENTE DE CONCRETO

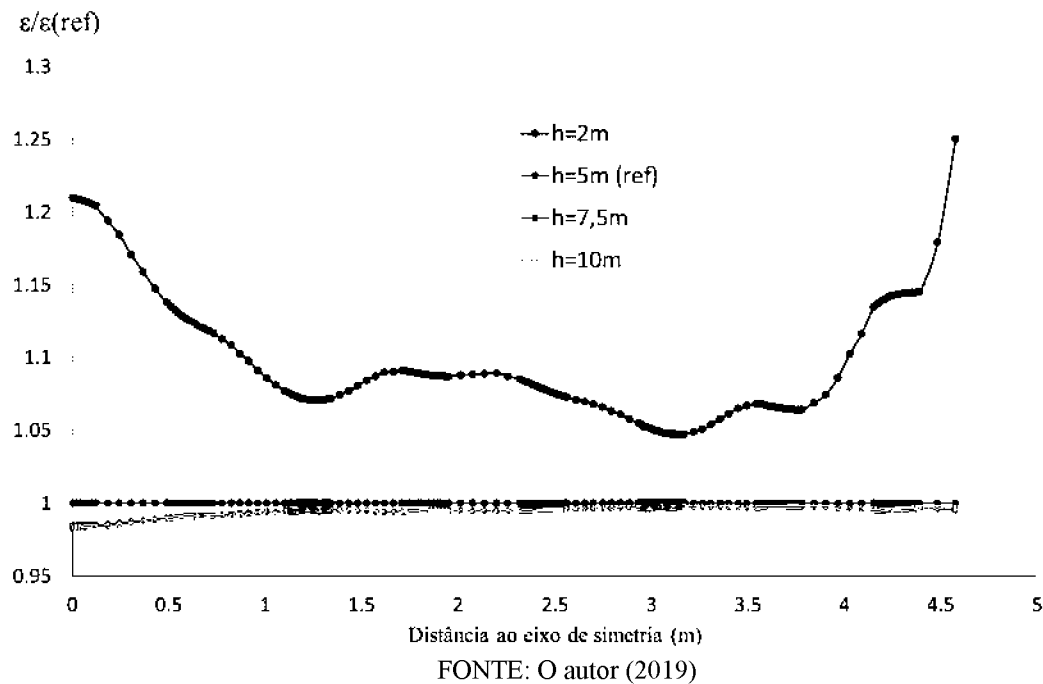


Percebe-se que para menores espessuras do subleito resultam maiores tensões no subleito. Essa influência é notável entre 2 e 5 m apenas, a partir de espessuras maiores a

influência não é mais perceptível, em termos de tensão. Sayeed (2016) também encontrou a mesma tendência de que menores espessuras do subleito resultam em menores tensões nessa camada. O autor variou a espessura entre 1,5m e 15m, e encontrou diferenças de tensão no topo da camada na ordem de 10 kPa. Ao comparar os Gráficos 42 e 43, percebe-se que o modelo com dormentes de madeira apresentou maiores tensões, o que pode ser atribuído à menor rigidez da madeira em comparação com o concreto.

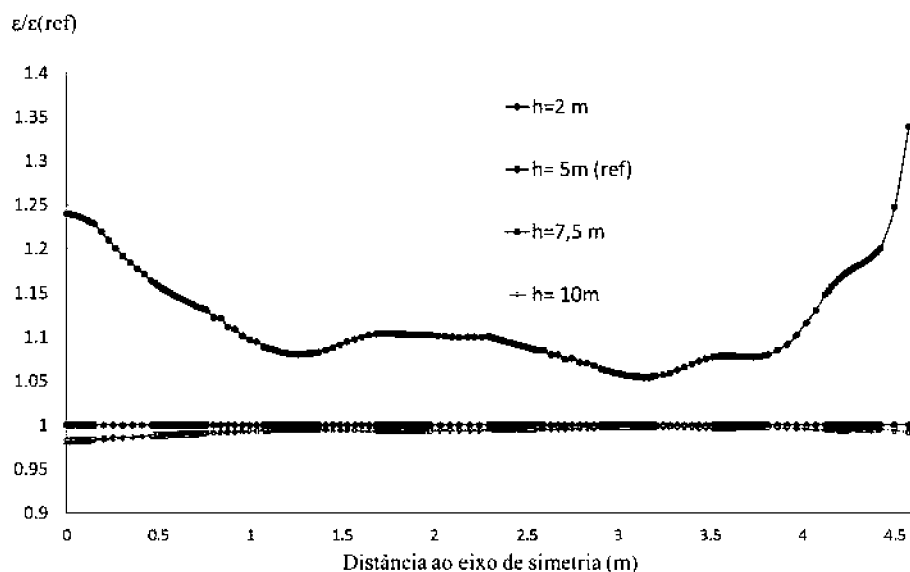
Também são apresentados os resultados de deformação vertical no topo do subleito em função da variação da espessura nessa camada. No Gráfico 44 são apresentadas essas deformações verticais, normalizadas em relação à espessura de referência ($h = 5$ m), para o modelo com dormente de madeira.

GRÁFICO 44 – RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO VERTICAL NO SUBLEITO, EM RELAÇÃO A VARIAÇÃO DA ESPESSURA DESSA CAMADA - DORMENTE DE MADEIRA



Os mesmos resultados são apresentados para o modelo com dormente de concreto, no Gráfico 45.

GRÁFICO 45 – RESULTADOS DE DEFORMAÇÃO VERTICAL NO SUBLEITO, EM RELAÇÃO A VARIAÇÃO DA ESPESSURA DESSA CAMADA - DORMENTE DE CONCRETO



FONTE: O autor (2019)

Percebe-se que as maiores diferenças nos resultados são observadas para a espessura de 2 metros, que apresentou maiores deformações verticais no topo do subleito em relação à espessura de referência, de 5 metros. Para as espessuras de 7,5 metros e de 10 metros observa-se uma pequena variação dos resultados em relação à espessura de referência, e que esses, de modo geral, foram ligeiramente menores.

4.4. RESULTADOS PARA A ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES PERMANENTES DA VIA

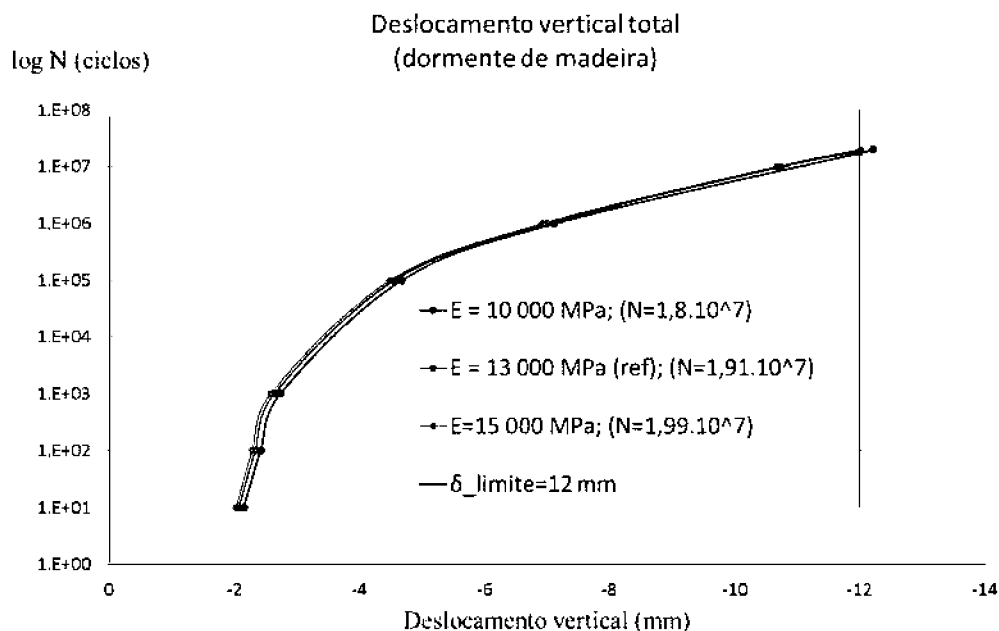
Nesta seção serão apresentados os resultados da análise de deformações permanentes da via, como descrito no capítulo 3.2.3. O objetivo dessa análise foi estudar a relação entre as variáveis consideradas no estudo paramétrico, que foram o módulo de elasticidade e espessuras das camadas da via, em conformidade com as deformações permanentes da mesma. Para tanto, foram utilizados os dados de tensão das simulações elástico lineares para obter os parâmetros dos materiais do modelo de Tseng e Lytton (1989). A partir destes parâmetros, e dos valores de deformação elástica, foram estimados os deslocamentos permanentes das camadas da via, a partir do modelo empírico de Tseng e Lytton (1989). Obtiveram-se, assim, os deslocamentos permanentes para cada camada, e a soma desses resultou no deslocamento total da via. Como são empregados os resultados obtidos nas simulações do estudo paramétrico, que utilizou o caso 2 de

carregamento, no qual as cargas são aplicadas na posição acima dos dormentes, implicitamente os resultados de deslocamento permanente também consideram esse caso de carregamento.

Os resultados de deslocamentos permanentes para as diferentes simulações foram comparados em termos dos deslocamentos totais da via em função do número de ciclos de carga. Profillidis (2014) aponta que para ferrovias europeias com velocidade até 80 km/h são adotados limites de deformação vertical da via entre 12 a 19 mm, que definem a necessidade de manutenção para corrigir os defeitos geométricos. Adotou-se o valor mais conservador de 12 mm, que foi plotado nos gráficos de deformação total, e foram indicados o número de ciclos a partir do qual cada simulação necessitaria de manutenção, em decorrência das deformações permanentes verticais.

Inicialmente são apresentados os resultados de deslocamento permanente vertical em função do número de ciclos de carga, para as simulações que variaram o módulo de elasticidade dos dormentes. No Gráfico 46 são representados esses resultados para o modelo com dormentes de madeira, entre parênteses são indicados os números de ciclos estimados para atingir a deformação plástica da via de 12 mm.

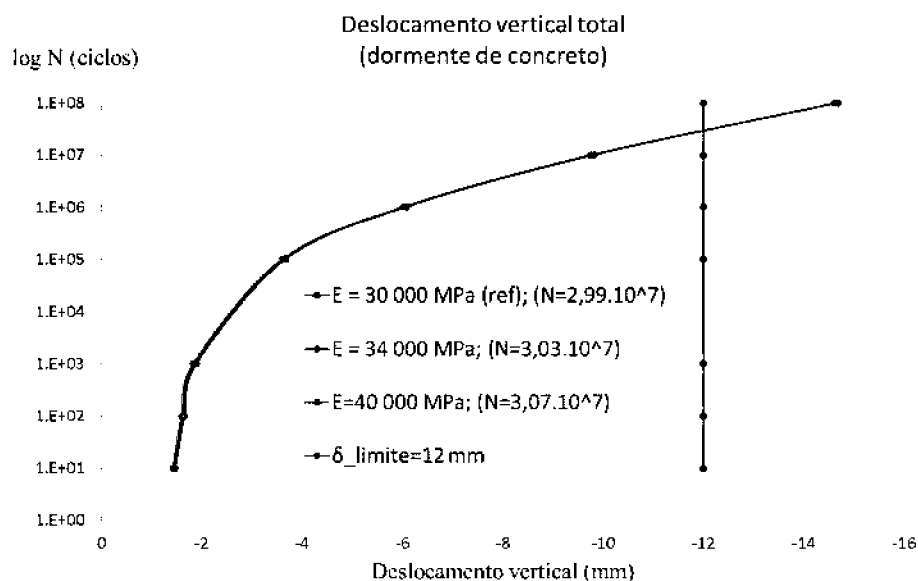
GRÁFICO 46 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE (mm) EM FUNÇÃO DA VARIÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS DORMENTES DE MADEIRA (MPa)



FONTE: O autor (2019)

Os mesmos resultados são apresentados para o modelo que variou o módulo de elasticidade dos dormentes de concreto, no Gráfico 47.

