



FATEC-SP

FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

Departamento de Transportes e Obras de Terra

VÍTOR OLIVEIRA SANTOS VIZINI

**MODELAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DE VIA
FÉRREA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS –
TUTORIAL ABAQUS/CAE 6.13**

SÃO PAULO

2014

VÍTOR OLIVEIRA SANTOS VIZINI

**MODELAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DE VIA
FÉRREA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS –
TUTORIAL ABAQUS/CAE 6.13**

Monografia apresentada à Faculdade de Tecnologia de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Tecnólogo em Construção Civil na modalidade Movimento de Terra e Pavimentação.

Orientador: Prof. Dr. Edson de Moura

SÃO PAULO

2014

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à minha família, Leonel (Pai), Elisabeth (Mãe) e Carina (Irmã).

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter preparado muito mais do que eu esperava.

À minha família, pelo suporte e incentivo ao estudo.

À Faculdade de Tecnologia de São Paulo, especialmente ao Departamento de Transportes e Obras de Terra, pelo curso de graduação.

Ao Professor Edson de Moura, pela orientação, amizade, transmissão de conhecimentos e por tudo que tem me ajudado.

Às Professoras Andréa Chernichenco e Arisol Simone Sayuri Tsuda, pelas aulas de TCC e orientações prestadas na edição deste trabalho.

Ao Eng^o Flávio Massayuki Kuwajima, Diretor de Engenharia da Infra7 Engenharia e Consultoria Ltda., pelo ensinamento e ajuda prestada em simulação numérica.

À empresa Infra7 Engenharia e Consultoria Ltda, e aos seus representantes, Flávio Massayuki Kuwajima, Júlio Nakano e Sérgio Kawasaki, pela disponibilização do software Abaqus/CAE 6.13, pelo suporte técnico da SMARTTECH e pela oportunidade de emprego.

Aos colaboradores da Infra7, especialmente aos engenheiros (as): Ana Kuratani, Andréa Silva, Cláudio Cabral, João Paulo Silva e Ricardo Mizuka, pelas ajudas e esclarecimentos.

Aos meus colegas de classe: Ana Lúcia Lancia, Antonio Diniz, Guilherme Correa, Thiago Rocha e Thyago Mattos, pela amizade e todas as ajudas no decorrer do curso.

À Professora Rosângela Motta da EPUSP, pela oportunidade de participar como aluno ouvinte de sua matéria de pós-graduação, “Aspectos Geomecânicos em Infraestrutura Ferroviária”, a qual me agregou bastante conhecimento.

Aos engenheiros: Robson Costa, Muniz da Silva, Jorge Spada e Régis Rodrigues, pelo conhecimento fornecido sobre ferrovia.

RESUMO

Esta monografia tem o objetivo de ser um contributo para modelações numéricas de via férrea lastrada pelo método dos elementos finitos. Em princípio, demonstram-se os principais aspectos do pavimento ferroviário e alguns dos métodos clássicos de análise mecânica disponíveis na literatura, com o propósito de embasar os conceitos de mecânica dos pavimentos e as nomenclaturas utilizadas no meio. Sequentemente, introduz-se um método de análise computacional, o método dos elementos finitos, e descreve-se sucintamente o programa Abaqus/CAE 6.13, que utiliza deste método para efetuar a análise mecânica. Apresenta-se, em forma de tutorial, a descrição de uma modelação numérica tridimensional de via férrea lastrada através do programa referido, e ao fim, comparam-se os resultados obtidos na simulação aos critérios de dimensionamento que normalmente são utilizados no setor ferroviário.

Palavras-chave: Modelação Numérica de Via Férrea. Tutorial Abaqus. Dimensionamento de Via Férrea.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1- ESTRUTURA DA VIA FÉRREA: A) SEÇÃO LONGITUDINAL; B) SEÇÃO TRANSVERSAL.	3
FIGURA 2.2 - TRILHO DE DUAS CABEÇAS	5
FIGURA 2.3 – TRILHO VIGNOLE – ATUAL	5
FIGURA 2.4 – ELEMENTOS DE LIGAÇÃO	6
FIGURA 2.5 – DORMENTES MAIS UTILIZADOS	7
FIGURA 2.6 – PRINCIPAIS COMPONENTES DA INFRAESTRUTURA FERROVIÁRIA.....	10
FIGURA 2.7 – FORÇAS EXERCIDAS NA VIA FÉRREA	14
FIGURA 2.8 – DISTRIBUIÇÃO TÍPICA DO CARREGAMENTO – DEFLEXÃO NO TRILHO	16
FIGURA 3.1 – DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES MÉDIAS NA VIA FÉRREA	17
FIGURA 3.2 – VIGA CONTINUAMENTE APOIADA SOBRA BASE ELÁSTICA E SUBMETIDA À CARGA VERTICAL.....	20
FIGURA 3.3 – MODELO DE ZIMMERMANN PARA VIA - VIGA SOBRE APOIO CONTÍNUO, SUBMETIDA À CARGA PONTUAL	21
FIGURA 3.4 – SOLICITAÇÕES EM UM ELEMENTO INFINITESIMAL (DX).....	21
FIGURA 3.5 – LINHAS DE INFLUÊNCIA NO TRILHO: A) DESLOCAMENTO VERTICAL; B) MOMENTO FLETOR.	23
FIGURA 3.6 – VARIAÇÃO DO DESLOCAMENTO E DO MOMENTO FLETOR NO TRILHO SOBRE CARGA PONTUAL	25
FIGURA 3.7 – DISTRIBUIÇÕES HIPOTÉTICAS DE PRESSÕES ENTRE DORMENTE-LASTRO.....	26
FIGURA 3.8 – DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÃO SOB O DORMENTE (ÁREA DE SOCARIA).....	27
FIGURA 3.9 – TENSÕES NUM PONTO INTERIOR DA MASSA	28
FIGURA 3.10 – TENSÕES VERTICAIS ABAIXO DO PONTO DE CARGA	29
FIGURA 3.11 – ESQUEMA ILUSTRATIVO DO PROBLEMA DA NEWMARK	29
FIGURA 3.12 – MEIO SEMI-INFINITO ESTRATIFICADO SOB CARGA VERTICAL CIRCULAR.....	30
FIGURA 3.13 – DIAGRAMA DE TALBOT.....	32
FIGURA 3.14 – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS 2D.....	35
FIGURA 3.15 – ETAPAS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA	36
FIGURA 3.16 – ELEMENTOS – ABAQUS	38
FIGURA 4.1 – LEITURA DO EXTENSÔMETRO DA VIGA BENKELMAN AO PASSAR A LOCOMOTIVA	42
FIGURA 4.2 – DETALHE DA RODA DA LOCOMOTIVA NO PONTO DE PROVA	42
FIGURA 4.3 – ESQUEMA DA RESPOSTA DA VIA: A) DEFINIÇÃO DA RIGIDEZ DA VIA; B) DEFLEXÃO DA VIA	43
FIGURA 5.1 – DISTÂNCIA ENTRE RODAS – VAGÃO GDT	51
FIGURA 5.2 – ESTRUTURA DA VIA FÉRREA: A) PLANTA; B) CORTE 1 (MEDIDAS EM METROS) ...	53
FIGURA 5.3 – <i>MODULE PART</i> E <i>CREATE PART</i>	55
FIGURA 5.4 – <i>CREATE PART</i>	55
FIGURA 5.5 – <i>CREATE LINE CONNECTED</i>	55
FIGURA 5.6 – <i>ADD DIMENSION</i>	56
FIGURA 5.7 – <i>CREATE PART</i>	56
FIGURA 5.8 – GEOMETRIA PLANIFICADA DA INFRAESTRUTURA	56

FIGURA 5.9 – <i>EDIT BASE EXTRUSION</i>	57
FIGURA 5.10 – VOLUME DA INFRAESTRUTURA	57
FIGURA 5.11 – <i>PARTITION CELL: DEFINE CUTTING PLANE</i>	58
FIGURA 5.12 – <i>HOW DO YOU WANT TO SPECIFY THE PLANE?</i>	58
FIGURA 5.13 – PARTIÇÃO ENTRE O REFORÇO DO SUBLEITO E O TERRENO NATURAL	58
FIGURA 5.14 – PARTIÇÃO ENTRE O SUBLASTRO E O REFORÇO DO SUBLEITO	58
FIGURA 5.15 – PARTIÇÃO ENTRE O LASTRO E O SUBLASTRO	59
FIGURA 5.16 – <i>PARTITION FACE: SKETCH</i>	59
FIGURA 5.17 – CRIAÇÃO DA PARTIÇÃO DE UM DORMENTE	59
FIGURA 5.18 – COMANDO <i>LINEAR PATTERN</i>	60
FIGURA 5.19 – SELEÇÃO DAS LINHAS	60
FIGURA 5.20 – <i>LINEAR PATTERN</i>	60
FIGURA 5.21 – COMANDO <i>TRANSLATE</i>	61
FIGURA 5.22 – MEIO DORMENTE	61
FIGURA 5.23 – COINCIDÊNCIA ENTRE OS PONTOS DO TRILHO E DOS DORMENTES	62
FIGURA 5.24 – <i>DATUM</i> NO TOPO DO TERRENO NATURAL	62
FIGURA 5.25 – <i>EDIT MATERIAL - DENSITY</i>	63
FIGURA 5.26 – <i>EDIT MATERIAL - ELASTIC</i>	63
FIGURA 5.27 – <i>EDIT MATERIAL – MOHR COULOMB PLASTICITY</i>	64
FIGURA 5.28 – <i>EDIT MATERIAL – PERMEABILITY</i>	64
FIGURA 5.29 – <i>CREATE PROFILE</i>	65
FIGURA 5.30 – <i>EDIT PROFILE</i>	65
FIGURA 5.31 – <i>CREATE SECTION</i>	66
FIGURA 5.32 – <i>EDIT BEAM SECTION</i>	66
FIGURA 5.33 – <i>SECTION MANAGER</i>	66
FIGURA 5.34 – <i>RENDER BEAM PROFILE</i>	67
FIGURA 5.35 – <i>CREATE SKIN</i>	68
FIGURA 5.36 – <i>SKIN MANAGER</i>	68
FIGURA 5.37 – <i>EDIT SECTION ASSIGNMENT</i>	69
FIGURA 5.38 – <i>CREATE STEP</i>	70
FIGURA 5.39 – <i>EDIT STEP - BASIC</i>	70
FIGURA 5.40 – <i>EDIT STEP - INCREMENTATION</i>	70
FIGURA 5.41 – <i>EDIT STEP - OTHER</i>	70
FIGURA 5.42 – <i>FIELD OUTPUT REQUEST MANAGER</i>	71
FIGURA 5.43 – <i>EDIT FIELD OUTPUT REQUEST</i>	71
FIGURA 5.44 – <i>CREATE SPRING/DASHPOTS</i>	72
FIGURA 5.45 – <i>AMBIGUOUS SELECTION</i>	73
FIGURA 5.46 – <i>EDIT SPRING/DASHPOTS</i>	73
FIGURA 5.47 – <i>CREATE PREDEFINED FIELD – TENSÕES GEOSTÁTICAS</i>	74
FIGURA 5.48 – <i>EDIT PREDEFINED FIELD – TENSÕES GEOSTÁTICAS</i>	74
FIGURA 5.49 – <i>CREATE ANALYTICAL FIELD</i>	75

FIGURA 5.50 – <i>CREATE MAPPED FIELD</i>	75
FIGURA 5.51 – <i>CREATE PREDEFINED FIELD</i> – ÍNDICE DE VAZIOS	75
FIGURA 5.52 – <i>EDIT PREDEFINED FIELD</i> – ÍNDICE DE VAZIOS	76
FIGURA 5.53 – <i>CREATE PREDEFINED FIELD</i> – PORO PRESSÃO	76
FIGURA 5.54 – <i>EDIT PREDEFINED FIELD</i> – PORO PRESSÃO	77
FIGURA 5.55 – <i>CREATE LOAD E EDIT LOAD</i> – GRAVIDADE	77
FIGURA 5.56 – PONTO DE APLICAÇÃO DA CARGA DE RODA.....	78
FIGURA 5.57 – <i>EDIT LOAD</i> – CARGA DE RODA	78
FIGURA 5.58 – <i>CREATE BOUNDARY CONDITION</i> – SIMETRIA EM X.....	79
FIGURA 5.59 – SELEÇÃO DAS FACES DA INFRAESTRUTURA E DOS PONTOS EXTREMOS DO TRILHO	79
FIGURA 5.60 – <i>EDIT BOUNDARY CONDITION</i> – RESTRIÇÃO EM X.....	80
FIGURA 5.61 – <i>EDIT BOUNDARY CONDITION</i> – RESTRIÇÃO EM Z.....	80
FIGURA 5.62 – <i>EDIT BOUNDARY CONDITION</i> – RESTRIÇÃO TRILHO	81
FIGURA 5.63 – <i>CREATE BOUNDARY CONDITION</i> – RESTRIÇÃO PORO PRESSÃO	82
FIGURA 5.64 – FACES SELECIONADAS.....	82
FIGURA 5.65 – <i>GLOBAL SEEDS</i> - TRILHO	82
FIGURA 5.66 – <i>MESH CONTROLS</i> - INFRAESTRUTURA	83
FIGURA 5.67 – <i>ELEMENT TYPE</i> - INFRAESTRUTURA	84
FIGURA 5.68 – <i>ELEMENT TYPE</i> – TERRENO NATURAL.....	84
FIGURA 5.69 – <i>GLOBAL SEEDS</i> - INFRAESTRUTURA	84
FIGURA 5.70 – MALHA BEM ESPAÇADA	84
FIGURA 5.71 – <i>JOB MANAGER</i> – <i>STATUS ABORTED</i>	85
FIGURA 5.72 – ROTAÇÃO DO TRILHO	86
FIGURA 5.73 – <i>JOB MANAGER</i> – <i>STATUS COMPLETED</i>	86
FIGURA 5.74 – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS - REFINADA.....	87
FIGURA 5.75 – <i>JOB MANAGER</i> – <i>STATUS COMPLETED</i>	88
FIGURA 5.76 – ESCALA DA LEGENDA.....	88
FIGURA 5.77 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS NA VIA FÉRREA	89
FIGURA 5.78 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO TRILHO	90
FIGURA 5.79 – MOMENTO FLETOR NO TRILHO NO EIXO DE X	91
FIGURA 5.80 – MOMENTO FLETOR NO TRILHO NO EIXO DE Y	92
FIGURA 5.81 – MOMENTO FLETOR NO DORMENTE NO EIXO DE X.....	93
FIGURA 5.82 – MOMENTO FLETOR NO DORMENTE NO EIXO DE Y.....	94
FIGURA 5.83 – PRESSÃO NO CONTATO DORMENTE-LASTRO.....	95
FIGURA 5.84 – TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO TERRENO NATURAL.....	96
FIGURA 5.85 – <i>CREATE PATH</i>	97
FIGURA 5.86 – <i>EDIT NODE LIST PATH</i>	97
FIGURA 5.87 – <i>CREATE XY DATA</i>	98
FIGURA 5.88 – <i>XY DATA FROM PATH</i>	98
FIGURA 5.89 – GRÁFICO DAS TENSÕES VERTICAIS NO TOPO DO SUBLEITO SOB O PAVIMENTO....	98
FIGURA 5.90 – CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA.....	100

FIGURA 5.91 – RESTRIÇÃO DAS ROTAÇÕES DO TRILHO	100
FIGURA 5.92 – <i>JOB MANAGER – STATUS COMPLETED</i>	101
FIGURA 5.93 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS DA VIA FÉRREA	102
FIGURA 5.94 – DESLOCAMENTOS VERTICAIS NO TRILHO	103

LISTA DE QUADROS

QUADRO 2.1 - VALORES ADMITIDOS DE RIGIDEZ DE FIXAÇÃO	7
QUADRO 2.2 – COMPARAÇÃO ENTRE OS MATERIAIS PARA DORMENTE	9
QUADRO 2.3 - CLASSIFICAÇÃO DE PLATAFORMA PARA VIA FÉRREA	13
QUADRO 2.4 - CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS QSI.....	13
QUADRO 3.1 - VARIÁVEIS DO EXPERIMENTO DE TALBOT	31
QUADRO 4.1 - CRITÉRIO DE DEFLEXÃO EM TERMOS DE DURABILIDADE.....	42
QUADRO 4.2 - TENSÕES ADMISSÍVEIS NO TRILHO	46
QUADRO 4.3 - TENSÃO DE ESCOAMENTO DOS MATERIAIS DO TRILHO	46
QUADRO 4.4 – TENSÃO DE FLEXÃO ADMISSÍVEL NO TRILHO.....	46
QUADRO 4.5 – LIMITES ADMISSÍVEIS PARA DORMENTES	48
QUADRO 5.1 - DADOS DA SUPERESTRUTURA	51
QUADRO 6.1 - AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS	105

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVO	2
1.2	JUSTIFICATIVA	2
1.3	METODOLOGIA	2
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2	ESTRUTURA E FORÇAS EXERCIDAS NA VIA FÉRREA	3
2.1	SUPERESTRUTURA FERROVIÁRIA	4
2.1.1	TRILHOS	4
2.1.2	ELEMENTOS DE LIGAÇÃO	5
2.1.3	DORMENTES	7
2.2	INFRAESTRUTURA FERROVIÁRIA	9
2.2.1	LASTRO	10
2.2.2	SUBLASTRO	11
2.2.3	PLATAFORMA	11
2.3	FORÇAS EXERCIDAS NA VIA FÉRREA	14
2.3.1	FORÇAS LONGITUDINAIS	14
2.3.2	FORÇAS TRANSVERSAIS	15
2.3.3	FORÇAS VERTICAIS	15
2.3.3.1	COEFICIENTE DE IMPACTO	16
3	ANÁLISE MECÂNICA DA VIA FÉRREA	17
3.1	MECÂNICA DOS PAVIMENTOS APLICADA À FERROVIA	18
3.2	MODELOS DE ANÁLISE DA VIA FÉRREA	18
3.2.1	MODELOS CLÁSSICOS	19
3.2.1.1	ANÁLISE MECÂNICA DA SUPERESTRUTURA	19
3.2.1.1.1	MÉTODO DE ZIMMERMANN	20
3.2.1.1.2	MÉTODO DE TALBOT	23
3.2.1.2	ANÁLISE MECÂNICA DA INFRAESTRUTURA	27
3.2.1.2.1	MODELOS TEÓRICOS	27
3.2.1.2.2	MODELOS EMPÍRICOS	31
3.2.2	MÉTODOS NUMÉRICOS COMPUTACIONAIS	34
3.2.2.1	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	34
3.2.2.2	PROGRAMAS COMPUTACIONAIS DE ANÁLISE NUMÉRICA	36
3.2.2.3	PROGRAMA ABAQUS/CAE 6.13	37
3.2.2.3.1	ESTRUTURA DO PROGRAMA	37
3.2.2.3.2	ELEMENTOS	38