GRÁFICO 47 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE (mm) EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS DORMENTES DE CONCRETO (MPa)

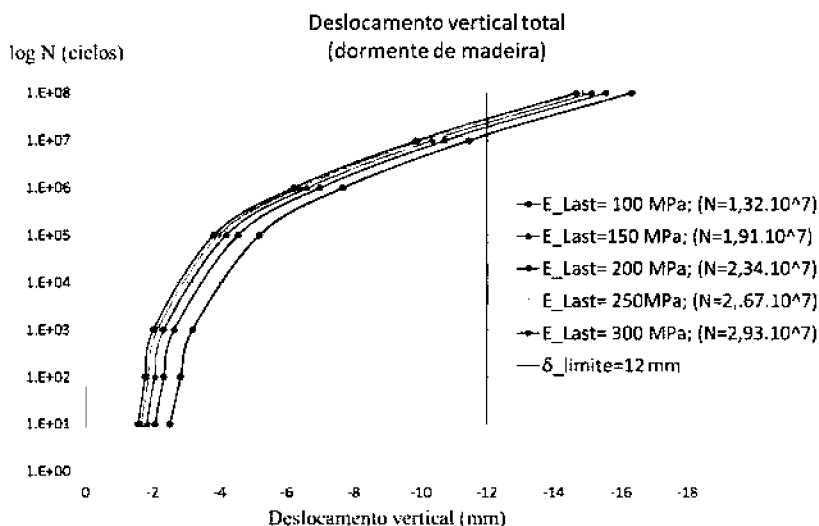


FONTE: O autor (2019)

A partir dos Gráficos 46 e 47 nota-se que a variação do módulo de elasticidade dos dormentes teve um efeito negligenciável nos valores deslocamentos permanentes da via. Esse comportamento foi verificado para os dois tipos de dormentes analisados. Ao comparar os dormentes de madeira com os de concreto, em termos dos resultados dos modelos de referência, nota-se que o modelo com dormentes de madeira apresentou deslocamentos permanentes maiores, mas essa diferença é pequena, menor do que 1 mm.

A seguir são apresentados os resultados para os modelos que variaram o módulo de elasticidade do lastro, no Gráfico 48.

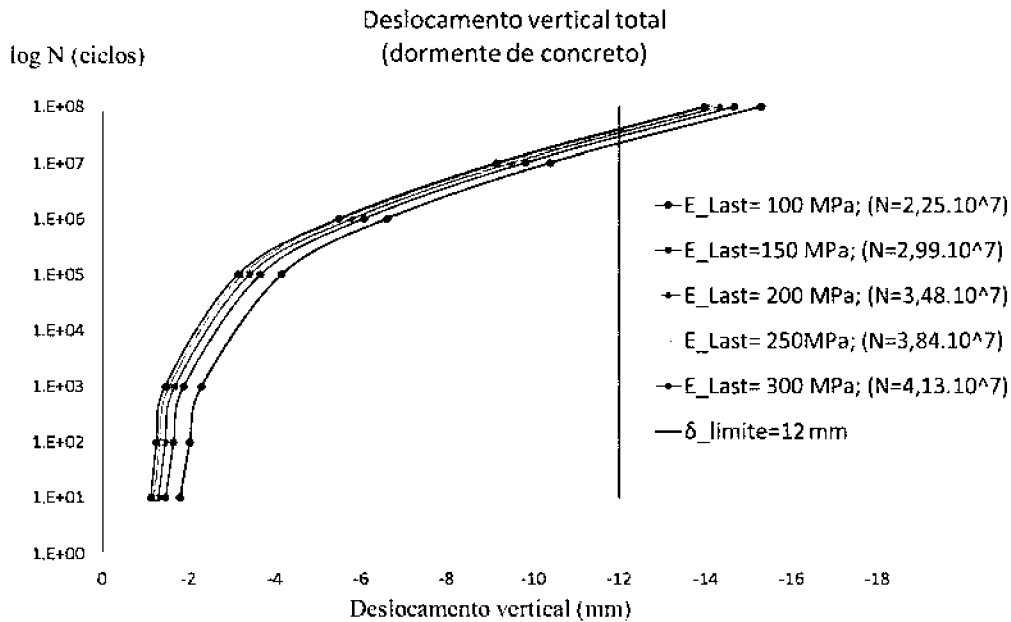
GRÁFICO 48 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE (mm) EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO LASTRO (MPa)– DORMENTE DE MADEIRA



FONTE: O autor (2019)

Também são ilustrados os mesmos resultados para o modelo com dormentes de concreto, no Gráfico 49.

GRÁFICO 49 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE EM FUNÇÃO DA VARIÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO LASTRO - DORMENTE DE CONCRETO

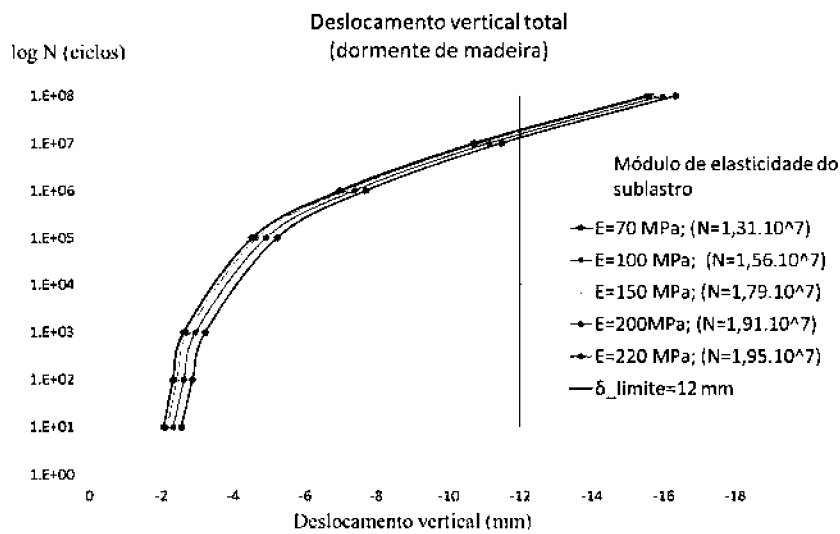


FONTE: O autor (2019)

Percebe-se que vias com lastros com menor módulo de elasticidade apresentam uma tendência de acumular deformação vertical permanente mais rápido. Nota-se também que de maneira sutil os modelos com dormente de madeira acumularam deformação mais rápido do que os com dormente de concreto, o que é coerente uma vez que esses dormentes transmitem maiores tensões para as camadas da via.

Também são apresentados os resultados de deslocamento permanente vertical, para as simulações que variaram o módulo de elasticidade do sublastro. No Gráfico 50 são apresentados esses resultados para o modelo com dormentes de madeira.

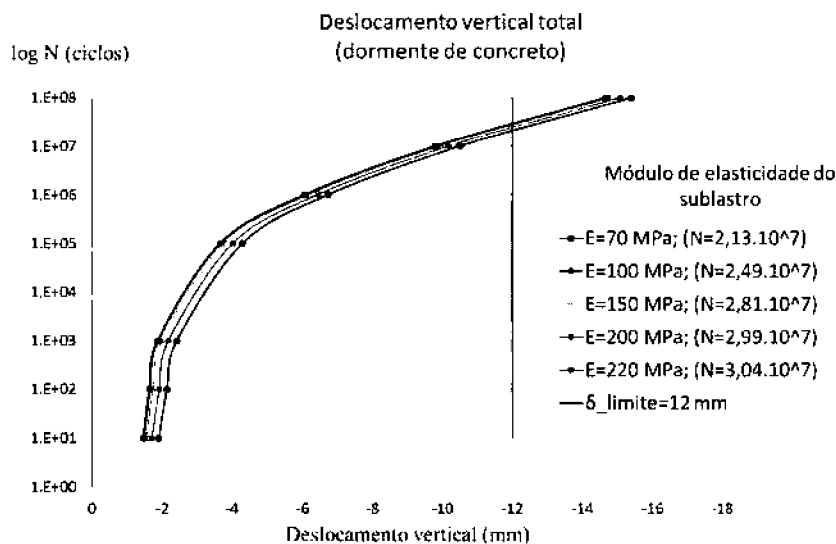
GRÁFICO 50 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SUBLASTRO – DORMENTE DE MADEIRA



FONTE: O autor (2019)

No Gráfico 51 são demonstrados os mesmos resultados para o modelo com dormentes de concreto.

GRÁFICO 51 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SUBLASTRO - DORMENTE DE CONCRETO

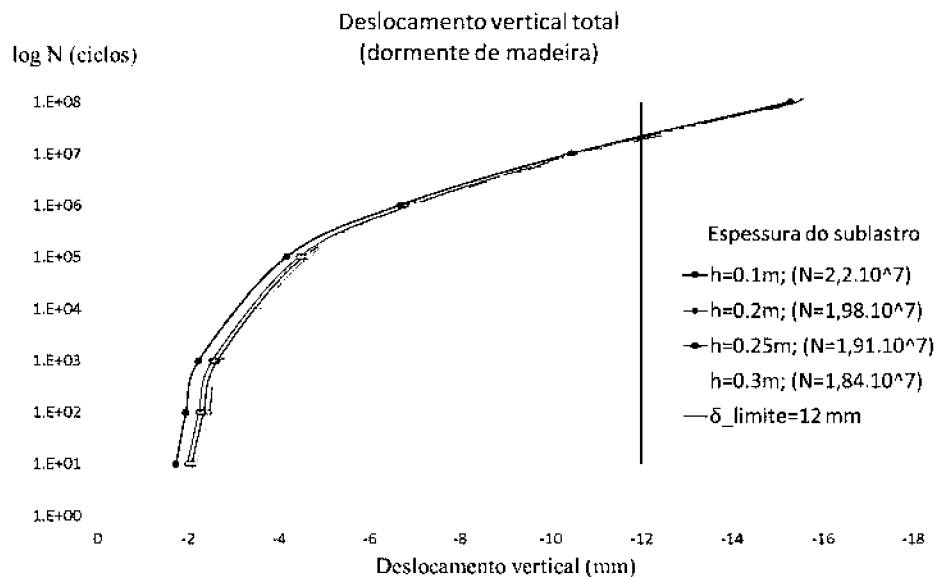


FONTE: O autor (2019)

Percebe-se dos gráficos que vias com menores módulos de elasticidade do sublastro têm uma tendência de acumular deformações permanentes mais rapidamente, o que implica que precisarão de manutenção a partir de menos ciclos do que vias com maiores módulos dessa camada. Nota-se que vias com dormentes de concreto admitem mais ciclos até a manutenção em comparação com modelo com dormentes de madeira.