3.2.2.3.3	MATERIAIS.....	39
3.2.2.3.4	TIPOS DE ANÁLISE	40
4	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO	41
4.1	COMPORTAMENTO GLOBAL DA VIA.....	41
4.1.1	DEFLEXÃO DA VIA	41
4.1.2	MÓDULO DE VIA.....	42
4.2	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA.....	45
4.2.1	TENSÃO DE FLEXÃO NO TRILHO.....	45
4.2.2	TENSÃO DE TRAÇÃO E MOMENTO FLETOR NO DORMENTE	47
4.3	CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DA INFRAESTRUTURA	48
4.3.1	PRESSÃO NO CONTATO DORMENTE-LASTRO	48
4.3.2	TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO TERRENO NATURAL	48
5	MODELAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL - TUTORIAL	50
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	50
5.2	PREMISSAS DE PROJETO	50
5.2.1	MATERIAL RODANTE.....	50
5.2.2	ESTRUTURA E PROPRIEDADES DA VIA FÉRREA.....	51
5.3	MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DA VIA FÉRREA	54
5.3.1	GEOMETRIA	54
5.3.2	MONTAGEM DA GEOMETRIA	61
5.3.3	PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.....	63
5.3.4	TIPO DE ANÁLISE.....	69
5.3.5	INTERAÇÃO ENTRE OS ELEMENTOS.....	71
5.3.6	CARREGAMENTOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO	73
5.3.7	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....	82
5.3.8	CÁLCULO.....	85
5.4	RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA	88
5.4.1	DEFLEXÃO DA VIA	89
5.4.2	MOMENTO FLETOR NO TRILHO	90
5.4.3	MOMENTO FLETOR NO DORMENTE.....	92
5.4.4	PRESSÃO NO CONTATO DORMENTE-LASTRO.....	94
5.4.5	TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO TERRENO NATURAL	95
5.4.6	MÓDULO DE VIA.....	99
6	AValiação DOS RESULTADOS.....	104
7	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	106

7.1 CONCLUSÕES	106
7.2 TRABALHOS FUTUROS	106
REFERÊNCIAS	107
ANEXOS	111

1 INTRODUÇÃO

No contexto atual de ascensão no setor ferroviário nacional, o interesse público em construir, duplicar ou aumentar a capacidade de carga das ferrovias, vem ocasionando no mercado grande interesse na estagnada malha nacional. (PAC, 2014; MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES, 2013)

A área de transportes, especialmente a ferroviária, requer grande investimento inicial com conseqüente retorno futuro, necessitando de constantes estudos, pesquisas e novas tecnologias que contribuam para a sua correta execução e que reduzam futuras intervenções de manutenção. Com isso, as concessionárias tornam-se cada vez mais exigentes na avaliação de projetos e no controle tecnológico, fazendo com que os conceitos de qualidade subam e se tornem cruciais na concepção de uma obra.

No âmbito de projeto, o desenvolvimento tecnológico ferroviário evoluiu a passos curtos. No fim da década de 60, a engenharia nacional começou a experimentar as tecnologias estrangeiras, demorando em aprimorar e utilizar novas técnicas e métodos. (GOMES, 1984)

Com o avanço da tecnologia da informação, as áreas da engenharia ganharam poderosos recursos que auxiliaram o seu desenvolvimento, inclusive na área ferroviária, como é caso dos programas de análise numérica.

A análise numérica prevê o comportamento mecânico do pavimento ferroviário, fornecendo parâmetros de seu futuro desempenho, influenciando na escolha de alternativas e viabilizando os aspectos técnicos e econômicos de um projeto, permitindo a programação de operações e manutenções na via. (DYNATEST, 1993)

Há diversos programas de análise numérica disponíveis atualmente, desde os mais simples aos mais completos e pelo fato de oferecerem maior qualidade e precisão nos resultados, estes vem acompanhados de complexos processos de modelação.

A modelação é a criação do problema, seja ele uma via férrea ou qualquer outro problema de engenharia ou ciência, que depois de criados, estes podem ser solucionados através de métodos numéricos.

Porém, a maneira com que este conhecimento é repassado nem sempre está disponível a todos que o desejam.

Este trabalho apresenta, em forma de tutorial, um procedimento de modelação numérica de via férrea lastrada pelo programa Abaqus/CAE 6.13, com o intuito de difundir este conhecimento e suprir esta necessidade.

1.1 OBJETIVO

Elaborar um tutorial de uma modelação numérica tridimensional de via férrea no programa Abaqus/CAE 6.13.

1.2 JUSTIFICATIVA

Optou-se em focar na descrição de uma modelação numérica, em vez de um estudo do comportamento mecânico da via, visto a falta de bibliografia e transmissão deste conhecimento, principalmente na área de pavimentos ferroviários.

1.3 METODOLOGIA

Através de revisão bibliográfica, demonstrar as principais metodologias clássicas que marcaram o dimensionamento das ferrovias projetadas no passado e apresentar um procedimento de modelação numérica, via elementos finitos, pelo programa Abaqus/CAE 6.13, e os principais critérios de dimensionamento da via férrea.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

No capítulo 1 é feita uma breve introdução ao tema com objetivo, justificativa, metodologia e estrutura do trabalho.

No capítulo 2 é apresentada a estrutura da via férrea e as forças que nela incidem.

No capítulo 3 descrevem-se os principais tipos de análise mecânica da via férrea, enfatizando os métodos clássicos e computacionais existentes na literatura.

No capítulo 4 são demonstrados os critérios de dimensionamento que normalmente se fazem no dimensionamento de uma ferrovia.

No capítulo 5 apresenta-se o tutorial de uma simulação numérica tridimensional de via férrea, com principal atenção à modelação.

No capítulo 6 checam-se os resultados com os critérios de dimensionamento e no capítulo 7 relatam-se as conclusões do trabalho e recomendações para trabalhos futuros.

2 ESTRUTURA E FORÇAS EXERCIDAS NA VIA FÉRREA

A **Via Férrea**, também designada de Via Permanente Ferroviária, é um sistema multicamadas com propriedades mecânicas necessárias para suportar as cargas dos veículos e transmiti-las ao solo de fundação em níveis de tensões aceitáveis. Ela proporciona um sistema estável e resiliente, evitando desgastes e deformações permanentes excessivas. (STOPATTO, 1987; MEDINA, 1997)

A estrutura da via pode ser subdividida em duas grandes categorias: i) superestrutura e ii) infraestrutura. A **superestrutura** é composta pelos trilhos, elementos de ligação e dormentes. A **infraestrutura** é composta pelo lastro, sublastro e subleito, que divide-se em reforço do subleito e terreno natural, como mostra a figura 2.1.

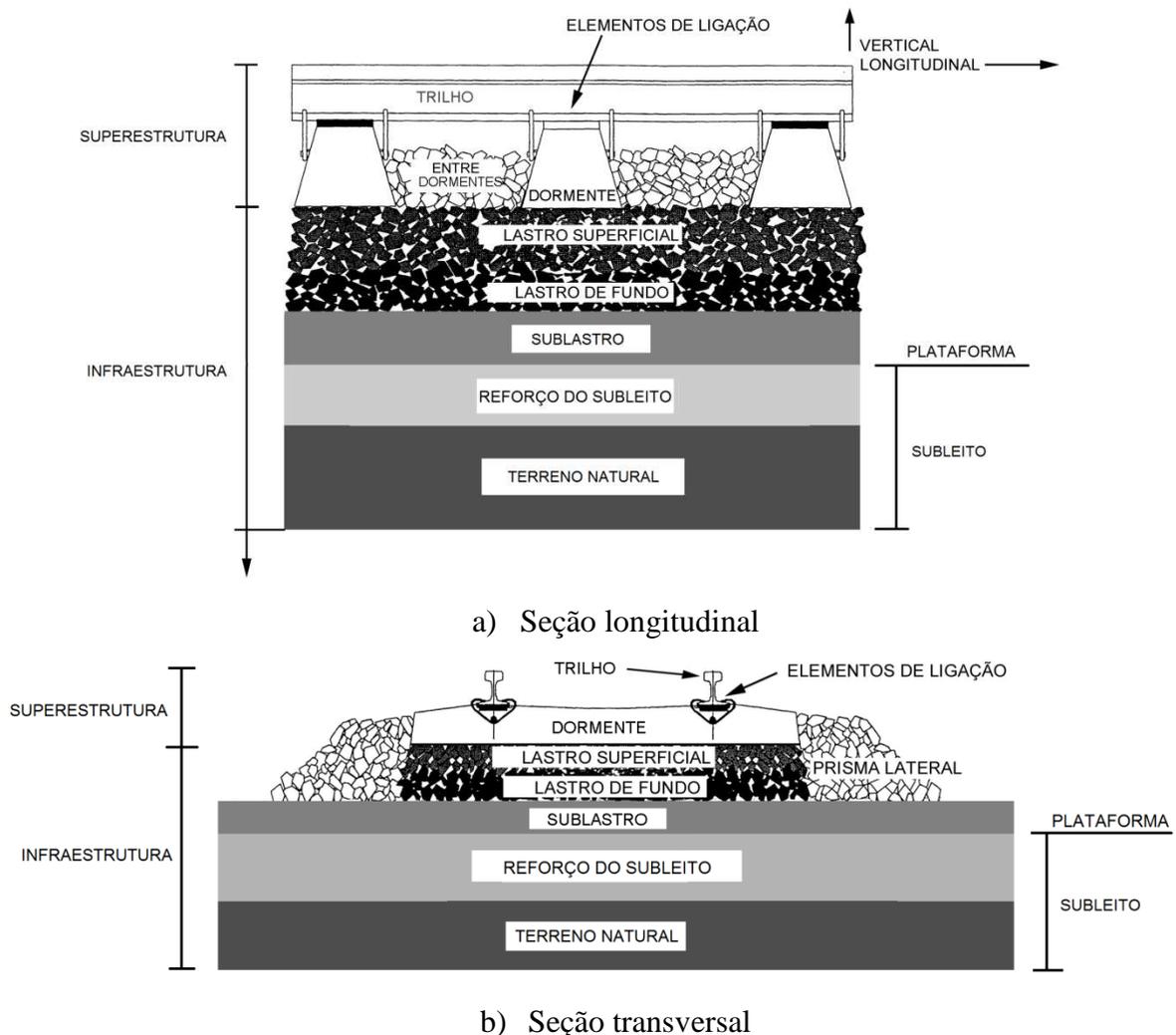


Figura 2.1- Estrutura da Via Férrea: a) Seção longitudinal; b) Seção transversal

Fonte: Adaptado de SELIG e WATERS (1994)

Outras nomenclaturas também são muito utilizadas no meio ferroviário, como **Pavimento Ferroviário**, citado por Medina (1997) para designar a via férrea, e **Grade**, que traduz o conjunto de trilhos, elementos de ligação e dormentes, mencionado pela Dynatest (1993).

Dentre estas nomenclaturas apresentadas há muitas outras encontradas na literatura, que variam de país para país e autor para autor, porém nesta monografia serão utilizadas as aqui já apresentadas.

2.1 SUPERESTRUTURA FERROVIÁRIA

A superestrutura da via é composta por elementos heterogêneos que dão suporte e orientação aos trens que nela trafegam. Por haver maior contato com o material rodante e com a superfície do terreno, ela está sujeita ao desgaste ocasionado pelas rodas dos trens, aos maiores esforços e às condições ambientais mais intensas. Atingindo os limites de segurança e comodidade, deve ser feita manutenção, providenciando a troca de seus elementos. (BRINA, 1988; HAY, 1982)

2.1.1 TRILHOS

Os trilhos são elementos estruturais fabricados normalmente em aço, que constitui a superfície de rolamento da via férrea. (ESVELD, 2001; BRINA, 1988)

Sua principal função é orientar as rodas dos trens e transmitir os esforços das rodas para o dormente, funcionando como uma viga contínua. (DNIT, 20--)

As principais características exigidas dos trilhos são referentes à dureza, tenacidade, elasticidade e resistência à flexão. A maioria dos trilhos fabricados no mundo são feitos de aço-carbono, salvo os trilhos especiais que são de aço-liga e os tratados termicamente. (DNIT, 20--)

A composição química do aço dos trilhos é constituída de ferro, carbono, manganês, silício, fósforo e enxofre. (BRINA, 1988)

Desde o início das estradas de ferro, pensava-se na melhor geometria para se construir o trilho. Robert Stephenson, em 1838, criou o chamado duas cabeças (figura 2.2). Pela dificuldade de fixação não vingou esta geometria, que posteriormente foi substituída pelo denominado tipo Vignole (figura 2.3), criado pelo engenheiro inglês Vignole, onde perdura-se até os dias de hoje. (ESVELD, 2001; BRINA, 1988)

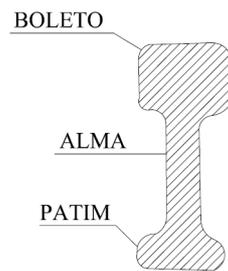


Figura 2.2 - Trilho de duas cabeças

Fonte: Adaptado de BRINA (1988)

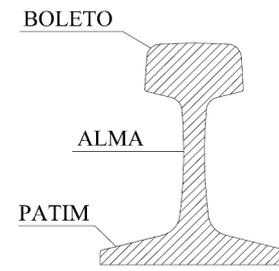


Figura 2.3 – Trilho Vignole – Atual

Fonte: Adaptado de BRINA (1988)

Os fatores que influenciam negativamente na vida útil dos trilhos são os desgastes excessivos e a ruptura por fadiga, que são ocasionados devido ao contato metal-metal (rodas e trilhos) e ao carregamento cíclico, respectivamente. (DNIT, 20--)

As ligações entre os trilhos podem ser curtas e aparafusadas com livre deslocamento ou longas e soldadas sem deslocamento. Houve a necessidade de criar o tipo longo e soldado, afim de eliminar problemas como deteriorações, vibrações e oscilações excessivas na via, que ocorriam com os trilhos curtos e aparafusados (SELIG; WATERS, 1994). Contudo, Fortunato (2005) ressalta que os trilhos longos e soldados requerem maior investimento inicial e estão sujeitos às maiores tensões internas devido aos efeitos de variações de temperatura.

Os trilhos são classificados por tipo conforme a sua massa por metro, onde esta e outras especificações podem ser encontradas na norma técnica NBR 7590 da Associação Brasileira de Normas Técnicas. (ABNT, 2012)

2.1.2 ELEMENTOS DE LIGAÇÃO

Os elementos de ligação são peças de alta resistência que promovem a fixação entre os trilhos e os dormentes. Eles resistem aos esforços verticais, horizontais, longitudinais e de torção, ocasionados pelas rodas dos trens e pelas variações de temperatura, reduzindo as tensões e vibrações na via. (SELIG; WATERS, 1994; ESVELD, 2001)

Segundo Brina (1988), o sistema é composto pelos elementos:

- i) Telas de junção: posicionados nas pontas dos trilhos, estabelecem a continuidade proporcionando a junção entre os mesmos (figura 2.4, a);
- ii) Parafusos: Apertam as telas de junção contra as pontas dos trilhos (figura 2.4, a);

- iii) Arruelas: Oferecem maior pressão, impedindo que os parafusos se afrouxem (figura 2.4, b);
- iv) Placas de apoio: Aumentam a área de apoio do trilho no dormente, melhorando a distribuição de carga, evitando que o patim corte o dormente (figura 2.4, c);
- v) Fixações: Podem ser divididas em rígidas e flexíveis. As rígidas formadas por pregos e tirefonds (figura 2.4, d). As flexíveis consistem em placas de aço fixadas ao dormente, sendo os tipos mais utilizados: Fixação tipo GEO ou K, grampo elástico duplo e fixação Pandrol (figura 2.4, e, f, g);
- vi) Retensores de trilho: Impedem o deslocamento longitudinal dos trilhos em relação ao dormente.