Além do módulo de elasticidade do sublastro, foi analisado o efeito da espessura dessa camada nas deformações permanentes. No Gráfico 52 apresentam-se os resultados de deslocamentos permanentes em função das espessuras analisadas para o modelo com dormentes de madeira.

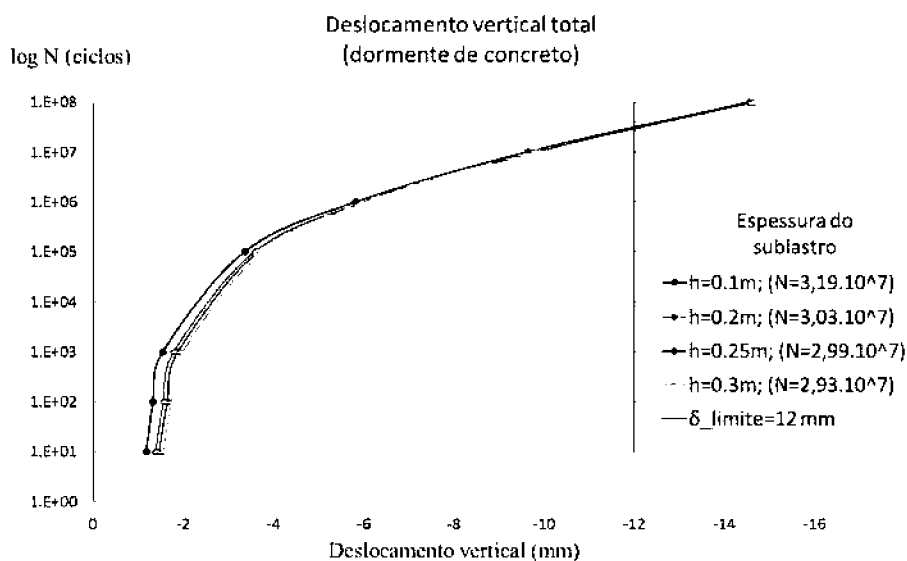
GRÁFICO 52 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DA ESPESSURA DO SUBLASTRO – DORMENTE DE MADEIRA



FONTE: O autor (2019)

No Gráfico 53 temos os mesmos resultados para o modelo com dormentes de concreto.

GRÁFICO 53 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DA ESPESSURA DO SUBLASTRO - DORMENTE DE CONCRETO

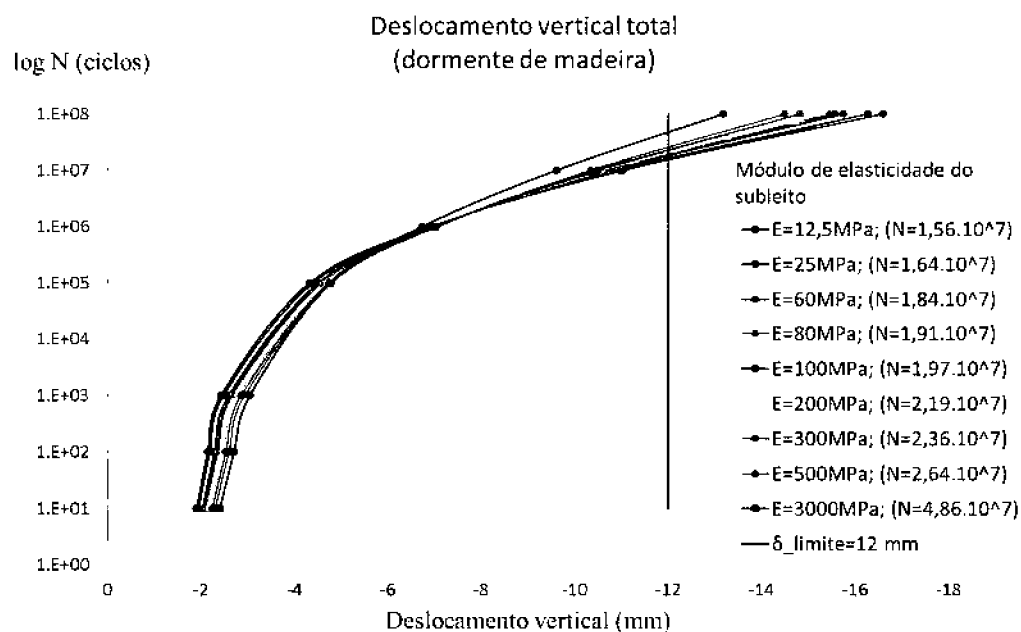


FONTE: O autor (2019)

Percebe-se que a espessura do sublastro teve uma influência pequena no deslocamento vertical permanente, tanto para vias com dormente de madeira, quanto para vias com dormente de concreto. E menores espessuras resultaram em menores deslocamentos permanentes, mas de maneira pouco significativa, tanto que não é perceptível a diferença a partir de 10^6 ciclos. Esse comportamento foi afetado principalmente pelo acúmulo de deformações na própria camada do sublastro, no qual menores espessuras resultaram em deformações permanentes significativamente menores nessa camada. De modo que, o efeito da variação da espessura do sublastro nos resultados de deformação permanente das camadas de lastro e subleito, foi pouco pronunciável.

Ainda são analisadas as simulações que variaram o módulo de elasticidade do subleito. No Gráfico 54 são apresentados os resultados de deslocamento vertical permanente em função dos módulos analisados para o modelo com dormentes de madeira.

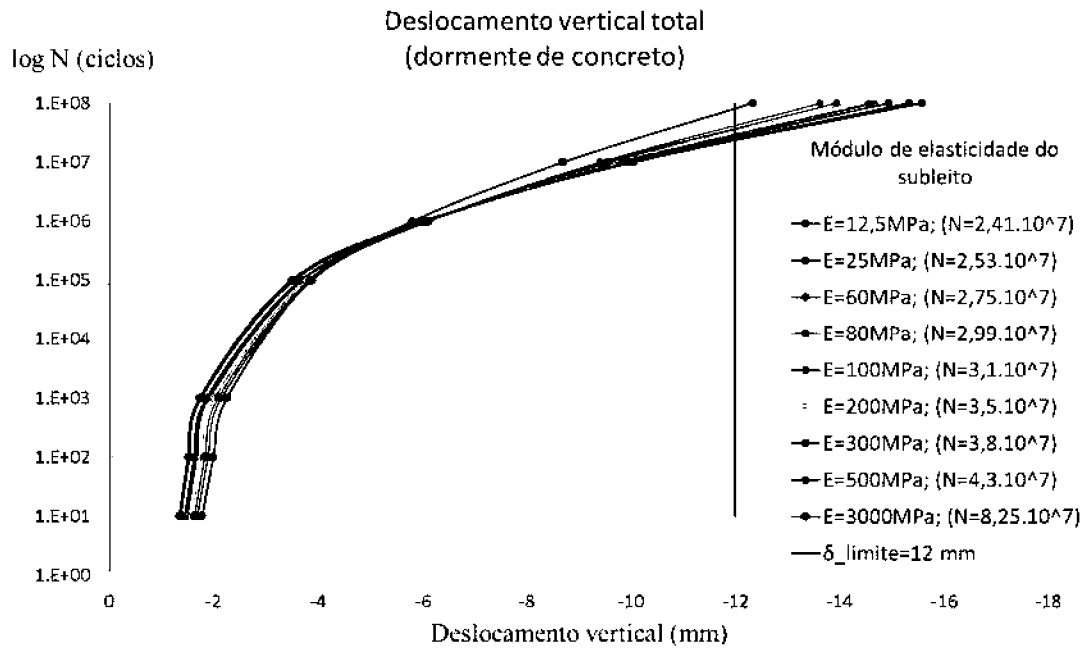
GRÁFICO 54 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SUBLEITO - DORMENTE DE MADEIRA



FONTE: O autor (2019)

No Gráfico 55 são representados os mesmos resultados para o modelo com dormentes de concreto.

GRÁFICO 55 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SUBLEITO - DORMENTE DE CONCRETO

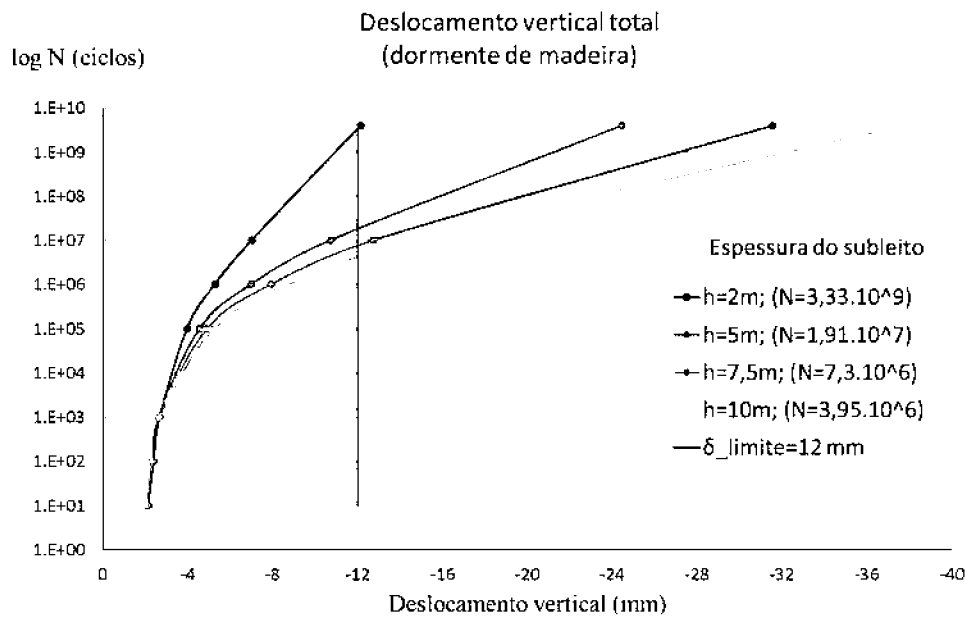


FONTE: O autor (2019)

Percebe-se que para os primeiros ciclos são obtidos menores deslocamentos permanentes verticais para menores valores do módulo de elasticidade. Porém, essa tendência é invertida, em aproximadamente 5×10^5 ciclos, e para um número de ciclos de carga maior que 10^6 os modelos com maiores módulos de elasticidade acumulam deformação vertical permanente a uma taxa menor. De maneira geral, nota-se que o modelo com dormente de concreto resulta em menores deslocamentos verticais em comparação com o modelo de madeira para o mesmo número de ciclos.

Por fim, são analisados os resultados para as simulações que variaram a espessura do subleito. No Gráfico 56 tem-se os valores de deslocamento vertical permanente em função da espessura do subleito para o modelo com dormente de madeira.