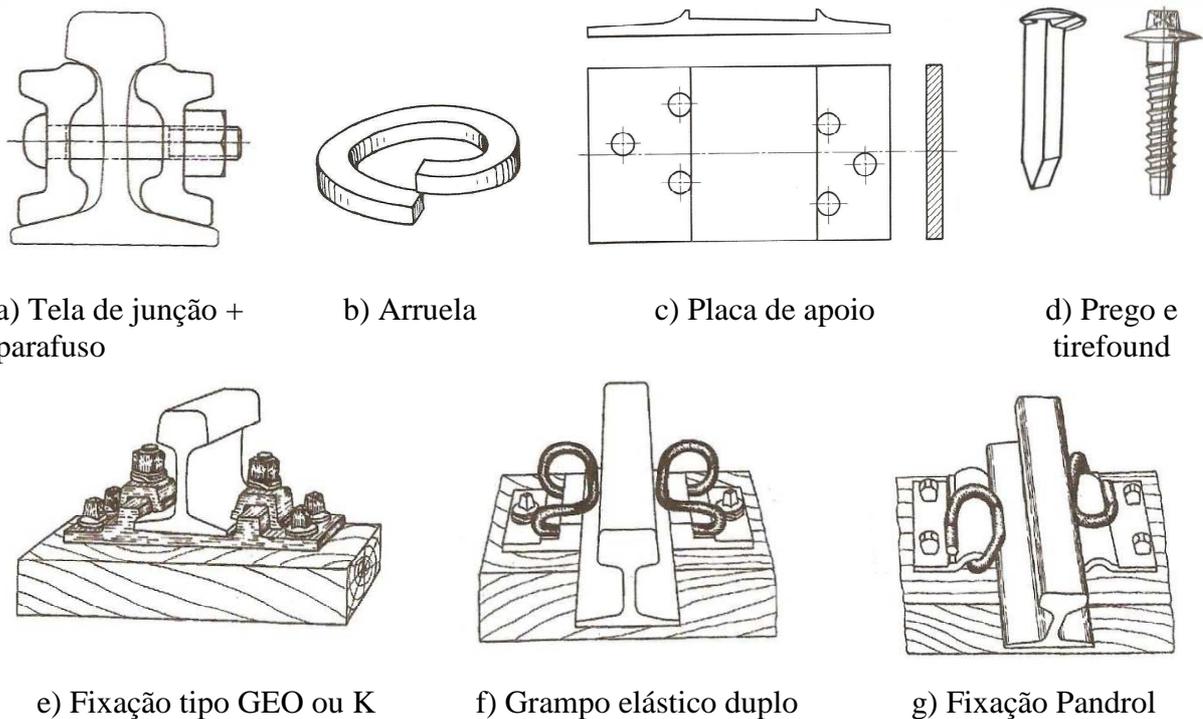


Figura 2.4 – Elementos de ligação

Fonte: BRINA (1988)

O conjunto dos elementos promove à via uma determinada rigidez, que não deve ser nem muito baixa nem muito alta. A baixa rigidez permite deslocamentos excessivos do trilho e a alta gera maiores esforços nos elementos, diminuindo a vida útil da grade.

As rigidezes ideais admitidas para os sistemas são apresentadas no quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Valores admitidos de rigidez de fixação

Tipo de dormente	Rigidez da fixação [N/m]
Madeira	70×10^6
Monobloco	170×10^6
Bibloco	253×10^6

Fonte: SELIG e LI (1994) *apud* SPADA (2003)

2.1.3 DORMENTES

Segundo Selig e Waters (1994), os dormentes são elementos que apoiam os trilhos e assentam-se no lastro. Sua função é receber as cargas dos trilhos e transmiti-las ao lastro em níveis de tensão aceitável, servindo de suporte e fixação e mantendo a distância entre trilhos. Oferecem boas características mecânicas aos deslocamentos e proporcionam estabilidade à via, dependendo da geometria, do peso e do material. (PITA, 2006; SUCENA, 2004)

Quanto aos materiais, normalmente utiliza-se madeira, aço ou concreto. Há diferentes tecnologias para concreto, nomeadamente: i) dormente monobloco (protendido); ii) bibloco (mistos) e iii) polibloco (armado), figura 2.5 (PACHA, 2003; BRINA, 1988).

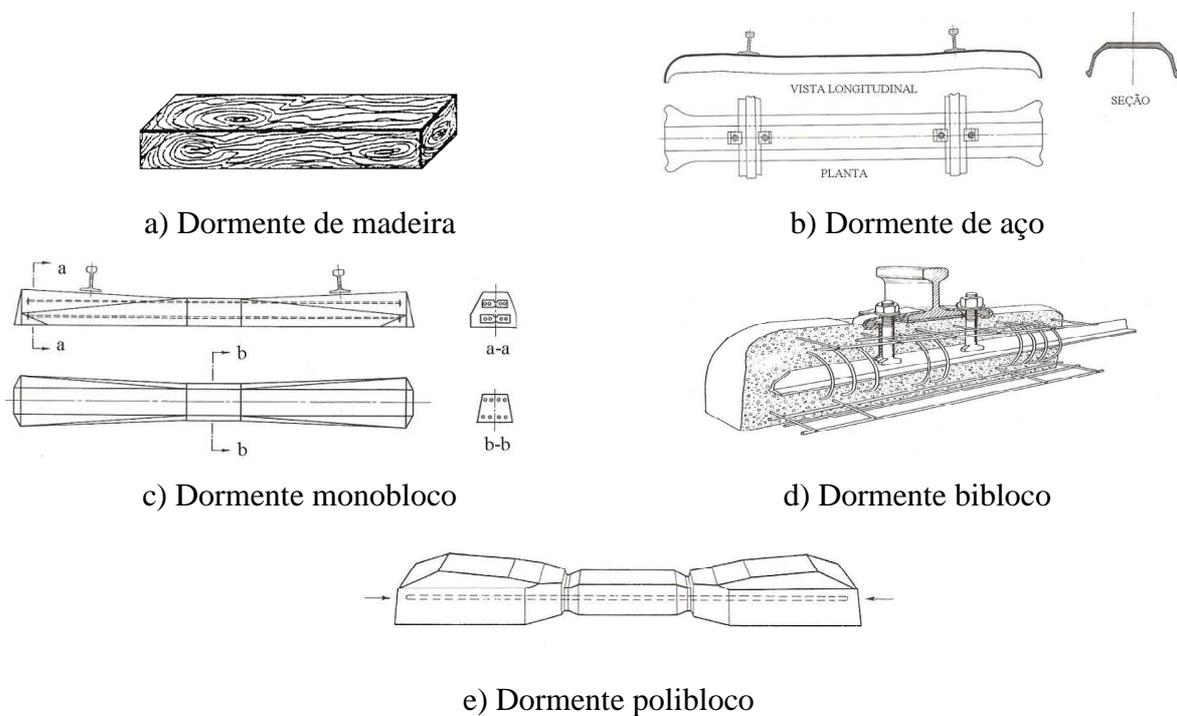


Figura 2.5 – Dormentes mais utilizados

Fonte: BRINA (1988) e PROFILIDIS (1983)

Os dormentes de madeira apresentam boas características em quase todas as exigências de qualidade, principalmente no comportamento mecânico, devido à sua flexibilidade e elevado módulo de elasticidade. Porém apresentam escassez de madeira, baixo peso e baixa resistência lateral, tornando a sua utilização limitada. (PROFILLIDIS, 1995; PITA, 2006; PACHA, 2003)

Os dormentes de aço apresentam baixo peso próprio, facilitando na locomoção e assentamento na via, elevada rigidez e fácil fixação nos trilhos. Por apresentarem tais características, ele se torna inconveniente, pois gera muito barulho, conduz eletricidade, limita-se à tráfegos leves (por ser leve) e prejudica na socaria, em virtude da sua geometria. (BRINA, 1988)

Os dormentes de concreto são mais pesados, resistentes e duráveis. Fornecem maior estabilidade à via e resistência à intempéries. No entanto apresentam desvantagens como: i) Absorvem menos tensões, transferindo-as em níveis maiores ao lastro; ii) absorvem menos vibrações; iii) maior dificuldade no manejo (devido ao peso); iv) maior fragilidade; v) conservação mais cara e vi) preço mais elevado (em comparação aos demais). (ORE, 1969)

Ultimamente tem-se usado o plástico na fabricação de dormente. Este material tem a durabilidade de um dormente de aço, a leveza de um dormente de madeira e apresenta alto custo em comparação com os demais.

No quadro 2.2 é apresentada uma comparação entre os materiais existentes para dormentes.

Quadro 2.2 – Comparação entre os materiais para dormente

Material / Características	Madeira	Aço	Concreto	Plástico
Propriedades Mecânicas	Elevado módulo de elasticidade e grande flexibilidade	Média estabilidade	Alta durabilidade e baixa estabilidade	Alta leveza
Custo	Baixo	Alto	Alto	Alto
Durabilidade	Média	Alta	Alta	Alta
Reutilização	Sim	Sim	Não	Sim
Necessidade de Tratamento Químico para Proteção	Sim	Não	Não	Não
Resistência ao Descarrilamento	Alta	Alta	Baixa	Baixa

Fonte: ALVES (20--)

2.2 INFRAESTRUTURA FERROVIÁRIA

A infraestrutura ferroviária é o conjunto de camadas que apoiam a superestrutura, e estende-se também a todas as obras civis necessárias à implantação da via.

Este conjunto de camadas pode ser dividido em camadas finitas e semi-infinita. As camadas finitas são caracterizadas por sua espessura e contemplam o lastro, sublastro e reforço do subleito. A camada semi-infinita, terreno natural, é considerada até a profundidade onde se fazem sentir de forma significativa as solicitações do tráfego, que em média está na ordem de 8m abaixo do dormente. (SELIG; WATERS, 1994; LI; SELIG, 1995)

Nas obras civis incluem-se: i) instalações necessárias às operações ferroviárias; ii) sistemas de drenagens; iii) banquetas; iv) taludes e v) saia de aterro.

Na figura 2.6 são apresentados os principais componentes da infraestrutura ferroviária.

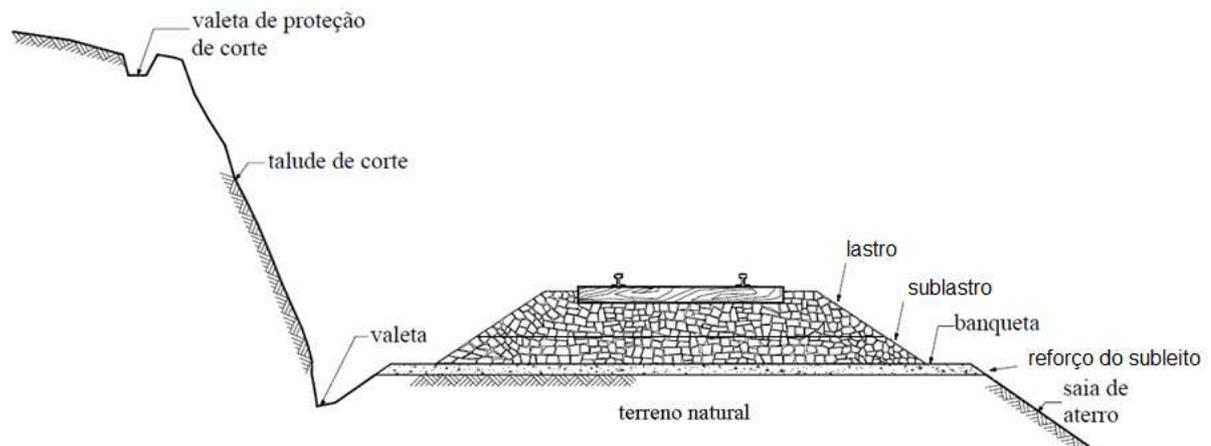


Figura 2.6 – Principais componentes da Infraestrutura Ferroviária

Fonte: Adaptado de BRINA (1988)

2.2.1 LASTRO

O lastro é composto por material granular, selecionado, empregado sobre o sublastro ou diretamente sobre a plataforma. É a camada mais nobre da estrutura e muito influente no desempenho da via. (STOPATTO, 1987)

Para Raymond (1985) e Brina (1988) as principais funções do lastro são: i) oferecer suporte à via, mantendo a sua geometria vertical e horizontal; ii) fornecer elasticidade, juntamente com os demais elementos; iii) garantir a drenagem superficial e iv) distribuir uniformemente as tensões recebidas. As qualidades necessárias que o lastro deve apresentar são: i) resistência aos esforços do dormente; ii) granulometria adequada, com formas cúbicas e faces britadas, garantindo resistência aos esforços verticais pela ação direta das partículas e resistência aos esforços longitudinais pela ação do atrito e embricamento; iii) característica elástica limitada, para abrandar o choque; iv) resistência ao intemperismo; v) permeabilidade e vi) não gerar pó.

Os materiais normalmente utilizados em lastros são: Terra, areia, cascalho, escória e principalmente pedra britada. Os materiais como a terra e a areia, atualmente não são utilizados, porém antigamente existiram muitas estradas de ferro construídas com estes materiais. (BRINA, 1988)

O dimensionamento da camada de lastro deverá ser feito concomitantemente com a superestrutura e infraestrutura da via, valendo lembrar que em uma das comissões da *Office*

Research and Experiments (ORE) foi concluído que espessuras muito grandes provocam maiores recalques com a repetição de carga. (STOPATTO, 1987)

Dentre todos os processos de construção do lastro ferroviário, a compactação se destaca pela sua fundamental importância no aumento na resistência vertical e lateral da via. Um lastro bem compactado apresenta assentamento ao longo dos anos de cerca de 40% daquele que ocorreria se não houvesse a compactação. (SELIG *et al.* 1982 *apud* FORTUNATO, 2005)

2.2.2 SUBLASTRO

O sublastro é a camada de base do lastro colocado sobre o subleito. É formado por material granular, geralmente bem graduado, selecionado e provindo de jazidas.

Tem a finalidade de transferir os esforços em níveis de tensão compatível com o solo subjacente, oferecendo ligeira flexibilidade e impedindo a penetração do lastro na plataforma (bombeamento dos finos) quando submetido aos esforços e vibrações. Funciona também como camada impermeabilizante, evitando que as águas cheguem à fundação e intensifique o processo de degradação. (STOPATTO, 1987)

As características geométricas devem ser de tal modo que propicie o escoamento das águas para saídas naturais ou construídas pelas margens da plataforma, compondo o sistema de drenagem da via. A inclinação que adota-se para o escoamento da água captada, segundo Fortunato (2005) é de 4% a 5% e segundo Stopatto (1987) de 3%.

O dimensionamento do sublastro é definido em função: i) do tráfego previsto; ii) da superestrutura; iii) das características e propriedades do solo da fundação; iv) das condições climáticas e hidrológicas. (FORTUNATO, 2005)

Quanto às características físicas e mecânicas, os valores mínimos de compactação deverão apresentar peso específico aparente correspondente a 103% (UIC, 1994) ou 100% (BRINA, 1988) do obtido no ensaio Proctor Normal e módulo de deformabilidade equivalente, $EV_1 \geq 70\text{MPa}$ (primeiro ciclo) e $EV_2 \geq 120\text{MPa}$ (segundo ciclo). (UIC, 1994)

2.2.3 PLATAFORMA

Considera-se como plataforma ferroviária a cota acabada do subleito.

Segundo Oliveros Rives *et al.* (1977) a plataforma ferroviária propicia apoio estrutural à via, de modo que não ocorram deformações prejudiciais à exploração.

Sua função é de suportar o peso das camadas subjacentes e as tensões geradas pelo tráfego, tendo grande influência na resiliência da estrutura e contribuindo para a deflexão elástica da via. (SELIG; WATERS, 1994)

Fortunato (2005) ressalta sua influência nas deformações permanentes e reversíveis verificadas ao nível dos trilhos, relacionando-se diretamente com a deterioração dos elementos da superestrutura.

Sua principal função é: i) promover estabilidade sazonal; ii) resistir aos atritos e desgastes causados pela superestrutura, evitando o fenômeno de bombeamentos dos finos e consequentes assentamentos; iii) permitir a circulação de veículos durante a obra e iv) permitir adequada compactação do sublastro. (UIC-719R, 1989; FORTUNATO, 2005)

As plataformas de solo são subdivididas em três tipos: i) em solo natural; ii) em corte; iii) em aterro. Quando as características de resistência do terreno são satisfatórias, somente retira-se o solo superficial misturado com vegetação e matéria orgânica e executa-se a regularização com a camada de sublastro. Se o solo for de má qualidade, ele deverá ser substituído por de melhor qualidade ou tratado com materiais alternativos, na espessura que for necessária, caracterizando-se como plataforma em aterro. Nos casos em corte, quando terminada a escavação for encontrado solo adequado, ele será incorporado automaticamente à plataforma. (STOPATTO, 1987)

Para aumentar a resistência, deve-se realizar a compactação em ambas as camadas da plataforma (reforço do subleito e terreno natural). (PORTO, 2004)

A compactação do reforço do subleito melhora as condições de suporte do terreno natural, devendo-se haver principal atenção entre os dois ou três primeiros metros abaixo do dormente. (LI; SELIG, 1995; STOPATTO, 1987)

A ficha da UIC-719R (1982), recomenda para o reforço do subleito compactação com peso específico do solo $\geq 100\%$ do peso específico na amostra do ensaio Proctor Normal e $EV_2 \geq 80\text{Mpa}$. Já Esveld (2001) sugere que a compactação deve ser de 97% do ensaio Proctor Normal com irregularidades da superfície menores que 10mm. Paiva e Guimarães (1993) em estudos sobre as solicitações nas infraestruturas viárias apontaram que para solos coesivos o grau de compactação mínimo é de 90% e para solos não coesivos de 100% na energia Proctor Modificada.

O terreno natural também deve receber compactação para melhoria do seu desempenho. A UIC-719R (1982) especifica que o peso específico do solo deve ser maior ou

igual à 90% do peso específico da amostra no ensaio de Proctor Normal e EV_2 (módulo de deformabilidade) ≥ 45 MPa para solos finos e 60 MPa para solos arenosos e pedregulhos.

O quadro 2.3 apresenta a classificação de plataformas de acordo com a capacidade de suporte e classe de materiais, segundo a NBR 7964. (ABNT, 1983)

Quadro 2.3 - Classificação de plataforma para via férrea

Classe da plataforma		Qualidade do solo do Terreno natural	Camada de reforço do subleito	
Código	Designação		Qualidade do solo	Espessura mínima (cm)
P1	Plataforma ruim	QS1	QS1	-
P2	Plataforma média	QS1	solo tratado com ligante	30
			QS2	55
			QS3	40
		QS2	QS2	-
P3	Plataforma boa	QS1	QS3	60
		QS2	QS3	40
		QS3	QS3	-

Fonte: adaptado de ABNT (1983)

O solo do terreno natural é classificado conforme sua qualidade: i) solo de ruim qualidade (QS1); ii) solo de média qualidade (QS2) e solo de boa qualidade (QS3). No quadro 2.4 apresentam-se as características dos solos do terreno natural, que são em função do seu estado hídrico, das condições hidrogeológicas, hidrológicas e sua natureza geotécnica.

Quadro 2.4 - Características dos solos QSi

Qualidade do solo		Identificação	CBR (%)
Código	Designação		
QS1	Solo ruim	Solos com mais de 15% de finos, estado hídrico "médio" ou "seco"	0 a 12
QS2	Solo médio	Solos com 15% a 40% de finos, estado hídrico "seco" e boas condições hidrológicas e hidrogeológicas	12 a 30
		Solos com 5% a 15% de finos, estado hídrico "seco"	
QS3	Solo bom	Solos com menos de 5% de finos, bem graduado e com partículas de dureza elevada	>30

Fonte: Adaptado de ORE (1993) *apud* FORTUNATO (2005)

2.3 FORÇAS EXERCIDAS NA VIA FÉRREA

Os esforços atuantes na via férrea são decorrentes das solicitações estáticas e dinâmicas provocadas pelos trens e pelas variações de temperatura. Estas solicitações são diretamente influenciadas pelos desgastes dos trilhos, defeitos na via, colmatação do lastro e deterioração dos dormentes (SELIG; WATERS, 1994; ESVELD, 2001). As forças são classificadas como longitudinais, transversais (laterais) e verticais, conforme a figura 2.7.

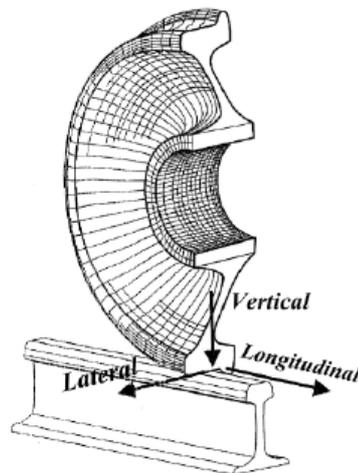


Figura 2.7 – Forças exercidas na via férrea

Fonte: FERREIRA (2010)

2.3.1 FORÇAS LONGITUDINAIS

As forças atuantes na direção longitudinal, paralelas ao trilho, são geradas principalmente pela variação de temperatura (dilatação e contração), aceleração e frenagem do trem (deslocamento do trilho) e reptação (deformação elástica de flexão que gera esforços de tração e compressão) (PITA, 2006; ESVELD, 2001; BRINA, 1988). Segundo Pita (2006) os maiores esforços são ocasionados pela variação de temperatura, sendo os demais fatores de menor relevância.

Para fins de dimensionamento do pavimento ferroviário, não são considerados estes esforços, salvo em casos específicos como obras de arte. (PROFILIDIS, 1995; ALIAS, 1984)

Embora não se considere estas forças no dimensionamento, o processo construtivo deve contemplar todos os requisitos para evitar possíveis patologias na grade.

2.3.2 FORÇAS TRANSVERSAIS

As forças transversais à via ou paralelas aos dormentes, ocorrem nos trechos em reta e principalmente em curvas. Elas são geradas pelos seguintes fatores: i) força de atrito entre a roda e o trilho; ii) força centrífuga não compensada; iii) movimento de Lacê (movimento ocasionado por defeitos no material rodante, levando as rodas a se chocar com as faces internas do trilho, ora de um lado ora do outro); iv) força dos ventos laterais. (SELIG; WATERS, 1994; BRINA, 1988)

Segundo Fortunato (2005) as forças transversais à via são cruciais para a estabilidade e segurança do trem, pois ao excederem aos limites admissíveis podem ocasionar descarrilamento. A sua importância também se ressalta, por haver menor resistência e rigidez do lastro neste sentido. (ALSHAER, 2005 *apud* KLINCEVICIUS, 2011)

As forças transversais são mais difíceis de determinar do que as verticais, devido à excentricidade da aplicação da carga que acaba gerando torção no trilho. Dada a sua complexidade e menor influência no comportamento da via, não são consideradas no dimensionamento. (PITA, 2006; PROFILIDIS, 1995)

2.3.3 FORÇAS VERTICAIS

As forças verticais à via ou normal ao plano dos trilhos, são ocasionadas pela ação da passagem dos trens. Sua natureza pode ser estática ou dinâmica, sendo a estática proveniente do peso dos trens em repouso e a dinâmica gerada pelo conjunto dos seguintes fatores: i) peso do trem; ii) irregularidades na via e no material rodante; iii) movimento de galope, trepidação e balanço; iv) frequência de vibração. (BRINA, 1988; ESVELD, 2001)

As forças dinâmicas podem ser classificadas conforme a sua frequência de vibração, sendo: i) 0,5 a 15 Hz, causadas por defeitos de grande comprimento de onda, associadas à massa suspensa (parte do trem acima da suspensão); ii) 20 a 100 Hz, causadas por defeitos de ondas de pequeno tamanho, associadas à massa não suspensa (abaixo da suspensão, rodas) e às características da via; iii) 100 a 200 Hz, associados à defeitos nos trilhos, dissipando grande parte da energia. (FORTUNATO, 2005)

Quanto ao efeito da aplicação da carga no trilho, ela causa deflexão no ponto de aplicação de carga e em suas mediações, gerando tensões de tração nas fibras inferiores da zona onde a carga incide e tração nas fibras superiores das zonas adjacentes à aplicação da carga, conforme mostra a figura 2.8. (SELIG; WATERS, 1994)

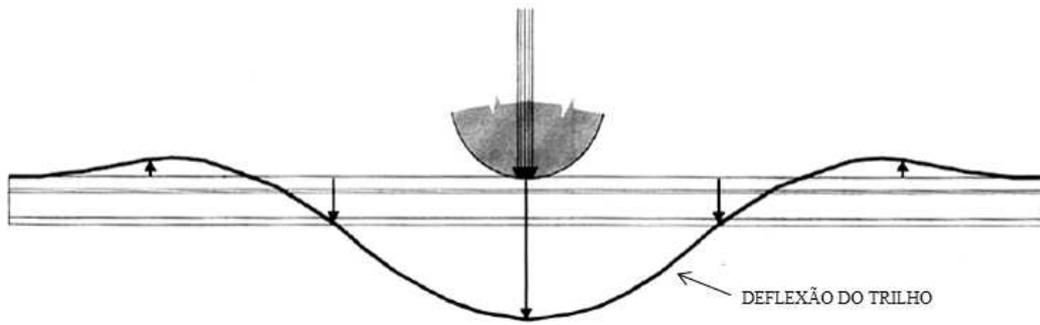


Figura 2.8 – Distribuição típica do carregamento – Deflexão no trilho

Fonte: Adaptado de SELIG e WATERS (1994)

Para o dimensionamento do pavimento ferroviário, normalmente não são considerados os efeitos dinâmicos, por serem de difícil previsão, neste caso então, considera-se a carga estática com um coeficiente de majoração (coeficiente de impacto).

2.3.3.1 COEFICIENTE DE IMPACTO

O coeficiente de impacto (C_i) é uma constante que multiplica a carga estática do trem (Q), originando a carga com impacto (Q_i), equação 2.1.

$$Q_i = C_i \cdot Q \quad (2.1)$$

Resumem-se neste coeficiente todos os efeitos gerados além do peso estático do trem, sendo uma medida empírica recomendada por vários autores. Na literatura atual e também citada há alguns anos, porém recomendadas por autores com experiência em ferrovias nacionais, são encontrados os seguintes coeficientes de impacto C_i :

- AREMA (2013):

$$C_i = \left(1 + \frac{33 \cdot V}{100 \cdot D_r} \right) \quad (2.2)$$

Onde:

V - velocidade do trem [mph];

D_r - diâmetro da roda [inches].

- STOPATTO (1987): $C_i = 2$ (2.3)

- BRINA (1988): $C_i = 1,3$ a $1,4$ (2.4)

3 ANÁLISE MECÂNICA DA VIA FÉRREA

A análise mecânica da via férrea prevê o comportamento mecânico do pavimento em resposta às cargas aplicadas pelos trens, considerando as características específicas dos principais elementos do sistema (DYNATEST, 1993). A previsão do comportamento fornecerá parâmetros de seu futuro desempenho, que influenciará na escolha de alternativas e viabilizará os aspectos técnicos e econômicos de um projeto, permitindo a programação de operações e manutenções na via (SELIG; WATERS, 1994).

O desempenho da via é produto de uma complexa interação entre as solicitações impostas pelo material rodante, os elementos da via e as condições ambientais existentes. (FORTUNATO, 2005)

A maior dificuldade de se fazer uma análise estrutural é a simulação da interação entre os elementos da via. O pavimento ferroviário é composto por materiais de características muito distintas entre si, devido à necessidade de resistir diferentes níveis de tensões, como pode ser visto na figura 3.1.

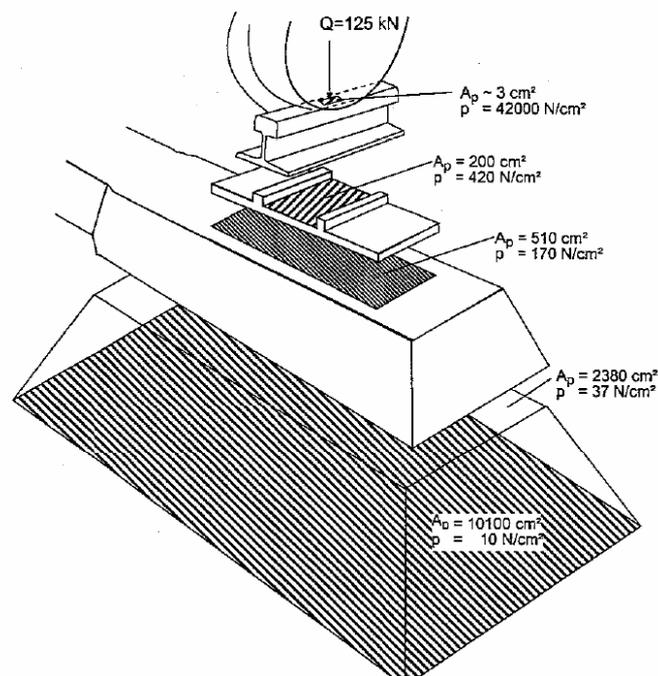


Figura 3.1 – Distribuição de tensões médias na via férrea

Fonte: Adaptado de LICHTBERGER (2005)

Dada a dificuldade, o dimensionamento das ferrovias foi marcado pelo empirismo e muitas vezes estudadas para solos e climas não semelhantes à brasileira. (MEDINA, 1997; SILVA, 2002)

Para sanar esta escassez de conhecimento, foi criada a disciplina **Mecânica dos Pavimentos**, tratando-o como uma estrutura não menos importante do que as demais existentes na engenharia civil, atribuindo maior relevância ao assunto, do que outrora recebia quando fazia parte da mecânica dos solos. (MEDINA, 1997)

3.1 MECÂNICA DOS PAVIMENTOS APLICADA À FERROVIA

Medina (1997) *apud* Silva (2002) apresenta uma definição de mecânica dos pavimentos que também pode ser aplicada à ferrovia.

[...] uma disciplina que estuda os pavimentos como sistemas em camadas e sujeitos às cargas dos veículos. Faz-se o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, conhecidos os parâmetros de deformabilidade, geralmente com a utilização de programas de computação. Verifica-se o número de aplicações de carga que leva os elementos resistentes a tração (trilhos e dormentes) à ruptura por fadiga e o lastros, à ruptura e desgaste por esmagamento, choque e cisalhamento, permitindo previsões no tempo de perda de geometria sob carga.

A mecânica dos pavimentos estuda o comportamento dos materiais dentro do seu estado elástico (deflexões) e plástico (recalques), normalmente bem abaixo da ruptura, considerando os níveis de tensão de carregamento repetido e a influência do meio ambiente, mais consideravelmente, a água e a temperatura. (SILVA, 2002; SPADA, 2003)

A análise consiste em determinar: i) tensões; ii) deformações e iii) deslocamentos.

Para tais estudos a mecânica dos pavimentos utiliza as ferramentas básicas da teoria da elasticidade, análise numérica, mecânica, resistência dos materiais, etc. (MEDINA, 1997)

3.2 MODELOS DE ANÁLISE DA VIA FÉRREA

Os modelos de análise passaram por grandes mudanças desde suas criações devido às várias investigações teóricas e experimentais levadas a cabo pelas administrações ferroviárias que elaboraram junto com pesquisadores as fórmulas e critérios de dimensionamentos hoje existentes.

Inicialmente foram desenvolvidos os modelos analíticos e empíricos, sendo eles considerados modelos clássicos. Atualmente estes modelos passaram a ter menor utilização

com a opção dos métodos numéricos computacionais, como por exemplo, o método dos elementos finitos, das camadas finitas etc.

É válido apresentar os principais modelos clássicos, para entendimento e embasamento dos conceitos da mecânica da via permanente.

Observação: Para os métodos que serão apresentados a seguir, adotar unidades de medidas compatíveis onde não forem informadas unidades específicas para cada formulação.

3.2.1 MODELOS CLÁSSICOS

No século XIX usavam-se dois tipos de apoios para os trilhos, sendo eles longitudinais e transversais à via. Como várias deficiências foram observadas nas ferrovias da época, iniciaram-se as pesquisas para sanar tais problemas. (BASTOS, 1999)

Várias teorias com base nas mais diferentes correlações, sejam estruturais ou geotécnicas, foram elaboradas para entender melhor a mecânica da ferrovia. (GOMES, 1984)

Os primeiros modelos foram baseados na hipótese de Winkler, que considera os apoios contínuos e elásticos sob o trilho (análise da superestrutura) e os modelos que consideram o pavimento um sistema em camadas, baseados na teoria da elasticidade (análise da infraestrutura).

3.2.1.1 ANÁLISE MECÂNICA DA SUPERESTRUTURA

Winkler (1867) *apud* Kerr (1977) analisou a via admitindo a hipótese da analogia do trilho como uma viga continuamente apoiada sobre molas e de módulo de rigidez constantes. A equação 3.1 apresenta a equação diferencial obtida para a viga elástica.

$$q(x) = E \cdot I \frac{d^4 y}{dx^4} + p(x) \quad (3.1)$$

Onde:

EI: rigidez à flexão do trilho, sendo E (módulo de elasticidade do trilho) e I (momento de inércia do trilho);

y - deslocamento vertical do trilho na posição x ;

x - distância da aplicação da carga à posição analisada;

q - carga ou reação vertical distribuída;

p - pressão de contato contínua entre o apoio longitudinal e sua base.

Para a reação na base, Winkler considera a proporcionalidade entre as pressões e as deflexões, equação 3.2.

$$p(x) = C \cdot y(x) \quad (3.2)$$

Onde:

C - coeficiente de Winkler (é um parâmetro da base do apoio longitudinal).

Substituindo a equação 3.1 na equação 3.2, resulta-se a **Equação de Winkler**:

$$E \cdot I \frac{d^4 y}{dx^4} + C \cdot y = q(x) \quad (3.3)$$

Na figura 3.2 é apresentada a viga sobre base elástica proposta por Winkler.

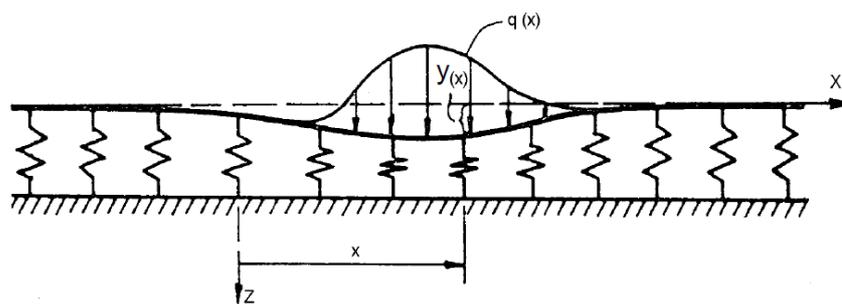


Figura 3.2 – Viga continuamente apoiada sobre base elástica e submetida à carga vertical

Fonte: KERR (1977)

A equação de Winkler serviu de base para muitos outros estudos que vieram após os dele, sendo os principais o de Zimmermann (1888) e posteriormente o de Talbot (1919).

3.2.1.1.1 MÉTODO DE ZIMMERMANN

No final do século XIX, Zimmermann (1888) *apud* KERR (1977) estudava a via como uma viga contínua sobre apoio contínuo e uniforme. Ele supôs o trilho como uma viga contínua sobre molas, representando os dormentes, o lastro, o sublastro e a plataforma, submetidos a uma carga pontual, conforme ilustra a figura 3.3.

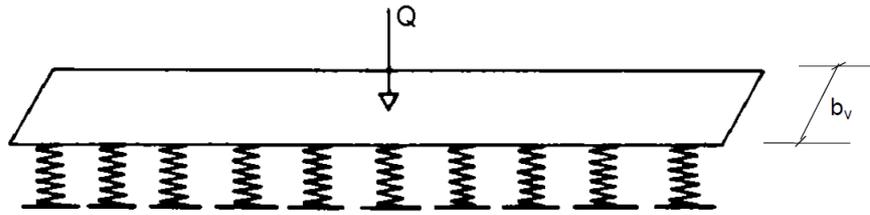


Figura 3.3 – Modelo de Zimmermann para via - Viga sobre apoio contínuo, submetida à carga pontual

Fonte: RIVES *et al.* (1977)

Com base no modelo de Winkler e da resistência dos materiais, Zimmermann estabeleceu a equação 3.4, considerando um elemento de viga de comprimento infinitesimal (dx), figura 3.4.

$$dV = -q \cdot dx \quad (3.4)$$

$$dM = V \cdot dx$$

$$q = -V \cdot \frac{dV}{dM} \quad (3.5)$$

Sendo:

$$M = E \cdot I \frac{d^2y}{dx^2} \quad (3.6)$$

Onde:

M - momento fletor;

V - força cortante;

q - reação de apoio do trilho;

y - deslocamento vertical do trilho.

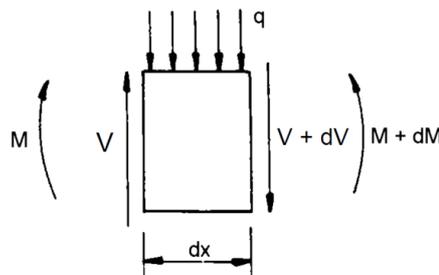


Figura 3.4 – Solicitações em um elemento infinitesimal (dx)

Fonte: RIVES *et al.* (1977)

Deduz-se:

$$q = -E.I \frac{d^4 y}{dx^4} \quad (3.7)$$

Utilizando a hipótese de Winkler (equação 3.2) e considerando a viga com largura b_v , obtém-se:

$$q = b_v \cdot C \cdot y \quad (3.8)$$

Onde:

q - reação vertical distribuída;

C - coeficiente de lastro (pode ser entendido como a pressão que ocasiona uma deflexão unitária no lastro, sendo sua dimensional $[F/L^2/L]$);

y - deformação do lastro na posição correspondente ao dormente carregado;

b_v - largura do dormente.