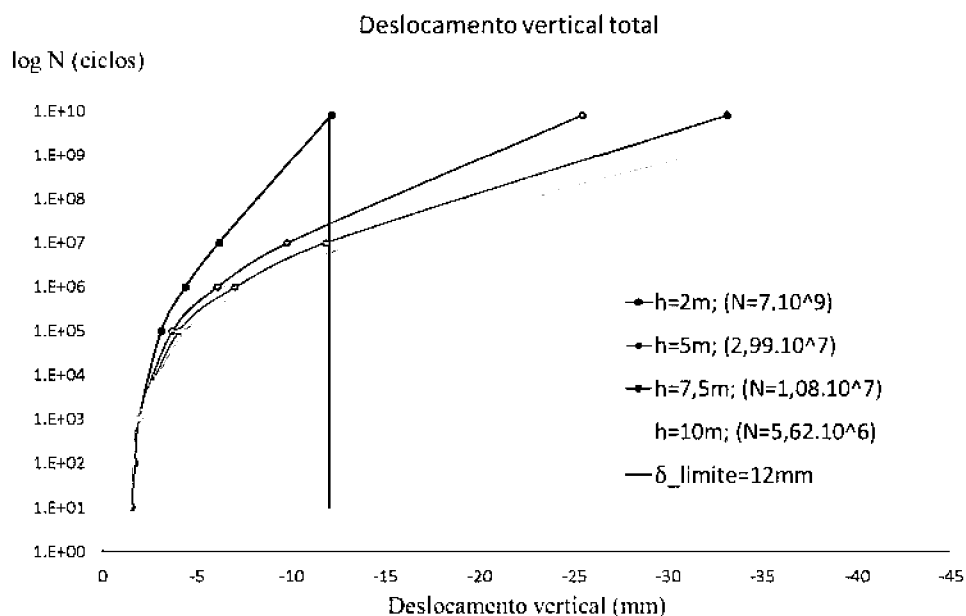
GRÁFICO 56 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE EM FUNÇÃO DA VARIÇÃO DA ESPESSURA DO SUBLEITO - DORMENTE DE MADEIRA



FONTE: O autor (2019)

São apresentados também os mesmos resultados para o modelo com dormente de concreto, no Gráfico 57.

GRÁFICO 57 – RESULTADOS DE DESLOCAMENTO PERMANENTE EM FUNÇÃO DA VARIÇÃO DA ESPESSURA DO SUBLEITO - DORMENTE DE CONCRETO



FONTE: O autor (2019)

Nota-se que a partir de 10^3 ciclos os resultados de deslocamento vertical permanente sofrem bastante influência da espessura do subleito, de modo que as maiores espessuras resultam em maiores deslocamentos. Tanto que, dentro do número de ciclos

considerados, os modelos com espessura de 2 m necessitaram de muito mais ciclos de carga para atingirem a deformação limite de 12 mm. Uma tendência de comportamento similar também foi observada por Sayeed (2016), que concluiu que menores espessuras do subleito resultam em menores deflexões do trilho. Por fim, percebe-se também que as deformações foram menores para os modelos com dormente de concreto, em relação aos modelos com dormente de madeira.

4.5. RESULTADOS PARA A ANÁLISE DO NÚMERO ADMISSÍVEL DE REPETIÇÕES DE CARGA NO SUBLEITO

No capítulo 3.2.4 foram apresentadas as equações para determinar o número admissível de ciclos de carga no topo subleito. A equação de Huang et al. (1984), apud Liu (2013), foi empregada para todas as simulações consideradas no estudo paramétrico, a partir do módulo de elasticidade do subleito e dos resultados de tensão vertical máxima no topo dessa camada, com o objetivo de calcular o número admissível de ciclos de carga no subleito. Nesse estudo foi considerado o caso 2 de carregamento, considerado o caso crítico em relação às tensões no topo do subleito. Esses resultados são apresentados em função dos parâmetros variados no estudo paramétrico, descrito no capítulo 3.2.2. Como complemento, também são apresentados os resultados de número de ciclos admissíveis de carga convertidos em toneladas úteis (TU), em função do carregamento considerado. Para fazer essa conversão foi utilizada a relação entre o número de ciclos (N) e a tonelage total do tráfego (T) para a carga de roda considerada, apresentada por Li (1994, apud Li e Selig, 1998):

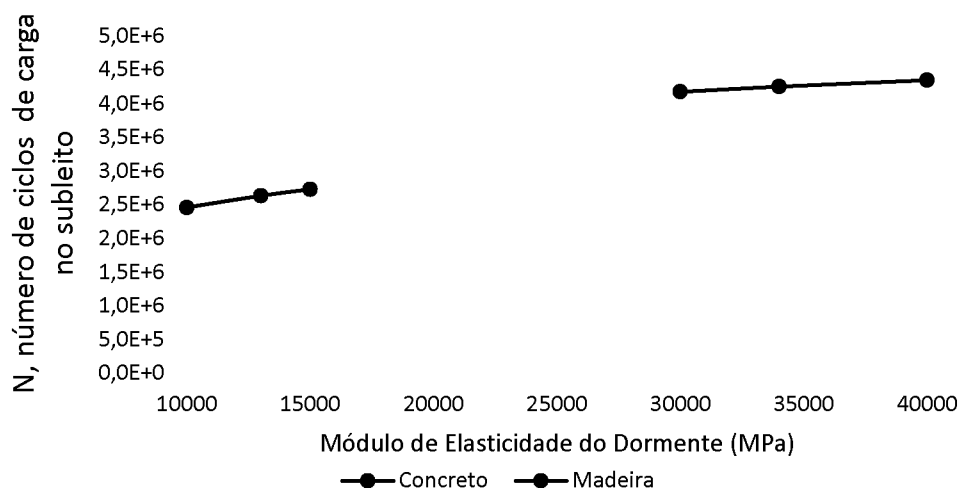
$$N = \frac{T}{8P} \quad (46)$$

onde N é o número de ciclos de carga no subleito, P é a carga de roda, e T é a tonelage total do tráfego relativa à carga de roda P , para um vagão com 4 eixos e 8 rodas, como o vagão GDU, considerado no presente estudo. Para obter resultados em termos de tonelada útil (TU), no valor da carga de roda foi desconsiderada a parcela respectiva ao peso próprio do vagão, de modo a avaliar apenas a carga movimentada. O peso próprio do vagão GDU foi adotado como 23 t (ANTT, 2015).

Inicialmente são apresentados os resultados para a variação do módulo de elasticidade dos dormentes em relação ao número de ciclos de carga admissível no

subleito, no Gráfico 58. São apresentados os resultados obtidos para o modelo com dormentes de madeira e para o modelo com dormentes de concreto.

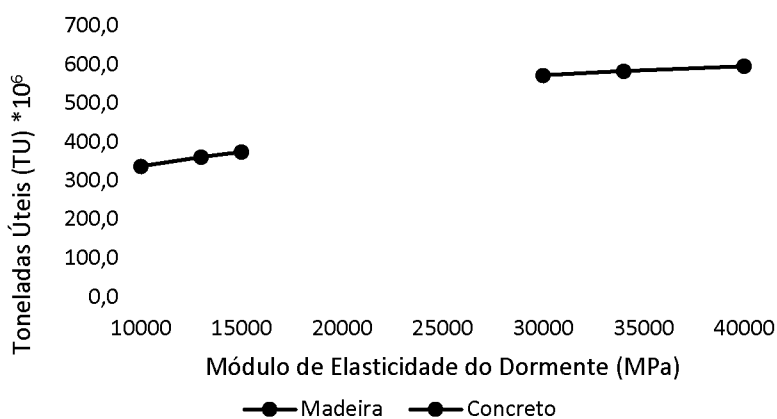
GRÁFICO 58 – NÚMERO DE CICLOS DE CARGA ADMISSÍVEL NO SUBLEITO EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS DORMENTES.



FONTE: O autor (2019)

A partir do Gráfico 58 percebe-se que para maiores valores do módulo de elasticidade dos dormentes resultam maiores números de ciclos admissíveis de carga. Esses resultados são obtidos em função das tensões verticais no topo do subleito, dessa forma, dormentes de concreto implicam em menores tensões nessa camada, e, portanto, em maior durabilidade segundo a equação utilizada. Esses resultados também podem ser avaliados em termos de toneladas úteis, para o carregamento considerado, como apresentado no Gráfico 59.

GRÁFICO 59 – TONELADAS ÚTEIS TRANSPORTADAS (TU) EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DOS DORMENTES.

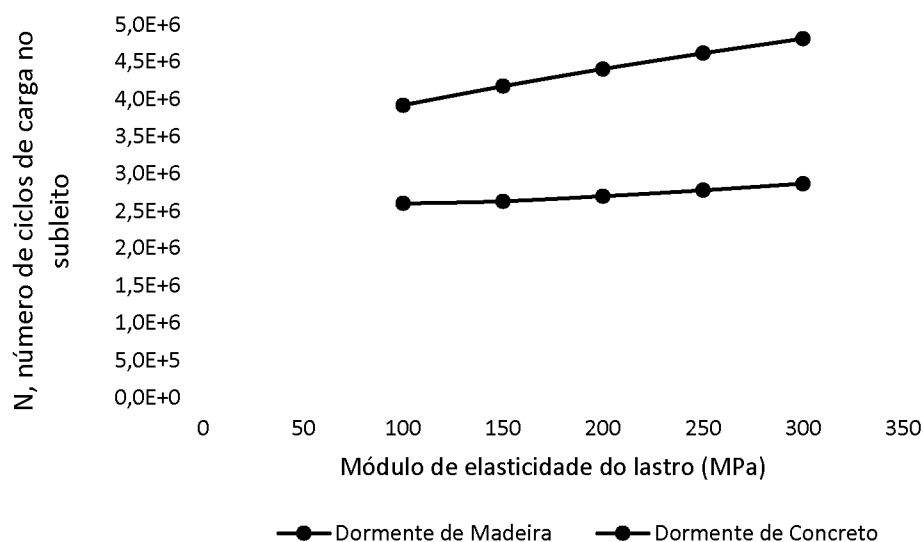


FONTE: O autor (2019)

Do Gráfico 59 percebe-se que maiores valores do módulo de elasticidade dos dormentes permitiriam o transporte de maiores volumes de carga, para a condição de carregamento simulada.

Também são apresentados os resultados para a variação do módulo de elasticidade do lastro, para as simulações com dormentes de madeira e de concreto, no Gráfico 60.

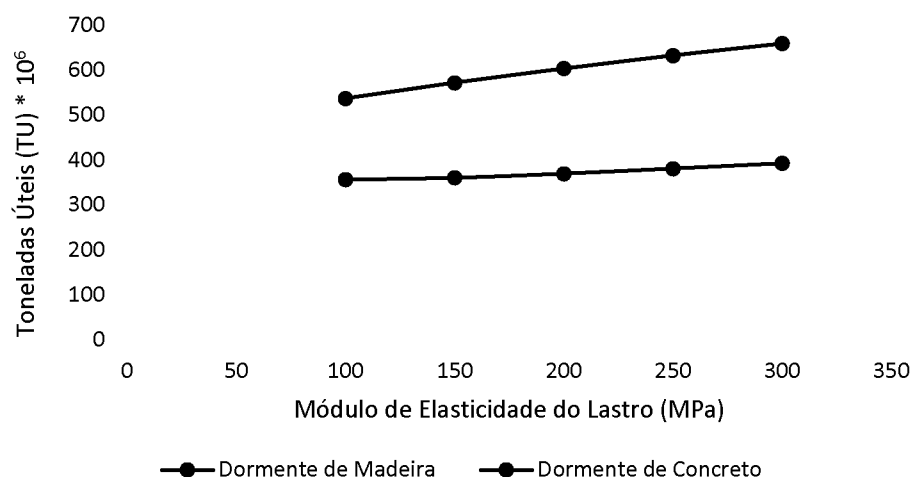
GRÁFICO 60 – NÚMERO DE CICLOS DE CARGA ADMISSÍVEL NO SUBLEITO EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO LASTRO.