Substituindo a equação 3.7 na 3.8, tem-se:

$$E I \frac{d^4 y}{dx^4} + b_v \cdot C \cdot y = 0 \quad (3.9)$$

Integrando a equação diferencial 3.9, para o caso de cargas pontuais (Q), resultam-se as fórmulas para calcular o deslocamento (y) e momento fletor (M) em qualquer seção do trilho:

$$y = \frac{Q}{2 \cdot b_v \cdot C} \cdot \frac{1}{L} e^{-x/L} \left(\cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.10)$$

$$M = \frac{Q}{4} L \cdot e^{-x/L} \left(\cos \frac{x}{L} - \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.11)$$

Sendo:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{C \cdot b_v}} \quad (3.12)$$

Onde:

x - distância da aplicação da carga à posição analisada.

Das equações de deslocamento e momento fletor propostas por Zimmermann, extrai-se as linhas de influência no trilho, figura 3.5.

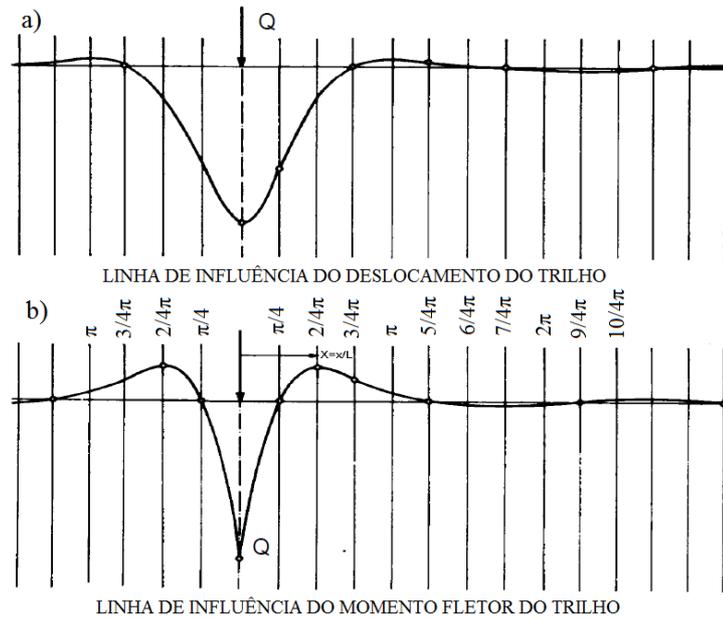


Figura 3.5 – Linhas de influência no trilho: a) deslocamento vertical; b) momento fletor.

Fonte: RIVES *et al.* (1977)

Nota-se na figura 2.13, que no ponto de aplicação de carga o deslocamento e o momento fletor são máximos.

Com base na hipótese de Winkler, equação 3.2, calcula-se a pressão atuante (P_0) em cada ponto de apoio.

$$P_0 = C \cdot y = \frac{Q}{2 \cdot b_v} \sqrt[4]{\frac{b \cdot C}{4 \cdot E \cdot I}} e^{-x/L} \left(\cos \frac{x}{L} + \sen \frac{x}{L} \right) \quad (3.13)$$

3.2.1.1.2 MÉTODO DE TALBOT

Em 1919, A. N. Talbot propôs um método de análise da via férrea em um dos relatórios publicados pela *Special Committee on Stress in Railroad Track – American Railway Engineering Association (ASCE-AREA)*.

O método é muito semelhante ao de Zimmermann, introduzindo o conceito de módulo de via no lugar do coeficiente de lastro.

O módulo de via (u) é a carga uniformemente distribuída (q) que é necessário aplicar por unidade de comprimento do trilho que produza um recalque unitário da via (y), sendo sua dimensional $[F/L/L]$, equação 3.14.

$$u = \left[\left(\frac{q}{y} \right)^4 \frac{1}{64EI} \right]^{1/3} \quad (3.14)$$

Onde:

EI: rigidez à flexão do trilho, sendo E (módulo de elasticidade do trilho) e I (momento de inércia do trilho).

Supondo que o trilho se apoie sobre suporte elástico e sendo solicitado pela carga (q), a reação em sua base é dada pela equação 3.15.

$$q = u \cdot y \quad (3.15)$$

Substituindo a equação 3.14 na 3.15, obtêm-se a equação diferencial 3.16.

$$u \cdot y = -E \cdot I \frac{d^4 y}{dx^4} \quad (3.16)$$

Analogamente a Zimmermann, Talbot deduz da equação 3.16, a equação do deslocamento do trilho (y) e do momento fletor do trilho (M) e da pressão sobre o dormente (P_0), em função da distância (x) do ponto de carga (Q).

$$y = Q \cdot \sqrt[4]{\frac{1}{64 \cdot E \cdot I \cdot u^3}} e^{-x/L} \left(\cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.17)$$

$$M = Q \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot I}{64 \cdot u}} e^{-x/L} \left(\cos \frac{x}{L} - \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.18)$$

$$P_0 = Q \cdot \sqrt[4]{\frac{u}{64 \cdot E \cdot I}} e^{-x/L} \left(\cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.19)$$

Sendo:

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{u}} \quad (3.20)$$

Onde:

x - distância da aplicação da carga à posição analisada

A variação dos deslocamentos e momentos fletores no trilho quando carregados por uma carga pontual apresentam uma configuração conforme a figura 3.6, sendo os valores relativos ao momento fletor máximo (M_0) e deflexão máxima (y_0).

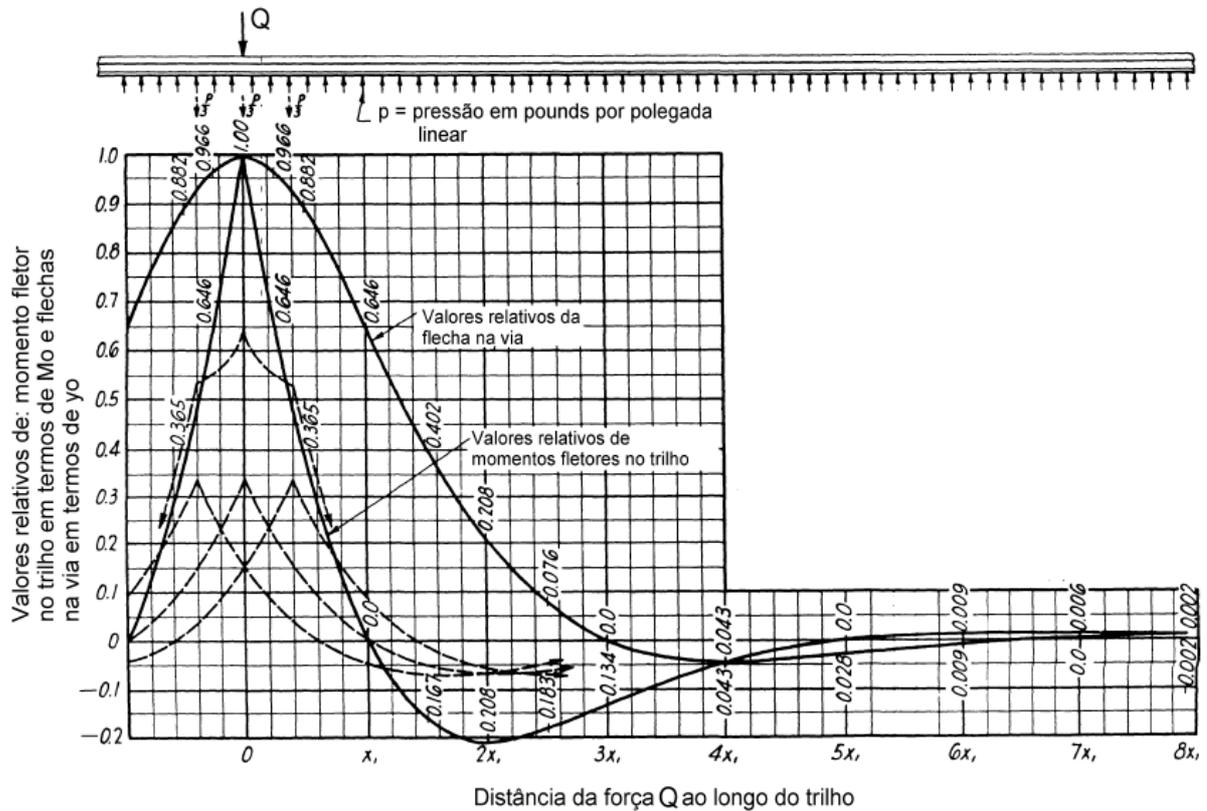


Figura 3.6 – Variação do deslocamento e do momento fletor no trilho sobre carga pontual

Fonte: TALBOT (1919)

Nota-se que à distância ($3x_1$) o deslocamento é zero e sob o ponto de aplicação de carga o momento fletor e o deslocamento são máximos.

Para o cálculo de (x_1), utiliza-se a equação 3.21.

$$x_1 = \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{u}} \quad (3.21)$$

Da equação 3.15, deduz-se a pressão sob o do dormente, (P_0).

$$P_0 = \frac{Q \cdot d}{A_s} Q^4 \sqrt{\frac{u}{64 \cdot E \cdot I}} e^{-x/L} \left(\cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right) \quad (3.22)$$

Onde:

A_s - área sob um apoio do dormente (área de socaria);

d - distância entre eixos.

A forma com que as pressões se distribuem embaixo do dormente não é bem compreendida, a melhor hipótese seria uma distribuição uniforme (figura 3.7, a), mas não acontece. A hipótese mais aceitável é de que a maior parte das pressões se concentram na projeção dos trilhos (figura 3.7, b), devido a concentração da carga no local e a própria flexão do dormente (TALBOT, 1919)

Nota-se também que para dormentes de concreto ou aço, com má manutenção, a distribuição das pressões seria semelhante à situação (c) da figura x e com o passar dos anos, as pressões tendem a se distribuírem mais uniformemente, como mostra a figura 3.7, (d). (DOILE, 1980; QUEIROZ, 1990 *apud* KLINCEVICIUS, 2011)

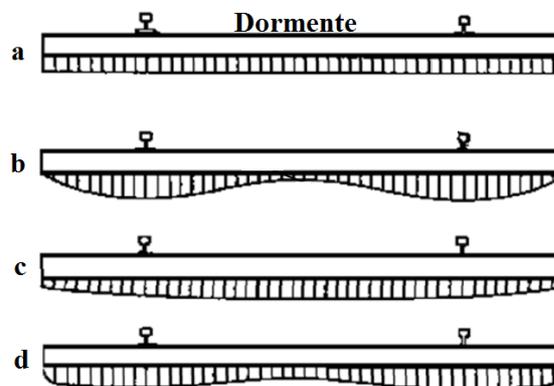


Figura 3.7 – Distribuições hipotéticas de pressões entre dormente-lastro

Fonte: Adaptado de TALBOT (1919) *apud* KLINCEVICIUS (2011)

Embora haja falta de compreensão de como ocorrem as distribuições de pressão sob o dormente, normalmente adota-se que a área sob um apoio de dormente (área de socaria) é a largura do dormente multiplicada por 1/3 do seu comprimento, conforme a figura 3.8.

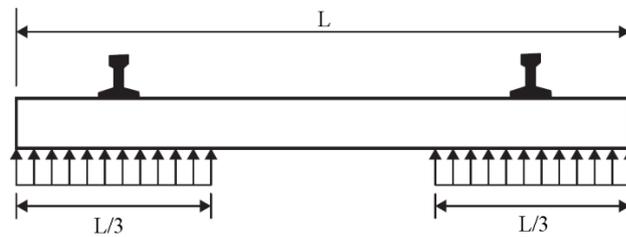


Figura 3.8 – Distribuição de pressão sob o dormente (área de socaria)

Fonte: INDRARATNA (2011)

3.2.1.2 ANÁLISE MECÂNICA DA INFRAESTRUTURA

A análise mecânica da infraestrutura consiste em verificar o comportamento das camadas do pavimento, no que diz respeito às tensões, deformações e deslocamentos.

Para tal análise, foram desenvolvidos os modelos teóricos e empíricos, ambos embasados na teoria da elasticidade, que considera o solo um meio semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico. (MEDINA, 1997; PINTO, 2006).

3.2.1.2.1 MODELOS TEÓRICOS

Joseph Boussinesq em 1885 desenvolveu a solução geral formal para a determinação de tensões no interior de uma massa carregada com carga pontual na superfície, como mostra a figura 3.9. Estas expressões, em coordenadas polares, consideram a teoria da elasticidade e em algumas são inclusos o coeficiente de Poisson do meio (FERNANDES, 2006; MEDINA, 1997).

$$\sigma_z = \frac{2 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot R^5} \quad (3.23)$$

$$\sigma_r = -\frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{-3 \cdot r^2 \cdot z}{R^3} + \frac{(1 - 2\nu) \cdot R}{R + z} \right] \quad (3.24)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{(1 - 2\nu) \cdot Q}{2 \cdot \pi \cdot R^2} \cdot \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{R + z} \right] \quad (3.25)$$

$$\tau_{rz} = \frac{3 \cdot Q \cdot r \cdot z^2}{2 \cdot \pi \cdot R^5} \quad (3.26)$$

Onde:

σ_z - tensões verticais;

- σ_r - tensões horizontais longitudinais;
- σ_θ - tensões horizontais transversais;
- τ_{rz} - tensões de cisalhamento;
- z - profundidade [m];
- r - raio;
- R - distância do ponto de aplicação de carga ao analisado.

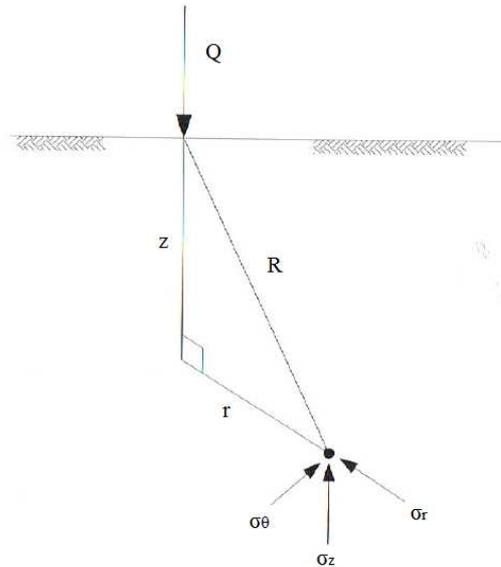


Figura 3.9 – Tensões num ponto interior da massa

Fonte: FERNANDES (2006)

As tensões verticais variam inversamente com o quadrado da profundidade, como mostra a figura 3.10. Com isso, para distâncias muito pequenas as tensões tendem a serem muito elevadas, sendo uma deficiência do modelo, pois na realidade isto não ocorre. (PINTO, 2006)

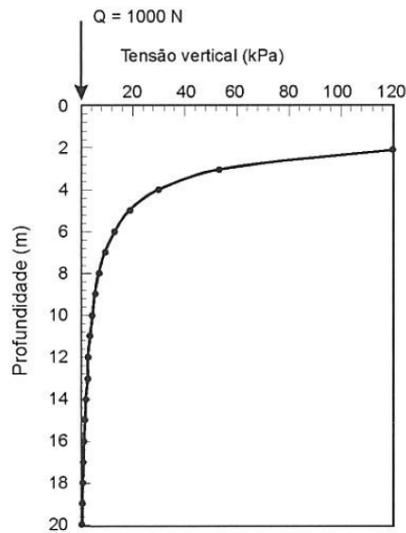


Figura 3.10 – Tensões verticais abaixo do ponto de carga

Fonte: PINTO (2006)

Newmark (1935) *apud* Pinto (2006) desenvolveu uma integração da equação de Boussinesq para o cálculo de tensões (σ_v) provocadas no interior do semiespaço infinito de superfície horizontal por carregamento distribuído em uma área retangular (equação 3.27). A figura 3.11 demonstra o problema de Newmark.

$$\sigma_v = \frac{P_0}{4 \cdot \pi} \cdot \left[\frac{[2mn(m^2 + n^2 + 1)^{0,5}](m^2 + n^2 + 2)}{(m^2 + n^2 + 1 + m^2n^2)(m^2 + n^2 + 1)} + \text{arctg} \frac{2mn(m^2 + n^2 + 1)^{0,5}}{(m^2 + n^2 + 1 - m^2n^2)} \right] \quad (3.27)$$

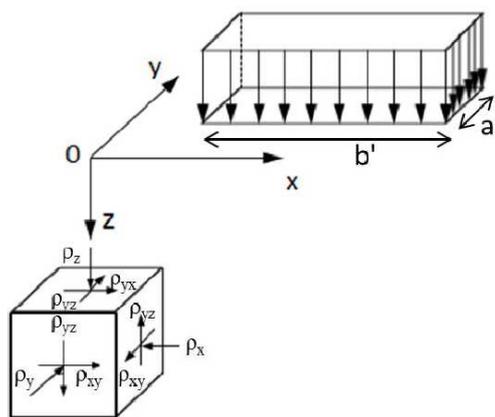


Figura 3.11 – Esquema ilustrativo do problema da Newmark

Fonte: NEWMARK (1935) *apud* KLINCEVICIUS (2011)

Sendo:

$$m = \frac{a}{z} \quad n = \frac{b}{z}$$

Onde:

a - largura do retângulo;

b - comprimento do retângulo;

P_0 - pressão na massa de solo.

Como esta solução é muito trabalhosa, elaborou-se um ábaco que considera os parâmetros m e n , resultando na equação (3.28).

$$\sigma_v = I \cdot P \quad (3.28)$$

Para cálculo de qualquer ponto, divide-se o dormente em áreas menores de modo que a aresta da área esteja sobre o ponto em análise. No anexo 01 apresenta-se o ábaco proposto por Newmark.