FONTE: O autor (2019)

Percebe-se que o efeito de variação do módulo de elasticidade do lastro no número de ciclos admissível no subleito é mais notável para o modelo com dormentes de concreto. Nesse caso maiores módulos do lastro resultam em maiores números de ciclos de carga admissíveis, portanto, maior durabilidade da via. Essa mesma tendência é observada para o modelo com dormentes de madeira, porém, de maneira menos acentuada. Os mesmos resultados apresentados no Gráfico 60 estão apresentados no Gráfico 61, no qual os números de ciclos de carga foram convertidos em toneladas úteis, para o carregamento simulado.

GRÁFICO 61 – TONELADAS ÚTEIS TRANSPORTADAS (TU) EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO LASTRO.

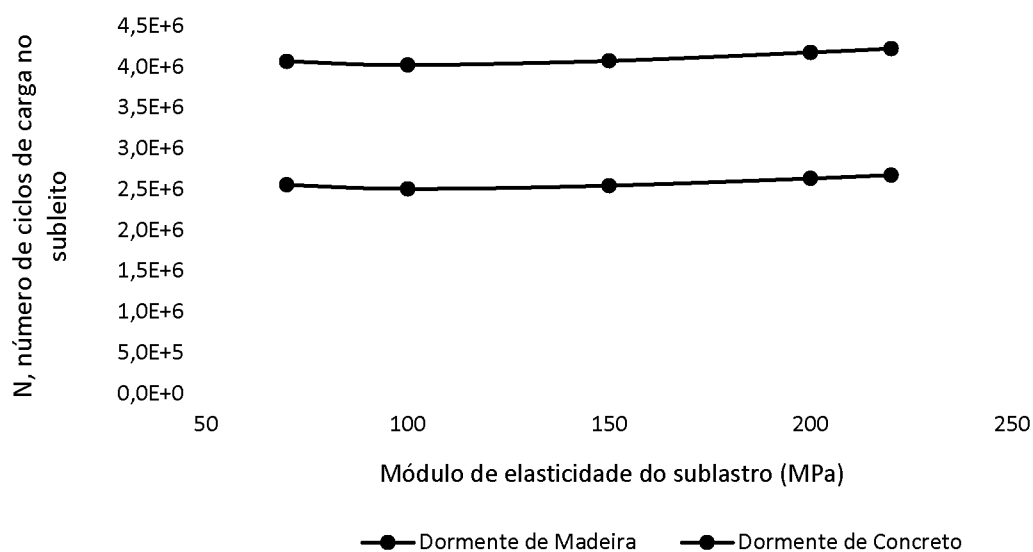


FONTE: O autor (2019)

Percebe-se que maiores valores do módulo de elasticidade do lastro permitem o tráfego de maior volume de carga, para o carregamento considerado. E, de modo geral, o modelo com dormentes de concreto admite um maior transporte de cargas até atingir a vida em fadiga do subleito, em comparação com o modelo com dormentes de madeira.

Foi avaliada também a influência do módulo de elasticidade do sublastro em relação à durabilidade da via, para simulações com dormente de concreto e de madeira, como apresentado no Gráfico 62.

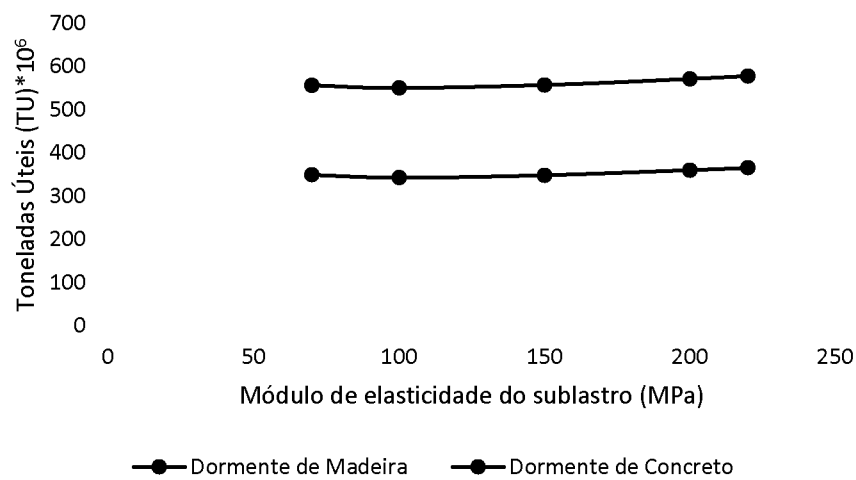
GRÁFICO 62 – NÚMERO DE CICLOS DE CARGA ADMISSÍVEL NO SUBLEITO EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SUBLASTRO.



FONTE: O autor (2019)

Percebe-se que a influência do módulo de elasticidade do sublastro é menos significativa do que o módulo do lastro. De fato, a amplitude dos resultados ficou abaixo de 5% para o modelo com dormentes de madeira, e abaixo de 4% para o modelo com dormentes de concreto. O que indica uma baixa influência do módulo de elasticidade do sublastro no número admissível de ciclos de carga no subleito. Esses resultados também são apresentados em termos de toneladas úteis no Gráfico 63.

GRÁFICO 63 – TONELADAS ÚTEIS TRANSPORTADAS (TU) EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SUBLASTRO.

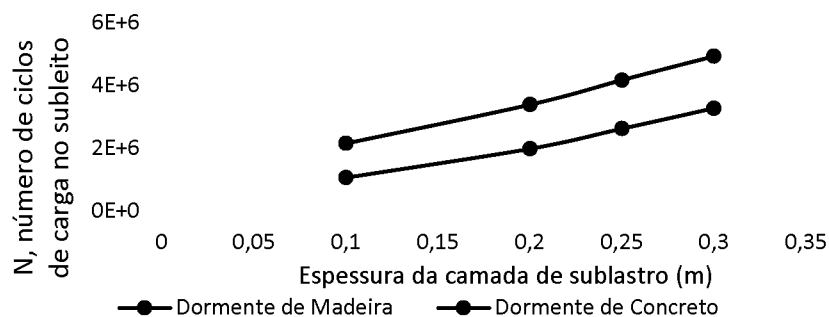


FONTE: O autor (2019)

De maneira análoga, percebe-se do Gráfico 63 que o módulo de elasticidade do sublastro apresentou pouca influência no volume de cargas que poderiam ser transportadas na via, para o carregamento analisado.

Além do módulo de elasticidade, também foi avaliado o efeito da espessura da camada de sublastro em relação à durabilidade da via, como apresentado no Gráfico 64.

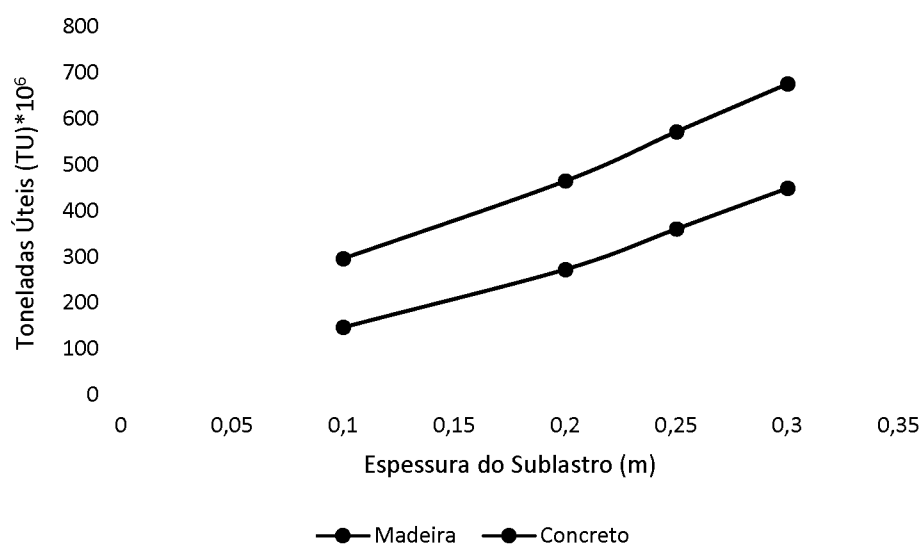
GRÁFICO 64 – NÚMERO DE CICLOS DE CARGA ADMISSÍVEL NO SUBLITO EM FUNÇÃO DA ESPESSURA DA CAMADA DE SUBLASTRO.



FONTE: O autor (2019)

É notável que a espessura da camada de sublastro teve um efeito mais considerável que o módulo de elasticidade dessa camada, com relação ao número de ciclos de carga admissível no subleito. Para maiores espessuras das camadas de sublastro se espera maior durabilidade da via, uma vez que dessa forma se têm menores tensões verticais no topo do subleito. Os resultados apresentados no Gráfico 64, em termos de número de ciclos de carga, foram convertidos para toneladas úteis (TU), para o carregamento considerado, como apresentado no Gráfico 65.

GRÁFICO 65 – TONELADAS ÚTEIS TRANSPORTADAS (TU) EM FUNÇÃO DA ESPESSURA DA CAMADA DE SUBLASTRO.

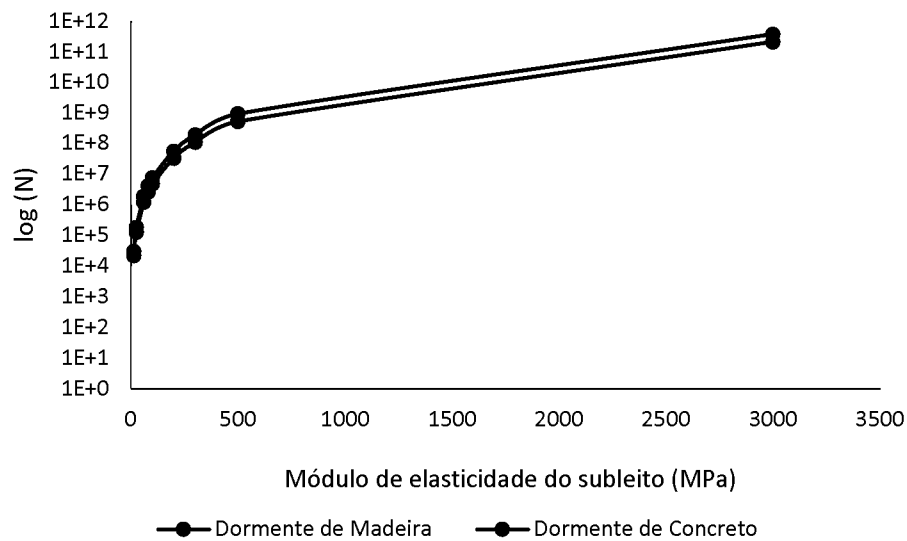


FONTE: O autor (2019)

Do Gráfico 65 é possível perceber que a espessura do sublastro tem impacto no volume de cargas transportadas pela via, de modo que maiores espessuras dessa camada permitiriam um maior tráfego de toneladas úteis.