Burmister (1943) *apud* Medina (1997) foi o primeiro a aplicar a teoria da elasticidade em meios semi-infinitos estratificados carregados verticalmente. A teoria de Burmister trata de um problema tridimensional, que considera as espessuras e características de cada camada do pavimento e através das equações de equilíbrio, compatibilidade e elasticidade, determinam-se as tensões e deslocamentos ocasionados por um carregamento distribuído circular, como mostra a figura 3.12.

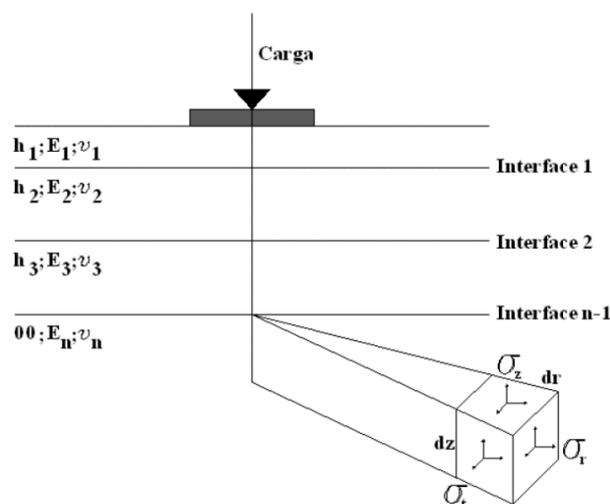


Figura 3.12 – Meio semi-infinito estratificado sob carga vertical circular

Fonte: BRANCO *et al* (2006)

Devido às limitações do modelo, como considerar uma carga distribuída circular e entre outras decorridas da teoria da elasticidade, não se teve muita aplicação para o caso de pavimentos ferroviários.

3.2.1.2.2 MODELOS EMPÍRICOS

Talbot (1919) desenvolveu uma série de experimentos para analisar o comportamento mecânico do lastro. Os dados experimentais foram obtidos com modelos físicos instrumentados com células de carga montados em laboratórios. Em seus experimentos foram consideradas as variáveis contidas no quadro 3.1.

Quadro 3.1 - Variáveis do experimento de Talbot

Bitola (m)	Dormente		Lastro	
	Comprimento (m)	Quantidade	Material para lastro	Espessura (cm)
1,435	2,44	1 e 3	Pedra britada, areia e seixo	15,2
				22,9
				30,5
				45,7
				63,5

Fonte: TALBOT (1919)

Com base na teoria da elasticidade, Talbot (1919) propôs as equações que determinam a tensão no decorrer da profundidade, não havendo nenhuma variável correspondente às características dos materiais. As formulações dependem exclusivamente da pressão de contato entre o dormente e o lastro e a profundidade abaixo da linha de centro do dormente compreendida entre 10 e 70cm.

A situação experimentada com um dormente teve maior aceitação no meio ferroviário, sendo determinada pela equação (3.29).

$$\sigma_v = \frac{53,87}{h^{1,25}} P_0 \quad (3.29)$$

Onde:

σ_v - tensão na profundidade h [kg/cm²];

P_0 - pressão de contato entre dormente e lastro [kg/cm²];

h - profundidade abaixo do dormente ao ponto em análise [cm].

Na figura 3.13, são apresentados os bulbos de tensões gerados no lastro. As porcentagens referem-se à pressão na face inferior do dormente em contato com o lastro, que são dadas através da equação 3.30.

$$k(\%) = \frac{\sigma_v}{P_0} \cdot 100 \quad (3.30)$$

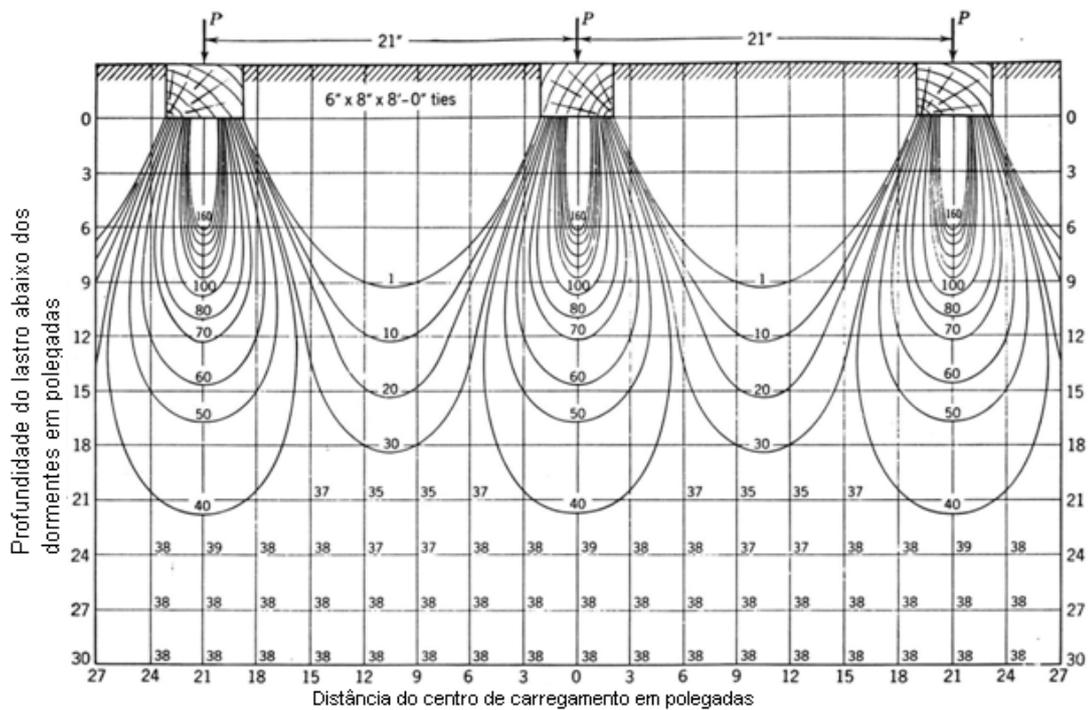


Figura 3.13 – Diagrama de Talbot

Fonte: TALBOT (1919)

Como a equação foi originada para lastro, não se pode somar as espessuras de todas as camadas do pavimento e utilizá-la na fórmula, pois o coeficiente de distribuição das camadas não são compatíveis. O coeficiente de distribuição é um valor minorativo que deve ser multiplicado pela altura das demais camadas, em exceção ao lastro, sendo ela a tangente do ângulo de atrito do solo.

Exemplo: Se a camada de lastro tiver 30cm de altura e a de sublastro tiver 25cm e se quiser calcular a tensão à esta profundidade, não se pode somar estas duas alturas e dar entrada na fórmula, mas sim, deve-se reduzir a altura do sublastro multiplicando-se pelo coeficiente de distribuição, que para um ângulo de atrito de 34°, por exemplo, será de 0,67, totalizando a espessura equivalente do sublastro em (25cm x 0,67 = 16,8cm). Então as

espessuras podem ser somadas (25cm do lastro + 16,8cm do sublastro) e utilizá-la na fórmula de Talbot, e assim sucessivamente se for consideradas outras camadas no cálculo.

Apesar de ter suas limitações, como desconsiderar as propriedades do material e a tensão gerada pelos demais dormentes, ela é considerada válida para fins práticos e recomendada por várias literaturas especializadas, como por exemplo, o manual da AREMA (2013).

A **Japanese National Railways** (JNR) também desenvolveu uma equação para estimativa de tensões nas camadas devido à aplicação de carga uniformemente distribuída, considerando bitola métrica (equação 3.31). Baseada na teoria da elasticidade, a fórmula foi criada através de programas experimentais que utilizou como variável somente a distância da face do dormente ao ponto em análise, não considerando as características da camada e as tensões geradas pelos demais dormentes.

$$\sigma_v = \frac{50}{10 + (100h)^{1,35}} p_0 \quad (3.31)$$

Onde:

σ_v - tensão na profundidade h [kg/m²];

P_0 - pressão de contato entre dormente e lastro [kg/m²];

h - profundidade abaixo do dormente ao ponto em análise [m].

Em resumo, os modelos clássicos permitem a análise mecânica da via férrea com boa aplicação prática, mas muitas vezes cometem erros grosseiros devido às necessidades de simplificações e nos casos dos modelos empíricos, podem não apresentarem uma boa aplicação para casos distintos dos contemplados no modelo. (DYNATEST, 1993)

Além do referido, a interação da super e da infraestrutura não são simulados simultaneamente e ao se admitir para a infraestrutura que o semi-espaço é homogêneo e elástico, somente analisando as tensões e deformações reversíveis, reduz ainda mais a credibilidade dos resultados. (DYNATEST, 1993)

Desta forma, a necessidade de se buscar modelos mais avançados, motivou profissionais e pesquisadores da área a recorrerem aos cálculos computacionais, devido à complexidade dos problemas e à facilidade de resolução dos modelos matemáticos em comparação à analítica.

A seguir apresenta-se a análise mecânica da via férrea através de métodos numéricos computacionais.

3.2.2 MÉTODOS NUMÉRICOS COMPUTACIONAIS

Os diversos problemas físicos e de engenharia são descritos matematicamente na forma de equações diferenciais ordinárias e parciais.

A determinação destas equações é fruto de um método de solução analítico encontrado através de métodos algébricos e diferenciais aplicados a geometrias e condições de contorno. A aplicação destes métodos para obtenção de soluções analíticas exatas torna-se totalmente impraticável e quase impossível. Como solução, foram criados **métodos de análise** que utilizam de aproximação e discretização do problema, simplificando-o e tornando-o viável. (PINA, 1995)

3.2.2.1 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos (MEF) é atribuído a Turner e outros autores, 1956, e é uma das mais importantes ferramentas para modelagem e análise de problemas de engenharia de diversas áreas, como a mecânica estrutural, mecânica dos solos etc. (PINA, 1995)

O método inicia-se na discretização do problema, que é a subdivisão da geometria em partículas menores, denominadas de elementos finitos. Os elementos finitos são interligados por pontos nodais, denominados de ponto de Gauss, que se assimilam a articulações sem atrito, chamadas de malha, que é limitada por um elemento de contorno (figura 3.14). (SOUZA, 2003)

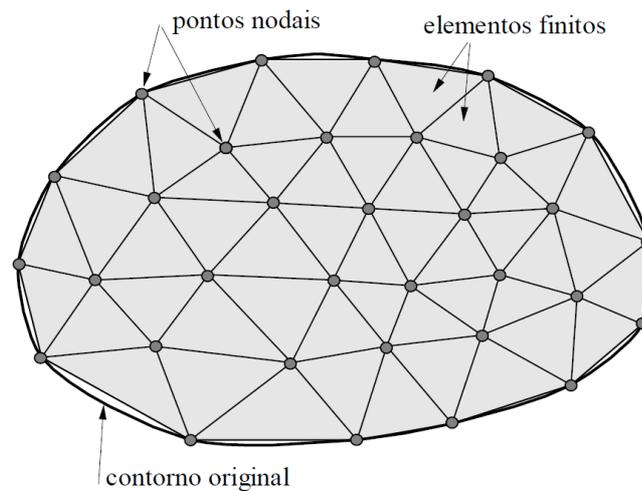


Figura 3.14 – Malha de Elementos Finitos 2D

Fonte: SOUZA (2003)

Após a discretização (subdivisão) do problema em diversos elementos, cada elemento permite capturar variações de tensão, deformação e deslocamento sobre sua área ou volume.

A relação entre as forças e deslocamentos nodais de cada elemento é resolvida pela aplicação da teoria da elasticidade, equação 3.32. É determinada a matriz de rigidez de cada elemento, através da ligação entre as faces ou lados dos elementos. A matriz de rigidez global da estrutura é dada por $[K]$; o vetor tensão por $\{F\}$ e os deslocamentos nodais $\{\delta\}$. (MEDINA, 1997)

$$\{F\} = [K] \cdot \{\delta\} \quad (3.32)$$

As deformações específicas $\{\varepsilon\}$ são as derivadas primeiras dos deslocamentos e as tensões $\{\sigma\}$ relacionam-se às deformações, considerando a(s): i) teoria da elasticidade e plasticidade; ii) não-linearidade da curva tensão-deformação; iii) anisotropia; iv) heterogeneidade; v) características do material em forma de matriz $[D]$ e vi) influência do estado de tensão do solo (equação 3.33). (MEDINA, 1997; Delgado, 1987 *apud* SILVA, 2011)

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (3.33)$$

Determinadas as equações, elas podem resolvidas através de um método de aproximação. Há alguns métodos que solucionam estes problemas, um deles é o método dos deslocamentos.

No **Método dos Deslocamentos** a aproximação é introduzida no campo dos deslocamentos, devido ele ser a incógnita do problema, e a formulação considera os três grupos de condições básicas de uma estrutura: (MARTHA, 20---)

- i) Condições de compatibilidade entre deslocamentos e deformações,
- ii) Condições impostas pelas leis constitutivas dos materiais e
- iii) Condições de equilíbrio.

O problema é resolvido considerando a sequencia apresentada acima.

A metodologia de cálculo consiste em somar uma série de soluções básicas que satisfazem as condições de compatibilidade entre os deslocamentos e deformações, mas não satisfazem as condições de equilíbrio da estrutura original e a partir dos resultados obtém-se o diagrama de forças solicitantes na estrutura e na superposição estabelece as condições de equilíbrio. (MARTHA, 20---)

3.2.2.2 PROGRAMAS COMPUTACIONAIS DE ANÁLISE NUMÉRICA

Os programas computacionais de análise numérica utiliza um método de subdivisão do problema (ex: elementos finitos, diferenças finitas etc.) e também um método de aproximação (ex: método dos deslocamentos, método das forças etc.) e estes podem desenvolver todas as etapas de uma simulação numérica ou parte dela.

As partes que envolvem a simulação numérica de um problema são referentes à criação física do problema, aos cálculos e à análise dos resultados. Estas etapas normalmente são designadas de: i) pré-processamento; ii) processamento e iii) pós-processamento, conforme figura 3.15.

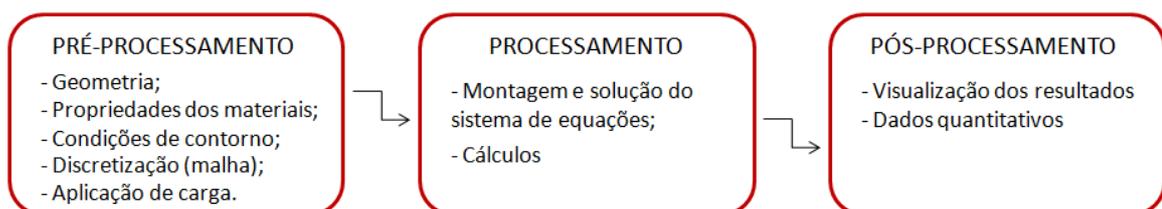


Figura 3.15 – Etapas da simulação numérica

Fonte: Própria (2014)

O pré-processamento é a etapa em que ocorre a modelagem do problema. Realiza-se a criação da geometria, atribuição de propriedades aos materiais, condições de contorno (restrições aos deslocamentos), discretização do problema (geração da malha) e aplicação das cargas.

O processamento é a fase de análise e resolução do problema. Montam-se os sistemas de equação e efetuam-se os cálculos.

O pós-processamento recebe os resultados da etapa de processamento e apresenta-os de forma gráfica e quantitativa, permitindo fácil visualização da simulação do problema.

3.2.2.3 PROGRAMA ABAQUS/CAE 6.13

Abaqus/CAE 6.13 é um programa criado por *Dassault Systemes Simulia Corp.* onde sua primeira versão foi lançada em 1987. Ele é destinado a resolver problemas de ciências e de engenharia pelo método dos elementos finitos e é baseado no método dos deslocamentos.

3.2.2.3.1 ESTRUTURA DO PROGRAMA

O programa compreende todas as etapas de uma simulação numérica (pré-processamento, processamento e pós-processamentos) e se divide nos seguintes módulos:

- i) *Part* – Criação de cada elemento;
- ii) *Property* – Atribuição de propriedades e parâmetros para cada elemento;
- iii) *Assembly* – Montagem da geometria do problema (união dos elementos);
- iv) *Step* – Definição das fases em que o programa resolverá o problema e tipo de análise requerida;
- v) *Interaction* – Definição das interações entre os elementos;
- vi) *Load* – Aplicação de cargas e condições de contorno;
- vii) *Mesh* – Geração da malha de elementos finitos;
- viii) *Optimization* – Otimização do modelo;
- ix) *Job* – Execução dos cálculos;
- x) *Visualization* – Visualização dos resultados em forma quantitativa;
- xi) *Sketch* – Comporta desenhos importados de outro programa.

3.2.2.3.2 ELEMENTOS

Abaqus contém uma extensa biblioteca de elementos que possibilitam modelar diferentes problemas. Os elementos são divididos em categorias que dependem das dimensões do modelo. É possível criar modelos em 2D, axissimétricos e 3D.

Alguns tipos de elementos que o Abaqus permite modelar são: i) *beam elements* (elementos de viga); ii) *shell elements* (elementos de casca); iii) *solid elements* (elementos sólidos) e iv) *spring element* (elemento de mola). Na figura 3.16 são apresentados os elementos citados. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

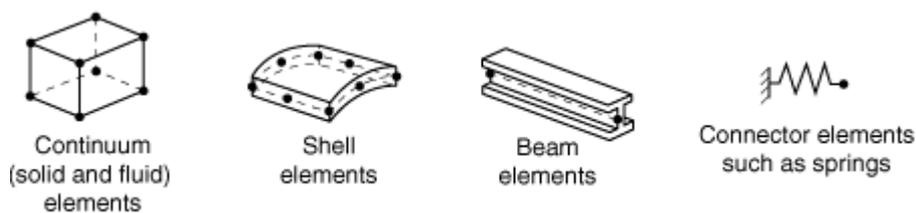


Figura 3.16 – Elementos – Abaqus

Fonte: ABAQUS/CAE USER'S MANUAL (2010)

O **elemento de viga** (*beam*) é utilizado para modelar estruturas que tenham o seu comprimento bem maior que as dimensões de sua seção. A teoria das vigas é uma aproximação a uma dimensão de um contínuo de três dimensões. Ele tem a rigidez associada com o eixo da viga e adicionalmente oferece flexibilidade associada com a deformação ao corte transversal do eixo da viga e paralelo à sua seção. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

As principais formulações para elemento de viga oferecida pelo programa é a teoria de Euler-Bernoulli (utilizada para pequenas deformações) e a teoria de Timoshenko (utilizada para grandes deformações axiais). (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

O procedimento para a modelação consiste em: i) eleger a seção transversal; ii) eleger o tipo de elemento de viga apropriado; iii) definir as propriedades do material e iv) definir a orientação da seção transversal. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

O **elemento de casca** (*shell*) é usado para modelar estruturas em que a espessura é significativamente menor que as outras dimensões. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

Ele permite determinar o tipo de integração numérica que será necessária para estabelecer o comportamento da seção e efetua análise linear e não linear para materiais homogêneos e heterogêneos. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

A modelação do elemento consiste em: i) determinar o tipo de elemento de casca apropriado para análise desejada; ii) definir a geometria da superfície; iii) atribuir as propriedades dos materiais e iv) definir a seção transversal. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

O **elemento sólido** (*solid*) não é considerado um elemento estrutural e sim um sólido contínuo, porém admite modelar corpos rígidos. Ele pode ser composto de um material ou de diversas camadas com diferentes materiais ou mais. Permite análise linear e não linear aos quais podem incluir contato, plasticidade e grandes deformações. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

A modelação é feita definindo a geometria, em 2D ou 3D, e atribuindo as propriedades dos materiais ao sólido.

O **elemento mola** (*spring*) é utilizado para conectar dois pontos e exercer entre eles flexibilidade. O elemento atua em uma direção fixa e axial aos nós e pode deslocar-se e rotacionar-se em todas as direções. Permite também comportamento linear e não linear. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

O principal parâmetro à ser especificado para o elemento é a constante elástica da mola (K).

3.2.2.3.3 MATERIAIS

São diversos os parâmetros disponíveis para a modelação. Os materiais podem ter características lineares, não lineares, isotrópicas e anisotrópicas. Algumas das propriedades disponíveis são: (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

- i) Propriedades gerais: Densidade;
- ii) Propriedades elásticas (linear): Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson;
- iii) Propriedades inelásticas (plasticidade): Critério de ruptura de Mohr Coulomb (ângulo de atrito e coesão);

- iv) Propriedades para fluídos hidrostáticos: Permeabilidade (coeficiente de permeabilidade e índice de vazios).

3.2.2.3.4 TIPOS DE ANÁLISE

Normalmente uma modelação é feita em fases, para que se consiga simular mudanças ao longo do tempo, e estas fases são associadas a um tipo de análise. As análises podem ser: i) geostática; ii) estática; iii) dinâmica etc. Neste trabalho iremos utilizar somente a análise estática. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

A **análise estática** é utilizada quando os esforços de inércia não precisam ser considerados. Permite análise linear e não linear, considerando o comportamento plástico e hiperelástico, porém desconsidera os efeitos de fluência, dilatação e viscoelasticidade. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

É necessário determinar o período de tempo em que ocorrerão as variações de cargas e parâmetros externos. O programa calculará as reações da estrutura em função deste período. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

São consideradas na análise a não linearidade da geometria, dos materiais e dos parâmetros de contato entre os elementos. (ABAQUS/CAE USER'S MANUAL, 2010)

Este tipo de análise gera muita vantagem, pois reduz o tempo gasto na fase de processamento e no custo computacional.

4 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

Os critérios de dimensionamento são valores que qualificam o comportamento estrutural da via férrea. É através deles que sabemos se os resultados obtidos na análise mecânica estão dentro dos admissíveis pelos materiais ou se estão compatíveis com os observados em vias de bom desempenho.

O dimensionamento da via consiste em analisar o comportamento global, da superestrutura e da infraestrutura, a fim de limitar: i) a deflexão elástica máxima da via; ii) o módulo de via; iii) a tensão máxima de flexão no trilho; iv) o momento fletor no dormente; v) a tensão de compressão no contato dormente-lastro e vi) a tensão vertical no topo da plataforma.

4.1 COMPORTAMENTO GLOBAL DA VIA

O comportamento global da via é resultado da contribuição estrutural de todos os elementos que a compõe, podendo ser analisado através da deflexão medida ao nível dos trilhos e pelo parâmetro módulo de via.

4.1.1 DEFLEXÃO DA VIA

A deflexão é uma medida de suporte da via. Ela é produto da soma das deflexões de cada elemento da via, sendo um valor unitário que representa toda a estrutura.

A determinação da deflexão pode ser feita através da medição da bacia de deflexão elástica gerada no ensaio de Viga Benkelman ou através de cálculo numérico obtido no programa citado. A medição pode ser exemplificada nas figuras 4.1 e 4.2.



Figura 4.1 – Leitura do extensômetro da Viga Benkelman ao passar a locomotiva

Fonte: SILVA *et al.* (20--)



Figura 4.2 – Detalhe da roda da locomotiva no ponto de prova

Fonte: SILVA *et al.* (20--)

A deflexão deve estar contida dentro de limites aceitáveis, pois valores muito pequenos ou muito grandes prejudicarão a via. A baixa deflexão é indício de uma via muito rígida, e pelo fato de ser rígida, os esforços são propagados em níveis de tensões muito grandes, causando maior degradação dos elementos. Valores muito altos, também serão prejudiciais, pois a via irá impulsionar o trem, gerando instabilidade e degradação precoce dos elementos. (HAY, 1982)

Hay (1982) recomenda intervalos de deflexão da via em termos de durabilidade, conforme o quadro 4.1.

Quadro 4.1 - Critério de deflexão em termos de durabilidade

Deflexão (mm)	Comportamento da via
0 - 5,1	Intervalo de deflexão para via que irá durar indefinidamente
3,3 - 5,1	Deflexão desejável máxima normal para uma via de carga pesada, capaz de oferecer uma combinação de flexibilidade e rigidez
9	Deflexão desejável limite para uma via de construção leve
>10	Via mantida pobremente ou fraca que irá deteriorar-se rapidamente

Fonte: HAY (1982)

4.1.2 MÓDULO DE VIA

O Módulo de Via (u) é um parâmetro que expressa o desempenho estrutural da via. Como já apresentado anteriormente, ele relaciona a carga uniformemente distribuída que é necessária aplicar por unidade de comprimento de trilho, para ocasionar uma deflexão

unitária. A sua determinação normalmente é feita através de ensaio de campo, que aplica um carregamento conhecido e mede a deflexão ao nível do trilho ou através de cálculo numérico.

A deflexão não apresenta relação linear com o carregamento (figura 4.3-a, curva A), pois para as primeiras cargas aplicadas a via deflete em uma ordem de grandeza muito grande em relação à deflexão obtida para as demais cargas posteriores (figura 4.3-a, curva B). Este fenômeno ocorre devido ao assentamento da via, causado pelos vazios contidos nela, recebendo o nome de módulo de via de assentamento. Para a etapa em que há proporcionalidade entre as cargas e as deflexões, dá-se o nome de módulo de via de contato. (SELIG; WATERS, 1994)

Por este motivo, ao executar o ensaio de módulo de via, aplica-se uma carga de ajuste para garantir o assentamento da via e depois iniciar o ensaio (figura 4.3-b).

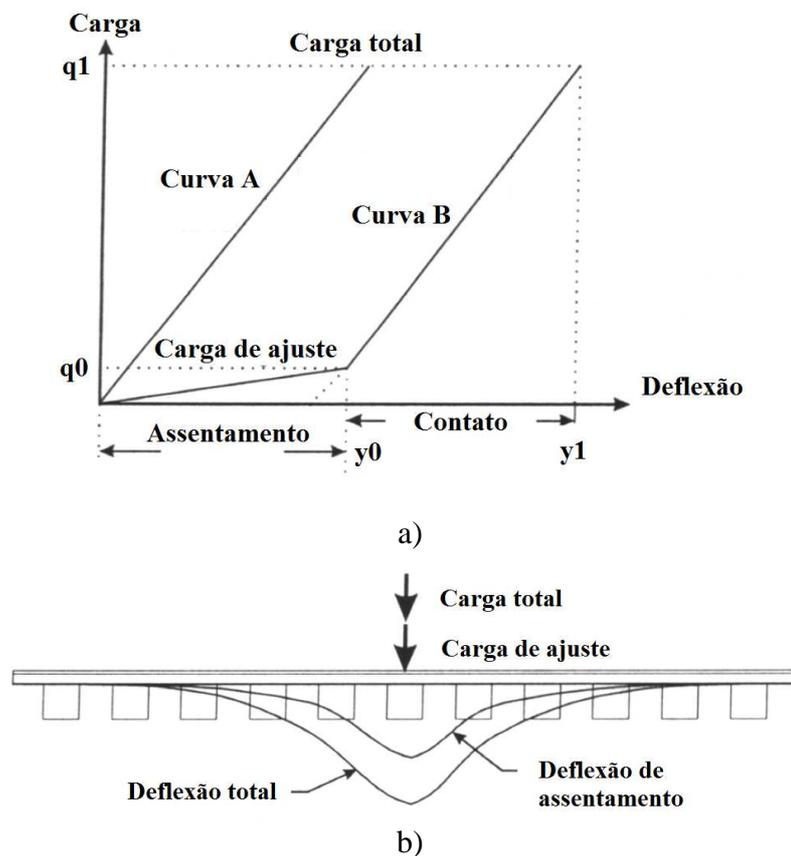


Figura 4.3 – Esquema da resposta da via: a) definição da rigidez da via; b) deflexão da via

Fonte: Adaptado de SUSSMANN *et al* (1999) *apud* FORTUNATO (2005)

A fórmula de Talbot, então, é ajustada considerando o índice de assentamento, que é dado pela equação 4.1. (SPADA, 2003)

$$S = \frac{q_1 - q_0}{y_1 - y_0} \quad (4.1)$$

Onde:

S – índice de assentamento;

q_0 – carregamento no final do intervalo de assentamento;

q_1 – carregamento no final do intervalo de contato;

y_0 – deflexão correspondente ao carregamento q_0 ;

y_1 – deflexão correspondente ao carregamento q_1 .

Portanto para o cálculo do módulo de contato, utiliza-se a equação 4.2. (SPADA, 2003)

$$u = \sqrt[3]{\frac{S^4}{64 \cdot E \cdot I}} \quad (4.2)$$

Os fatores que mais influenciam o módulo de via estão relacionados: i) à espessura do material granular; ii) ao tipo e espécie de socaria que é mantida a via; iii) a rigidez das fixações; iv) a rigidez dos dormentes e v) principalmente ao módulo de resiliência do subleito. (SELIG; WATERS, 1994; BASTOS, 1999)

No âmbito de critérios para dimensionamento, alguns autores especificam os seguintes valores:

i) Talbot (1918) indica que o módulo de via deve estar contido entre 3,7 e 35,7Mpa;

ii) Hay (1982) sugere valores mínimos de 14Mpa;

iii) Raymond (1985) sugere valores entre 34 e 69Mpa;

Para os casos nacionais, são recomendados os seguintes valores:

i) Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), (1985) em análise na Estrada de Ferro Carajás, verificou que valores de 41,5 e 67,8Mpa resultam em um bom desempenho da via.

ii) Stopatto (1987) indica que valores na ordem de 14Mpa, são ideais;

Conhecidos os valores que representam o desempenho global da via, necessita-se ainda o entendimento de cada elemento em particular. Apresentam-se adiante os critérios de dimensionamento específicos para os elementos da superestrutura e infraestrutura.

4.2 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DA SUPERESTRUTURA

Os critérios de dimensionamento da superestrutura são especificados para limitar as tensões de flexão no trilho e de tração no dormente. Estes elementos quando solicitados por inúmeras aplicações de carga podem se romper à fadiga, caso as tensões ultrapassem às admissíveis.

4.2.1 TENSÃO DE FLEXÃO NO TRILHO

As tensões geradas no trilho são as maiores ocorrentes na via férrea, principalmente no contato roda-trilho. Normalmente, os critérios de dimensionamento de trilho são efetuados analisando as tensões de flexão, que dependem do momento fletor e da geometria do trilho, sendo influenciados pelas tensões internas de fabricação e as tensões devidas à temperatura. Para determinação destas tensões, utiliza-se a equação 4.3 ou 4.4, que se diferem somente pelos dados utilizados. (HAY, 1982; RIVES, 1977)

$$\sigma = \frac{M_o \cdot d}{I} \quad (4.3)$$

$$\sigma = \frac{M_o}{W} \quad (4.4)$$

Onde:

σ – tensão de flexão no trilho [kgf/cm²];

M_o – momento máximo no trilho [kgf.cm];

d – distância da base do trilho à linha neutra [cm];

I – momento de inércia do trilho [cm⁴];

W – módulo resistente do boleto do trilho [cm³].

As tensões admissíveis no trilho recomendadas pela AREMA (2013) são determinadas pela equação 4.5, que é composta pelo quadro 4.2.

Quadro 4.2 - Tensões admissíveis no trilho

Fatores de redução	Fatores de segurança
Flexão Lateral	20%
Condições da via	25%
Desgaste e corrosão do trilho	15%
Elevação não compensada	15%
Tensão de temperatura	14,06 kgf/mm ²

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{esc} - f_{temp}}{1,2 \cdot 1,25 \cdot 1,15 \cdot 1,15} \quad (4.5)$$

Onde:

σ_{adm} – tensão admissível no trilho [kgf/mm²];

f_{esc} – tensão de escoamento do trilho [kgf/mm²];

f_{temp} – tensão da temperatura [kgf/mm²].

Para as tensões de escoamento do trilho, apresenta-se o quadro 4.3.

Quadro 4.3 - Tensão de escoamento dos materiais do trilho

Fonte	Material do trilho	Tensão de escoamento (f_{esc}) [kgf/mm ²]
CBTU (2011)	Aço carbono	42,00*
	Aço	55,00*
AREMA (2013)	-	49,21
Muniz e Spada (20--)	-	51,00

*Para trilhos enquadrados dentro da especificação de qualidade 3 e 7 da Especificação de Material de Trilho da CBTU (2011).

Portanto, aplicando-se a equação 4.5 para o caso da AREMA (2013) e adotando-se o especificado por CBTU (2011) e por Muniz e Spada (20--), que consideram os casos de carga pesada, obtêm-se os seguintes valores para a tensão de flexão admissível no trilho (quadro 4.4).

Quadro 4.4 – Tensão de flexão admissível no trilho

Fonte	Tensão admissível no trilho (Kgf/mm ²)
Brina (1988)	15,00
AREMA (2013)	17,50
Muniz e Spada (20--)	15,30

4.2.2 TENSÃO DE TRAÇÃO E MOMENTO FLETOR NO DORMENTE

O dimensionamento de um dormente como elemento estrutural, segundo Hay (1982), pode ser determinado através do conhecimento das tensões de tração atuantes, que são analisadas pela equação 4.6, ou através do momento fletor gerado sob o trilho e ao meio do dormente.

$$\sigma = \frac{M \cdot 6}{bh^2} \quad (4.6)$$

Onde:

σ – tensão atuante de tração;

M – momento fletor;

b – base do dormente;

h – altura do dormente.

Para determinação do momento fletor, adota-se o maior momento obtido ou no centro do dormente (equação 4.7) ou no patim do trilho (equação 4.8).

$$Mc = \frac{Q}{4} \cdot (L_1 - L_2) \quad (4.7)$$

$$Mt = \frac{P(L_2)^2}{L} \quad (4.8)$$

Onde:

Mc – momento do centro do dormente;

Mt – momento no patim do trilho;

Q – carga de roda;

L – comprimento do dormente;

L1 – bitola;

L2 – distância do trilho à ponta do dormente.

O valor obtido de tensão de ruptura à tração e do momento fletor não deve ser superiores aos admissíveis contidos no quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Limites admissíveis para dormentes

Tipo	Espécie	Tensão de tração [kgf/mm ²]	Momento fletor [kN.m]	
			Sob o trilho	No centro do dormente
Madeira	Pinho-do-pará	0,8	-	-
	Eucalipto	1,7	-	-
	Aroeiras	2,3	-	-
Aço	-	25	-	-
Concreto (monobloco)	-	-	34,56	-23,04

Fonte: PFEIL (1985) *apud* MUNIZ E SPADA (20--); AREA (1981) *apud* SPADA (2003)

4.3 CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DA INFRAESTRUTURA

Os critérios de dimensionamento da infraestrutura convencionalmente baseiam-se em análises que consideram os critérios de ruína e contemplam o número de repetição de carga que as diversas camadas receberão em sua vida útil. Conforme as repetições de carga, o pavimento acumulará pequenas deformações plásticas, que resultarão em deformações permanentes na via, que são consideradas proporcionais às deformações elásticas. Por este motivo, ao se limitar as deformações elásticas, limita-se também às plásticas. (FORTUNATO, 2005)

4.3.1 PRESSÃO NO CONTATO DORMENTE-LASTRO

Segundo o Manual da AREMA (2013) a pressão máxima no contato dormente lastro não deve exceder a 5,85 kgf/cm².

4.3.2 TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO TERRENO NATURAL

As tensões induzidas no topo do terreno natural dever apresentar-se compatíveis com a capacidade de resistência do solo que a compõe.

O cálculo das tensões atuantes é conhecido conforme mostrado no capítulo anterior, e o dimensionamento do pavimento deve se dar para que estas tensões não ultrapassem as admissíveis à seguir apresentadas.