Ainda foi analisada a influência do módulo de elasticidade do subleito, em relação à durabilidade da via, como apresentado no Gráfico 66. Nesse gráfico o número de ciclos de carga admissível está representado em escala logarítmica.

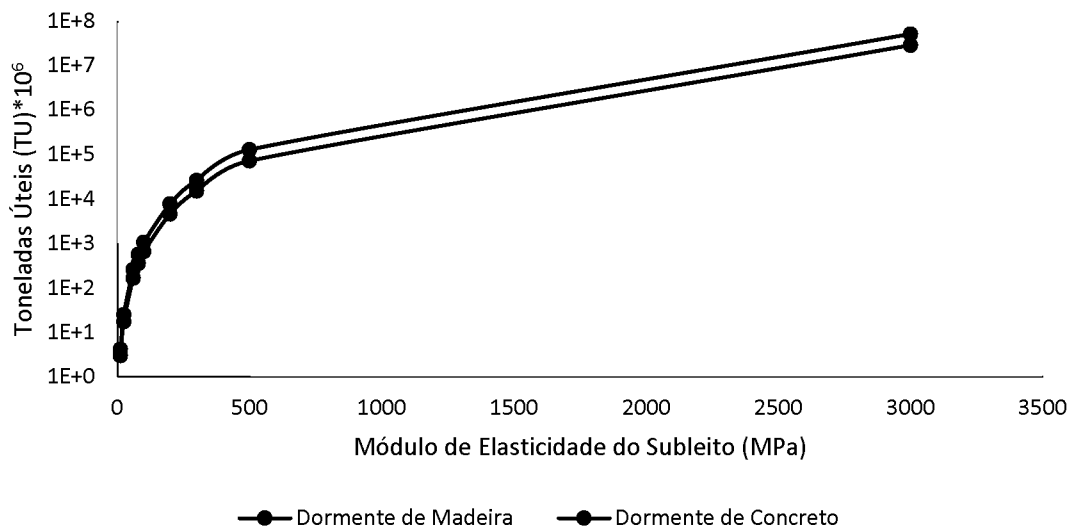
GRÁFICO 66 – NÚMERO DE CICLOS DE CARGA ADMISSÍVEL NO SUBLEITO EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DESSA CAMADA.



FONTE: O autor (2019)

Os mesmos resultados apresentados em termos de número de ciclos de carga no Gráfico 66, foram convertidos para toneladas úteis, para o carregamento considerado, como apresentado no Gráfico 67 em escala logarítmica.

GRÁFICO 67 – TONELADAS ÚTEIS TRANSPORTADAS (TU) EM FUNÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DESSA CAMADA.

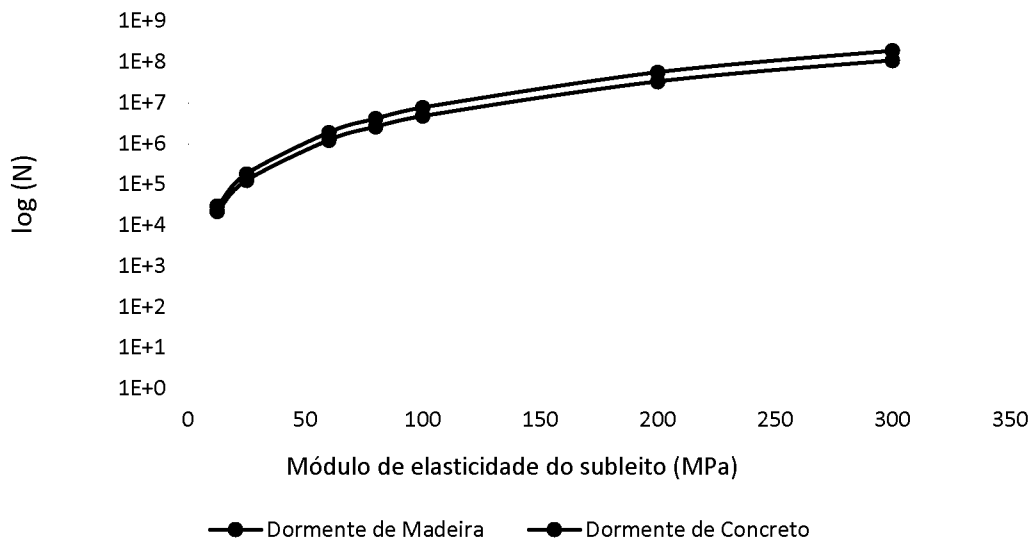


FONTE: O autor (2019)

Para a melhor visualização da parte inicial do Gráfico 67, apresenta-se um recorte deste no Gráfico 68, para identificar os resultados para os menores valores do

módulo de elasticidade do subleito, em termos de número de ciclos para a falha do subleito.

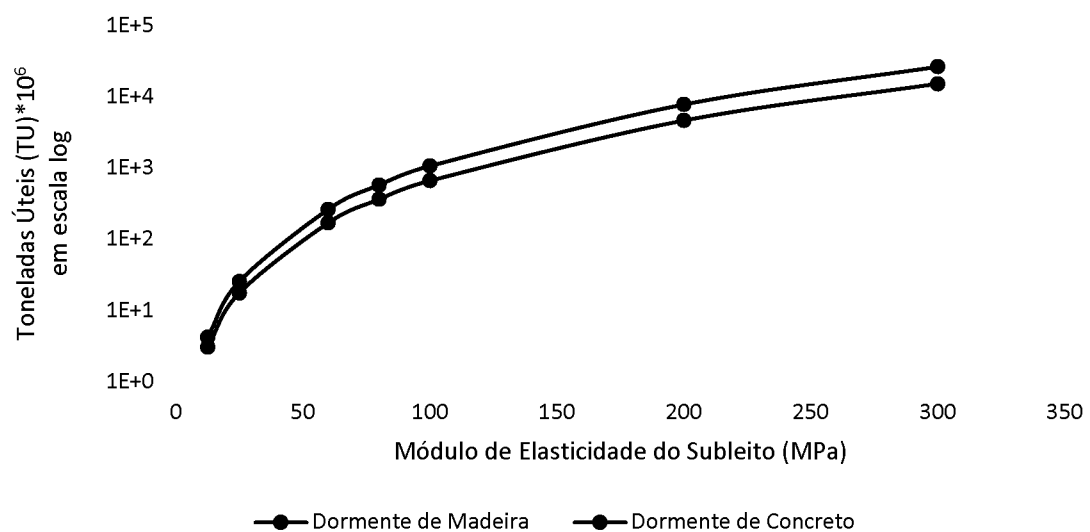
GRÁFICO 68 – NÚMERO DE CICLOS DE CARGA ADMISSÍVEL NO SUBLEITO EM FUNÇÃO DOS MENORES MÓDULOS DE ELASTICIDADE DESSA CAMADA.



FONTE: O autor (2019)

Os resultados apresentados no Gráfico 68 também foram convertidos para toneladas úteis, para o carregamento considerado, como apresentado no Gráfico 69, em escala logarítmica.

GRÁFICO 69 – TONELADAS ÚTEIS TRANSPORTADAS (TU) EM FUNÇÃO DOS MENORES MÓDULOS DE ELASTICIDADE DO SUBLEITO.

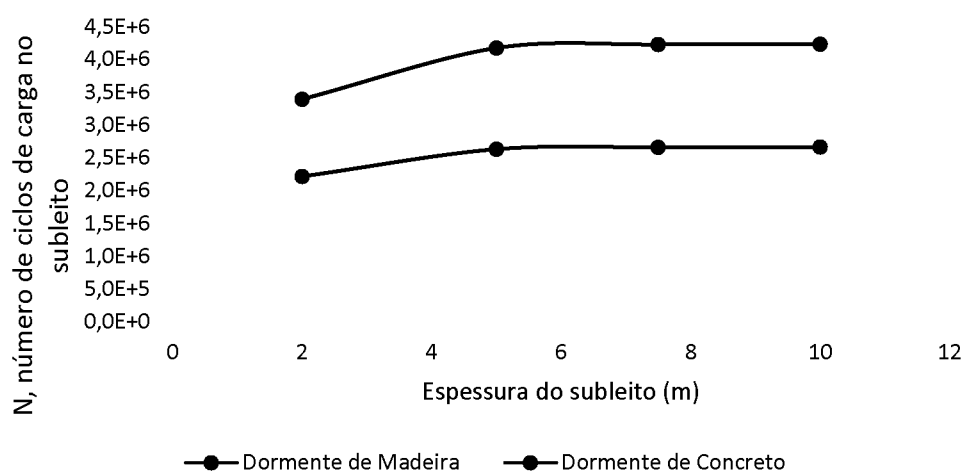


FONTE: O autor (2019)

Percebe-se que existe uma grande influência entre o módulo de elasticidade do subleito e o número admissível de ciclos nessa camada. Para módulos acima de 100 MPa é notável que a durabilidade passa a crescer à uma taxa maior. E da mesma forma, é notável que para maiores valores do módulo de elasticidade do subleito a via admitiria um maior tráfego de carga até atingir a vida em fadiga do subleito.

Por fim, também foi analisada a influência da espessura do subleito em relação à durabilidade, como apresentado no Gráfico 70.

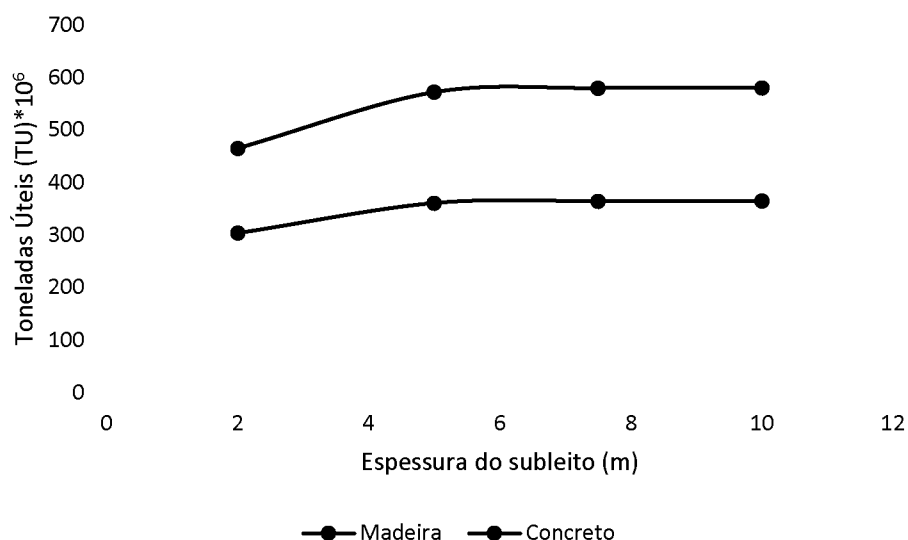
GRÁFICO 70 – NÚMERO DE CICLOS DE CARGA ADMISSÍVEL NO SUBLEITO EM FUNÇÃO DA ESPESSURA DESSA CAMADA.



FONTE: O autor (2019)

Percebe-se que a maior influência da espessura do subleito em relação à durabilidade está relacionada a espessuras entre 2 e 5 m, e que a partir desses valores não é significativo o efeito da espessura. Esse comportamento pode ser atribuído ao fato que a durabilidade foi determinada em função da tensão vertical no topo do subleito, e esse valor se estabiliza para espessuras maiores que 5 m. Os mesmos resultados apresentados no Gráfico 70, em termos de número de ciclos de carga, foram convertidos para toneladas úteis, para o carregamento considerado, como apresentado no Gráfico 71.

GRÁFICO 71 – TONELADAS ÚTEIS TRANSPORTADAS (TU) EM FUNÇÃO DA ESPESSURA DO SUBLEITO.



FONTE: O autor (2019)

Do Gráfico 71, é notável que a espessura do subleito apresenta impacto no volume de carga que poderia ser transportado na via, apenas para espessuras menores do que 5 m.

É importante notar que, os resultados de número de ciclos de carga admissíveis no subleito foram obtidos apenas em função da tensão vertical nessa camada e do seu módulo de elasticidade. Dessa forma, não foram analisados os valores de tensão nas demais camadas, nem outros efeitos de degradação que poderiam ocorrer nas mesmas. Ainda deve ser ressaltado que, os resultados de número de ciclos de carga foram convertidos para toneladas úteis (TU), e que esses valores estão atrelados ao carregamento simulado (vagão GDU). De forma que, para diferentes carregamentos poderiam ser encontrados diferentes valores para o número de ciclos de carga admissível no subleito, e diferentes valores de toneladas úteis correspondentes. Assim, esses resultados apresentados não poderiam ser generalizados para situações diferentes de carregamento.

5 CONCLUSÕES

No contexto atual de desequilíbrio da matriz de transportes do país, são cada vez mais necessários o aumento de investimentos e de uso do modal ferroviário. O que suscita também a importância de ampliar o conhecimento do comportamento mecânico da via, que contribui para o dimensionamento eficiente, em termos econômicos, técnicos e de segurança. Assim, o objetivo do trabalho foi analisar o comportamento mecânico do pavimento ferroviário, em termos de tensão e deslocamentos, por meio de uma modelagem da estrutura com o emprego do método dos elementos finitos.

A partir do modelo elaborado foram variados o módulo de elasticidade dos elementos da via e também a espessura do sublastro e subleito. Os diferentes módulos de elasticidade dos dormentes apresentaram maior influência nos resultados de tensão e deformação quando se comparam diferentes tipos de dormentes. Percebeu-se que os dormentes de madeira transmitem maior carga às camadas do pavimento, o que foi atribuído à sua menor rigidez. Em termos de tensão no topo do subleito, os parâmetros com maior influência foram a espessura do sublastro e o módulo de elasticidade do subleito. Esses mesmos parâmetros influenciaram a deformação vertical do subleito, a qual também teve significativa influência do módulo de elasticidade do sublastro.

A partir das respostas das simulações elásticas do estudo paramétrico foram computados os valores de deformação permanente total da via, de acordo com o modelo empírico de Tseng e Lytton (1989). A aplicação desse modelo permitiu determinar os deslocamentos permanentes nas camadas de lastro, sublastro e subleito, e a partir da soma desses obteve-se o deslocamento permanente total da via em função dos ciclos de carga. Esses resultados permitiram avaliar a influência das variáveis simuladas no deslocamento permanente total, o que está relacionado aos intervalos para manutenção da via.

E por fim, foi empregado o modelo de Huang et al. (1984), apud Liu (2003), para as simulações consideradas no estudo paramétrico, para calcular o número de ciclos de carga admissível. Os modelos com dormentes de concreto permitiram maiores números de ciclos de carga, dessa forma se espera uma maior durabilidade da via com esses dormentes, dentro da metodologia usada. Notou-se que o módulo de elasticidade do subleito foi o parâmetro com maior influência no número de ciclos que essa camada admite.

Conclui-se que as escolhas de projeto para ferrovias, em termos de propriedades dos materiais e espessuras das camadas, impactam no comportamento mecânico da via em termos de tensões e deformações, o que reflete na sua manutenção e vida útil ao longo

dos ciclos de carregamento. Percebe-se que o módulo de elasticidade do subleito tem grande influência no comportamento mecânico da via, o que demanda uma atenção maior com esse elemento, inclusive por ser menos acessível para manutenções posteriores. Percebeu-se que o módulo de elasticidade das camadas de lastro e sublastro não tiveram um impacto muito determinante no comportamento mecânico da via.

Com relação às tensões no lastro, foram obtidos resultados muito elevados, que não foram considerados válidos. Estes valores foram atribuídos às simplificações do modelo, como a simulação dessa camada como um meio contínuo e elástico linear. Como limitação do trabalho as análises foram restritas a simulações numéricas, assim, as medições em campo poderiam refinar o modelo e simular com maior precisão o comportamento real da ferrovia.

Para complementar a pesquisa, são levantados os seguintes itens como sugestão para trabalhos futuros:

- Aprimorar o modelo para obter resultados mais realistas na camada de lastro, através da modelagem do sistema de fixação dos trilhos nos dormentes, e da simulação da interface entre os dormentes e o lastro com elementos de contato.

- Considerar o comportamento elastoplástico das camadas de lastro, sublastro e subleito.

- Realizar um estudo experimental para validação do modelo elaborado.

REFERÊNCIAS

ANSYS: Ansys help. Versão 15. [S. l.]: SAS IP, Inc., 2013.

AGÊNCIA NACIONAL DOS TRANSPORTES TERRESTRES (ANTT). **Produto 6 – Conceção Técnica e Operacional dos Serviços**. Agos., 2015. Disponível em: <http://www.antt.gov.br/backend/galeria/arquivos/produto_6__concepcao_tecnica_e_operacional_dos_servicos.pdf>. Acesso em 24 out 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Projeto de Lastro para via Férrea**. ABNT NBR 7914, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Trilho Vignole – Requisitos**. ABNT NBR 7590, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **Dormentes de Madeira - Requisitos e Métodos de Ensaio**. ABNT NBR 7511, 2013.

BANNANTINE, J. A.; COMER, J.J.; HANDROCK, J.L. **Fundamentals of Metal Fatigue Analysis**. New Jersey: Prentice Hall, 1990.

BATHURST, L. A.; KERR, A. D. An Improved Analysis For the Determination of Required Ballast Depth. In: AREMA ON TRACK AND STRUCT. **Proceedings...**, Chicago, 1999.

BONNETT, C. F. **Practical railway engineering**. 2 ed. Londres: Imperial College Press, 2005.

BOZOKY, M. J. et al. Análise do Modal Ferroviário no Transporte de Soja do Centro Oeste aos Portos. **Journal of Engineering and Technology Innovation**, v. 2, n. 1, p. 50-61, jan./abr., 2014.

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

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (CNT). **Transporte e Economia: O Sistema Ferroviário Brasileiro**. Brasília, 2013. Disponível em: <<http://www.cnt.org.br/estudo/transporte-e-economia-o-sistema-ferroviario-brasileiro-cnt>>. Acesso em: 18 mar. 2017.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Atlas CNT do Transporte: Sistema Ferroviário**. 2 ed. 2019. Disponível em: <<https://www.atlas.cnt.org.br/#download>>. Acesso em: 09 set. 2019.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Aspectos gerais da navegação interior no Brasil**. Brasília: CNT, 2019b. Disponível em: <<https://cnt.org.br/aspectos-gerais-navegacao-brasil>>. Acesso em: 12 out 2019.

CORREIA, L. F. D. M. **Estudo da Sensibilidade dos Parâmetros de Dimensionamento de uma via Férrea Submetida às Deformações Verticais**. 2007. 311 p. Dissertação

(Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2007.

COSTA, R.C. **Proposição de dispositivo de medidas em “in situ” para avaliação do comportamento mecânico de lastro ferroviário: Estudo de caso na Estrada de Ferro Carajás.** 2016. 157 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **ETM – 003: Dormentes.** Brasil, 2016. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/ferrovias/instrucoes-e-procedimentos/especificacoes-tecnicas-de-materiais-e-servicos-ferroviarios-etm-ets/etm-003-dormentes.pdf/view>>. Acesso em: 21 jun. 2018.

EL KACIMI, A.; *et al.* Time domain 3D finite element modelling of train-induced vibration at high speed. **Computers and Structures**, v. 118, p. 66–73, 2013.

ELLER, R. A. G., SOUSA JUNIOR, W. C. E CURI, M. L. C. Custos do transporte de carga no Brasil: rodoviário versus ferroviário. **Revista de Literatura dos Transportes**, v. 5, n. 1, p. 50-64, 2011.

EL-SAYED, H. M. et al. Prediction of fatigue crack initiation life in railheads using finite elemento analysis. **Ain Shams Engineering Journal**, v. 9, n. 4, p. 2329-2342, Dec 2018.

ESVELD, C. **Modern Railway Track.** 2 ed. Zaltbommel: MRT – Productions, 2001.

FARIA, G. L. et al. Metallurgical characterization and computational simulation of a screw spike aiming to improve its performance in railways. **Engineering Failure Analysis**, v.66, p.1-7, abr. 2016.

FERREIRA, P. A.; LÓPEZ-PITA, A. Numerical modelling of high speed train/track system for the reduction of vibration levels and maintenance needs of railway tracks. **Construction and Building Materials**, v. 79, mar., p. 14–21, 2015.

FERREIRA, T. M.; TEIXEIRA, P. F. Rail track performance with different subballast solutions: traffic and environmental effects on subgrade service life. **Journal of Transportation Engineering**, v.138, n. 12, p. 1541-1550, dez. 2012.

FERNANDES, J. A.S. **Modelação do Comportamento Mecânico de Vias-Férreas.** 2011. 141 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2011.

GALLEGO, I. et al. Recommendations for Numerical Rail Substructure Modeling Considering Nonlinear Elastic Behavior. **Journal Of Transportation Engineering**, v. 139, n.8, p. 848-858, 2013.

GINER, I. G.; et al. Dynamic Modelling of High Speed Ballasted Railway Tracks: Analysis of the Behaviour. **Transportation Research Procedia**, v. 18 p. 357 – 365, 2016.

GOMES, M. S.; et al. Proposta de Pavimento para Aterro de Encontro em Pontes Ferroviárias: Estudo de Caso na Expansão da Linha Tronco da Estrada De Ferro Carajás.

In: CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISA EM TRANSPORTE DA ANPET, XXX, 2016, Rio de Janeiro. **Anais...** Nov. 2016. p. 295-306.

GRÄBE, P. J.; CLAYTON, C. R. I. Permanent Deformation of Railway Foundations under Heavy Axle Loading. In: INTERNATIONAL HEAVY HAUL ASSOCIATION, SPECIALIST TECHNICAL SESSION, Dallas, USA. **Proceedings...** 2003.

GUIMARÃES, A. C. R.; SILVA FILHO, J. C. Considerações Sobre a Previsão das Tensões Admissíveis Atuantes em Camadas Inferiores do Pavimento Ferroviário. **Revista do CEDS, Periódico do Centro de Estudos em Desenvolvimento Sustentável da UNDB**, v.1, n.1, agos/dez, 2014.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um Método Mecânico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos**. 2009. 352 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

HAY, W. W. **Railroad Engineering**. 2 ed. Wiley Interscience, 1982.

INDRARATNA, B.; IONESCU, D.; CHRISTIE, H. D. State-of-the-Art Large Scale Testing of Ballast. In: CONFERENCE ON RAILWAY ENGINEERING, Adelaide. 2000. p. 24.1-24.13.

INDRARATNA, B.; SALIM, W.; CHRISTIE, D. Performance Of Recycled Ballast Stabilised With Geosynthetics. In: CONFERENCE ON RAILWAY ENGINEERING, Austrália. **Conferência...** 2002. p. 113-120.

INDRARATNA, B.; SALIM, W.; RUJIKIATKAMJORN, C.; **Advanced Rail Geotechnology** – Ballasted Track. Índia: CRC Press/Balkema, 2011.

INDRARATNA, B.; NGO, T. **Ballast Railroad Design: SMART -OUW Approach**. Austrália: CRC Press/Balkema, 2018.

INDRARATNA, B.; NIMBALKAR, S. S. Stress-Strain Degradation Response of Railway Ballast Stabilized with Geosynthetics. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, n. 139 n. 5, p. 684-700, 2013.

INDRARATNA, B., et al. Stress-strain and degradation behaviour of railway ballast under static and dynamic loading, based on large-scale triaxial testing. In: INTERNATIONAL CONFERENCE IN SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 15, Istanbul, Turkey, **Proceedings...** 2001. p. 2093 - 2099.

IONESCU, D.; INDRARATNA, D.; CHRISTIE, H. D. Deformation of Railway Ballast Under Dynamic Loads. In: CONFERENCE ON RAILWAY ENGINEERING, 1998. P. 111-118.

KERR, A. D. On the determination of the rail support modulus k. **International Journal of Solids and Structures**, v. 37, p 4335-4351, 2000. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0020768399001511>>. Acesso em: 09 set. 2019.

KLINCEVICIUS, M. G. Y. **Estudo de propriedades, de tensões e do comportamento mecânico de lastros ferroviários**. 2011. 171 p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

LI, S.; NIMBALKAR, S.; ZHONG, R. Finite element model of ballasted railway with infinite boundaries considering effects of moving train loads and Rayleigh waves. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 114, p. 147–153, 2018.

LIU, S. **Kentrack 4.0: A Railway Trackbed Structural Desing Program**. 2013. 92 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – College of Engineering, University of Kentucky, Kentucky, 2013.

LI, B.D.; SELIG, E.T. Method for railroad track foundation design. II: Aplications. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n.4, p. 323-329, abr 1998.

MADENCI, E.; GUVEN, I. **The finite element method and applications in engineering using ANSYS®**. Nova York: Editora Springer Science+Business Media, LLC, 2006.

MATIAS, S. R. **Modelação Numérica e Dimensionamento de Vias-Férreas em Laje de Betão**: comparação com vias de balastras. 2014. 113 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2014.

MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1997.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3ª Ed. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2015.

MEI, H., et al. Random distribution characteristics of peak dynamic stress on the subgrade surface of heavy-haul railways considering track irregularities. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 116, p. 205-214, Jan. 2019.

MEYERS, M.; CHAWLA, K. **Mechanical Behavior of Materials**. 2 ed. Cambridge University Press, 2009.

MOAVENI, S. **Finite Element Analysis: Theory and application with ANSYS**. New Jersey: Prentice Hall, 1999.

MONTEIRO, D. T. **Influência da rigidez vertical no comportamento mecânico e dimensionamento da via permanente ferroviária**. 2015. 124 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

MOORMANN, C.; et al. Numerical Investigations on Track-Substructure System Considering the Effect of Different Train Speeds. **Procedia Engineering**, v. 143, p. 1093–1099, 2016.

NABAIS, R. J. S. **Manual Básico de Engenharia Ferroviária**. 1 ed. São Paulo: Oficina De Textos, 2014.

NIMBALKAR, S.; INDRARATNA, B. Improved performance of ballasted rail track using geosynthetics and rubber shockmat. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 142, n. 8, 2016.

OSTEN, F. B. V. D. **Avaliação de Quatro Solos Tropicais para Sublastro da Estrada de Ferro Carajás**. 2012. 157 p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2012.

PAIVA, C. E. L. De.; **Super e Infraestrutura de Ferrovias: critérios para projetos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2016.

PEIXOTO, D. F.C. **Estudo do contacto roda/carril: análise de tensões e fadiga**. 2008. 69 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2008.

PROFILLIDIS, V. A. Applications of Finite Element Analysis in the Rational Design of Track bed Structures. **Computers & Structures**, v. 22, n. 3, p. 439-443, 1986.

PROFILLIDIS, V. A. **Railway management and engineering**. 4. ed. Inglaterra: Ashgate Publishing Limited. 2014.

RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G. D. Avaliação Computacional da Rigidez da Fixação Pandrol E-Clip para Utilização em Simulações do Pavimento Ferroviário. In: 44ª RAPV – REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO E 18º ENACOR – ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA, Foz do Iguaçu, Brasil, 2015a.

RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G. D. Modelagem Computacional do Pavimento Ferroviário Usando Concreto Asfáltico como Alternativa para a Construção da Camada de Sublastro. In: 44ª RAPV – REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO E 18º ENACOR – ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA, Foz do Iguaçu, 2015b.

RANGEL, G. W. A.; ARAGÃO, F. T. S.; MOTTA, L. M. G. D. Proposta de uma Metodologia para Estimativa de Deflexão do Pavimento Ferroviário. In: CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISA EM TRANSPORTE DA ANPET, XXIX, Ouro Preto 2015c. p. 239-251.

ROSA, E. da. **Análise de Resistência Mecânica**. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

RUSSO, L. E. A. **Contribuição ao processo de avaliação técnica e seleção dos componentes da grade ferroviária para a implantação em ferrovias de transporte de carga**. 2012. 86 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

SANTOS, F. C. **Análise do contato roda-trilho e sua influência na vida em serviço de rodas ferroviárias**. 2000. 176 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2000.

SANTOS, F. C. **Modelo numérico elastoplástico de contato com rolamento aplicado à análise de fadiga de rodas ferroviárias.** 2008. 210 p. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) - Faculdade de Engenharia Mecânica, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2008.

SANTOS, N. C. et al. Track-ground vibrations induced by railway traffic: experimental validation of a 3D numerical model. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 97, p. 324–344, 2017.

SARMENTO, W. A. **ISF – 213: Projeto de Superestrutura da Via Permanente – Trilhos e Dormentes.** Brasil: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, 2015. Instrução de serviço ferroviário – ISF.

SARMENTO, W. A. **ISF – 207: Estudos Geotécnicos.** Brasil: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, 2015b. Instrução de serviço ferroviário – ISF.

SAYEED, M. A. **Design of Ballasted Railway Track Foundations using Numerical Modelling with Special Reference to High Speed Trains.** 2016. 269 p. Tese (Doutorado em engenharia Civil) - Faculty of Science and Engineering, Curtin University, 2016.

SAYEED, MD. A.; SHAHIN, M. A. Three-dimensional numerical modelling of ballasted railway track foundations for high-speed trains with special reference to critical speed. **Transportation Geotechnics**, v. 6, p. 55–65, 2016a.

SAYEED, MD. A.; SHAHIN, M. A. Investigation into Impact of Train Speed for Behavior of Ballasted Railway Track Foundations. **Procedia Engineering**, v. 143, p. 1152–1159, 2016b.

SELIG, E. T.; WATERS, J. M. **Track Geotechnology and Substructure Management.** London: Thomas Telford, 1994.

SHENTON, M. J. Deformation Of Railway Ballast Under Repeated Loading Conditions. **Railroad Track Mechanics and Technology**, p. 405-425, 1978.

SHENTON, M. J. Ballast deformation and track deterioration. **Track Technology**, 1985. Disponível em: < <https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/tt.02289.0026>>. Acesso em: 20 agos 2019.

SHAHU, J. T.; YUDHBIR.; KAMESWARA RAO, N. S. V.. A Rational Method for Design of Railroad Track Foundation. **Soils and Foudations**, v. 40, n. 6, p. 1-16, 2000.

SILVA, F. H. P. **Estudo do comportamento de um Lastro Ferroviário sob Carga Repetida em Modelo Físico de Verdadeira Grandeza.** 204 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

SILVA, R. F. **Análise de tensões e deformações em pavimentos ferroviários.** 2016. 138 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) -Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2016.

SILVA FILHO, J. C. **Análise numérica do comportamento mecânico de um pavimento ferroviário para diferentes tipos de veículos de via.** 2013. 107 f.

Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2013.

SILVA, R. F. S.; BARTHOLOMEU, D. B.; CAIXETA FILHO, J. V. Impactos ambientais de açúcar para exportação no Brasil: quantificação das emissões de GEE evitadas pelo uso do modal ferroviário. In: ENGEMA - ENCONTRO INTERNACIONAL SOBRE GESTÃO EMPRESARIAL E MEIO AMBIENTE, XII, São Paulo, 2010.

SILVA, R.F.; GUIMARÃES, A. C. R. Análise de tensões e deformações de pavimento ferroviário submetido a carregamento estático. In: 44ª RAPV - REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO E 18º ENACOR – ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA, 2015, Foz do Iguaçu. **Trabalhos...**Foz do Iguaçu, 2015.

SILVA, L.F.M.da; ÖCHSNER, A (Ed.). **Modeling of Adhesively Bonded Joints**. Berlin: Springer, 2008.

SPADA, J. L. G. **Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão-Deformação da Via Férrea**. 251 p. Tese. (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Brasil, 2003.

TEIXEIRA, P. F. **Contribución a la Reducción de Los Costes de Mantenimiento de Vías de Alta Velocidad Mediante la Optimización de su Rigidez Vertical**. 2003. f. Tese (Doutorado Engenharia Civil) - Escola Tècnica Superior d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de Barcelona, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2003. Não publicado.

TEIXEIRA, R. M. **Metodologias para modelagem e análise da fadiga em ligações rebitadas com aplicação em pontes metálicas ferroviárias**. 2015. 312 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

TSENG, K. H.; LYTTON, R. L. Prediction of Permanent Deformation in Flexible Pavement Materials. In: IMPLICATION OF AGGREGATES IN THE DESIGN, CONSTRUCTION, AND PERFORMANCE OF FLEXIBLE PAVEMENTS, ASTM INTERNATIONAL, 1989, p. 154-172.

VARANDAS, J. N. et al. A Numerical Study on the Stress Changes in the Ballast due to Train Passages. **Procedia Engineering**, v. 143, p. 1169–1176, 2016.

WATANABE, J. S. **Estudo De Via Férrea Lastreada Sobre Placa De Concreto De Cimento Portland**. Campinas, 120 p. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual De Campinas, Capinas, Brasil, 2013.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R.L., ZHU, J.Z. **The Finit Element Method: its basis and fundamentls**. 6 ed. Oxford: Elsevier, 2005.