Hay (1982) recomenda que as tensões não devam exceder à capacidade de carga última do subleito ($q_{últ}$). A determinação da carga última do subleito também pode ser obtida

através de correlação com a coesão (equação 4.9) ou com a resistência ao cisalhamento não drenado do solo (equação 4.10), sendo utilizado um fator de segurança de 50% para as duas equações, afim de evitar deformações permanentes.

$$q_{\text{últ}} = \frac{5 \cdot C}{1,5} \quad (4.9)$$

$$q_{\text{últ}} = \frac{2,5 \cdot S_u}{1,5} \quad (4.10)$$

Onde:

C – coesão;

S_u - resistência ao cisalhamento não drenado do solo;

Heukelom e Klomp (1962) *apud* Stopatto (1987) apresentam a equação 4.11 para a determinação da tensão vertical admissível no subleito, que é em função do módulo de resiliência do solo (M_R) e do número de solicitações (eixo padrão) que o solo receberá em sua vida útil (N), sendo obtida a tensão em kg/cm².

$$\sigma_{v \text{ adm}} = \frac{0,006 \cdot M_R}{1 + 0,7 \log N} \quad (4.11)$$

Huang *et al.* (1994) propõe a equação 4.12 para a determinação do número de ciclos admissíveis (N , em vagões) que o solo do subleito resistirá para um dado módulo de resiliência (M_R , em psi) e pressão de compressão no topo do subleito (σ_c , em psi).

$$N = 4,837 \cdot 10^{-5} \cdot \sigma_c^{-3,734} \cdot M_R^{-3,583} \quad (4.12)$$

Já o manual da AREMA (2013) recomenda que as tensões no topo do subleito não devam ser superiores a 1,75 kgf/cm², não sendo levadas em conta as características do solo.

5 MODELAÇÃO NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL - TUTORIAL

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Apresenta-se nesse capítulo, em forma de tutorial, uma modelação numérica tridimensional de via férrea pelo método dos elementos finitos, através do programa Abaqus/CAE 6.13.

5.2 PREMISSAS DE PROJETO

Considerou-se na simulação, uma típica ferrovia lastrada de tráfego pesado, com algumas características da Estrada de Ferro Carajás (EFC), obtidas na dissertação de mestrado de Delgado (2012).

5.2.1 MATERIAL RODANTE

O tráfego atual da EFC é formado pela passagem de 27 trens diários, que trafegam 365 dias por ano, onde cada trem possui 4 locomotivas DASH-9 e 330 vagões GDT, com carga por eixo de 32t.

O número N de dimensionamento considera uma vida útil de 12 anos do pavimento, e pôde ser obtido pelas equações abaixo:

$$N_{\text{vagões}} = 27 \text{ (trens)} \times 365 \text{ (dias)} \times 12 \text{ (anos)} \times 330 \text{ (vagões)} = 3,9 \times 10^7 \quad (5.1)$$

$$N_{\text{locomotiva}} = 27 \text{ (trens)} \times 365 \text{ (dias)} \times 12 \text{ (anos)} \times 4 \text{ (locomotivas)} = 4,73 \times 10^5 \quad (5.2)$$

$$N_{\text{dimensionamento}} = N_{\text{vagões}} + N_{\text{locomotiva}} = 3,9 \times 10^7 + 4,73 \times 10^5 = \mathbf{3,95 \times 10^7} \quad (5.3)$$

A configuração dos rodeiros dos vagões GDT tem as seguintes distâncias:

- i) Distância entre rodas de um truque: 183cm (figura 5.1);
- ii) Distância entre dois truques adjacentes: 254cm (figura 5.1).

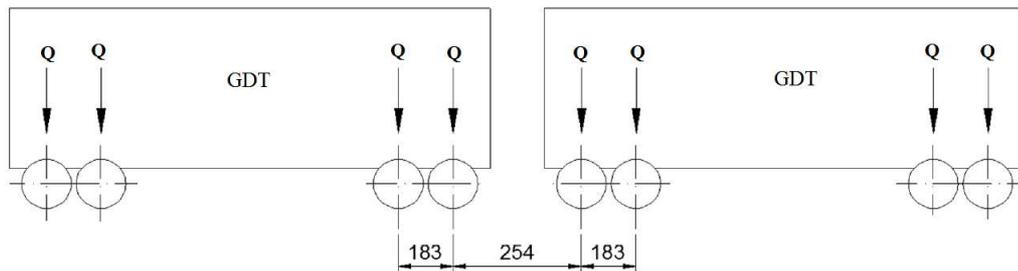


Figura 5.1 – Distância entre rodas – vagão GDT

Fonte: Própria (2014)

O pior caso que deve ser considerado para o carregamento, é a ação de dois truques adjacentes.

Para cada carga de roda (16t), que é a metade da carga de um eixo, será ainda acrescido um coeficiente de impacto (C_i), que optou-se pelo especificado por Brina (1988), de 1,4, originando então uma carga com impacto (Q_i). Portanto, cada carga de roda (com impacto) terá:

$$Q_i = C_i \cdot Q \quad \therefore \quad Q_i = 1,4 \cdot 16tf \quad \therefore \quad Q_i = 22,4 \text{ tf}$$

5.2.2 ESTRUTURA E PROPRIEDADES DA VIA FÉRREA

No quadro 5.1, são apresentados os elementos e propriedades que foram utilizadas na modelação da superestrutura da via.

Quadro 5.1 - Dados da superestrutura

Propriedades	Elementos		
	Trilho	Elementos de fixação	Dormente
Tipo	TR-68	Pandrol	Monobloco de Concreto
Modelo Constitutivo	Linear Elástico		
Massa Específica (ρ) [Kg/m ³]	7950,00	-	2550,00
Módulo de Elasticidade (E) [N/m ²]	2,1x10 ¹¹	-	3,2x10 ¹⁰
Coefficiente de Poisson (ν)	0,30	-	0,30
Base (B) [m]	0,1524	-	0,30
Altura (h) [m]	0,1857	-	0,235
Comprimento (L) [m]	-	-	2,80
Rigidez da Fixação (K) [N/m]	-	1,7x10 ⁸	-

Fonte: Própria (2014)

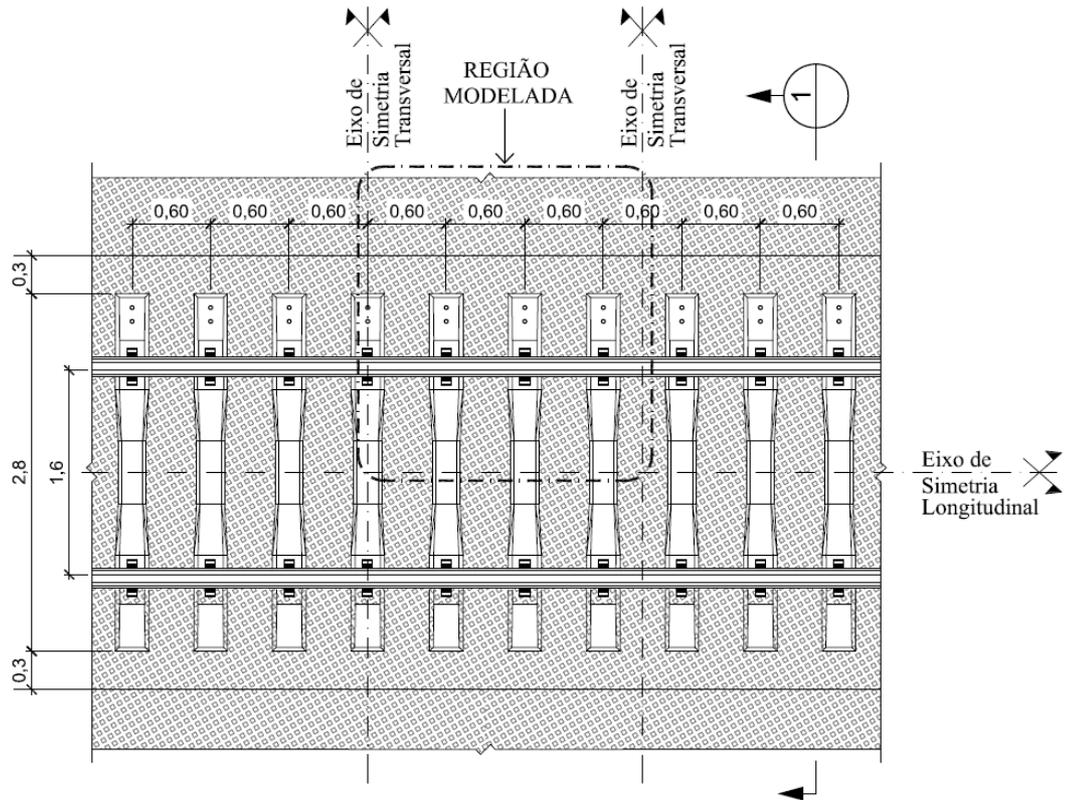
No quadro 5.2, analogamente ao anterior, apresentam-se os dados da infraestrutura.

Quadro 5.2 - Dados da infraestrutura

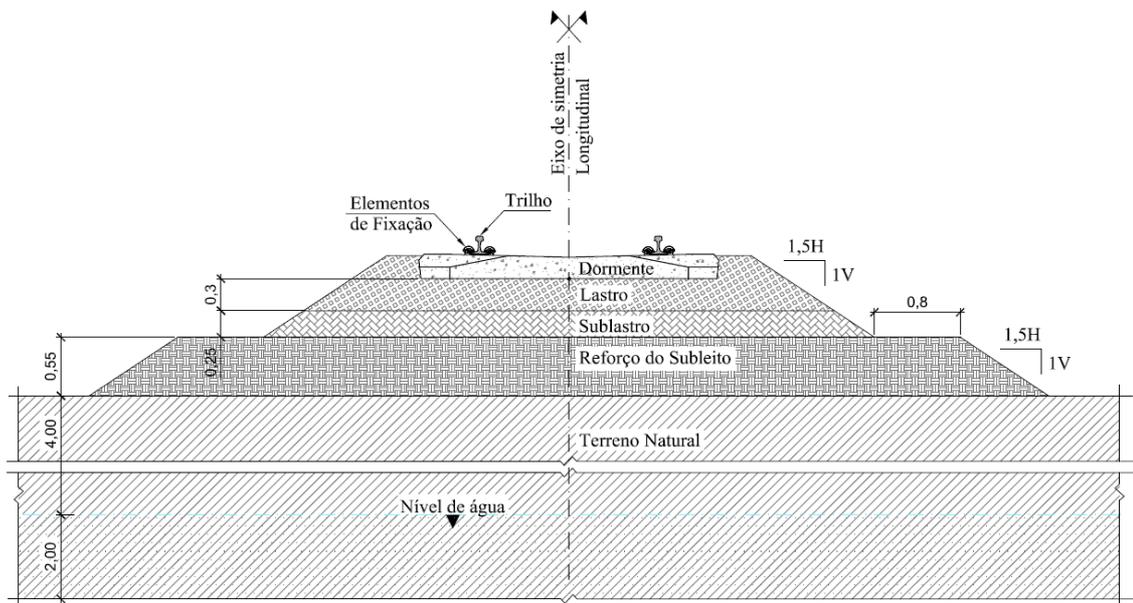
Propriedades	Elementos			
	Lastro	Sublastro	Reforço do subleito	Terreno natural
Modelo Constitutivo	Mohr Coulomb			
Massa Específica (ρ) [Kg/m ³]	1730,00	1700,00	1400,00	1350,00
Módulo de Resiliência (MR) [N/m ²]	$2,8 \times 10^8$	$2,3 \times 10^8$	$1,6 \times 10^8$	$1,1 \times 10^8$
Coefficiente de Poisson (ν)	0,30	0,33	0,35	0,40
Ângulo de Atrito (α) [°]	40,00	34,00	32,00	30,00
Coesão (c') [Pa]	100,00	100,00	10000,00	15000,00
Permeabilidade (k)	-	-	-	2×10^{-3}
Índice de vazios	-	-	-	1,00
Altura da camada [m]	0,30	0,25	0,55	6,00

Fonte: Própria (2014)

Na figura 5.2, é ilustrada a estrutura da via férrea que foi considerada na modelação e a região modelada.



a) Planta



b) Corte 1

Figura 5.2 – Estrutura da Via Férrea: a) Planta; b) Corte 1 (medidas em metros)

Fonte: Própria (2014)

Considerou-se na simulação o nível d'água a 4m abaixo do topo do terreno natural, como pôde ser observado na figura 5.2.

5.3 MODELAÇÃO DOS ELEMENTOS DA VIA FÉRREA

A modelação da via foi realizada considerando $1/6$ de seu tamanho original devido à condição de simetria oferecida pelo programa, como pôde ser visto na figura 5.2-a. A aplicação de simetria foi atribuída à três faces da via, resultando na aplicação 6 cargas de roda, simulando um *truck* (4 rodas) mais duas rodas do outro *truck* adjacente.

Procedeu-se uma análise estática, porém majorando a carga pelo coeficiente de impacto, conforme apresentado no item 5.2.1.

Adotou-se modelo elástico linear para os elementos da superestrutura e de Mohr Coulomb para os elementos da infraestrutura.

Utilizou-se dos seguintes elementos na modelação:

- i) Elemento de viga (*beam*): Trilhos;
- ii) Elemento de mola (*spring*): Elementos de fixação;
- iii) Elemento de casca (*shell*): Dormentes;
- iv) Elemento sólido (*solid*): Lastro, sublastro, reforço do subleito e terreno natural.

O programa não utiliza de unidades de medidas próprias, portanto utilizou-se unidades de medidas conforme o S.I.

5.3.1 GEOMETRIA

A primeira etapa a ser realizada na modelação é a criação da geometria de cada parte da via. Para a criação do trilho, clicou-se no *module Part* e *Create Part* (figura 5.3).

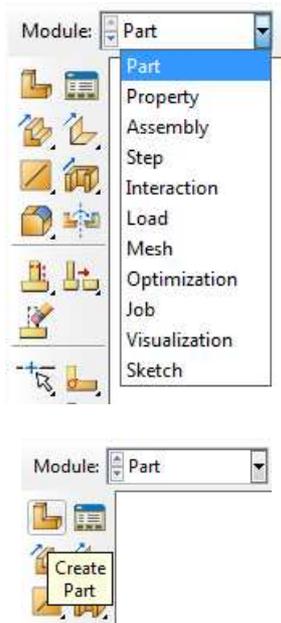


Figura 5.3 – *Module Part e Create Part*

Fonte: Própria (2014)

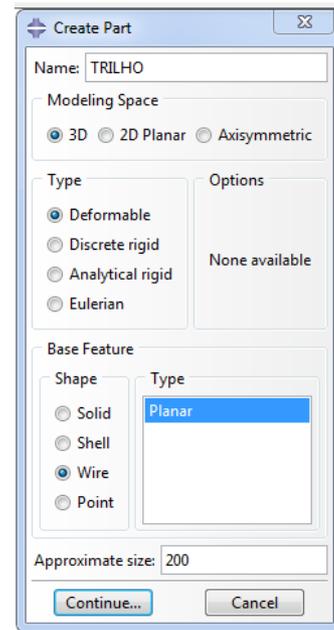


Figura 5.4 – *Create Part*

Fonte: Própria (2014)

Em *Crear Part*, nomeou-se como TRILHO, sendo um modelo em 3D, tipo *deformable* com elemento *Wire*, tipo *planar* (figura 5.4).

Utilizou-se o *Create line connected* para criar nove segmentos, de tamanhos quaisquer a princípio (figura 5.5).

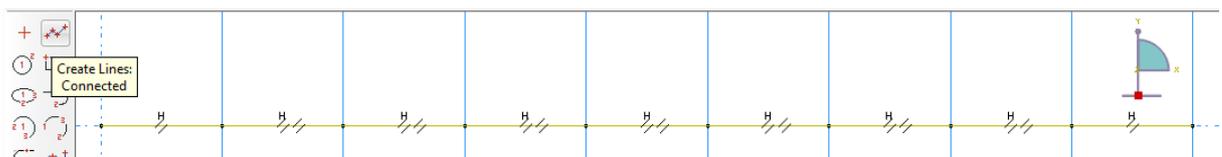


Figura 5.5 – *Create line connected*

Fonte: Própria (2014)

Depois de criados, utilizou-se o *Add Dimension*, para cotar e atribuir através dele as dimensões desejadas. Para isso, selecionou-se um segmento e clicou-se acima dele, para trazer a cota para cima. No campo *New dimension*, atribuiu-se a dimensão desejada e teclou-se *Esc* para sair do comando. Para os demais segmentos, utilizou-se o mesmo procedimento, resultando nas dimensões apresentadas na figura 5.6. Nela são apresentadas, nas extremidades do trilho, a medida 0,15, porém utilizou-se a medida 0,1475. Essa diferença se dá pelo

arredondamento considerado pelo programa. Para finalizar a criação do trilho, em *Sketch the section for the wire*, clicou-se em *Done*.

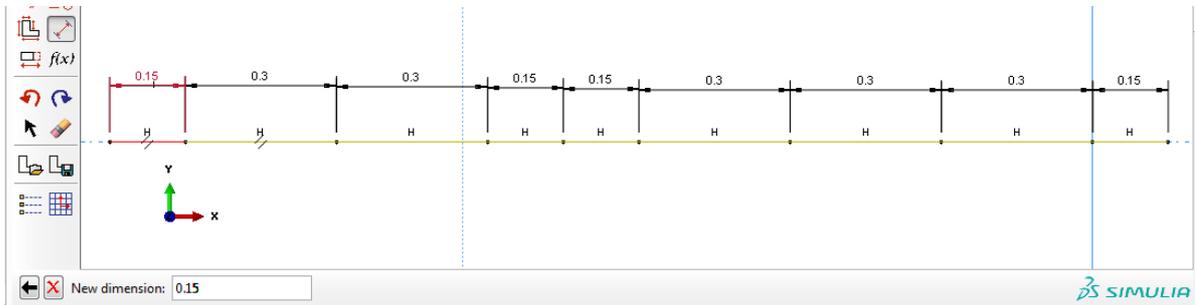


Figura 5.6 – Add Dimension

Fonte: Própria (2014)

A etapa seguinte foi a criação da infraestrutura. Clicou-se em *Create Part*, atribuindo o nome de INFRAESTRUTURA, sendo um modelo em 3D tipo *deformable* com elemento *solid* do tipo *extrusion* (figura 5.7).

Com o comando *Create line connected*, criou-se a geometria planificada da infraestrutura, através das coordenadas a seguir: (0,0), (8,0), (8,6.75), (8,7.05), (6.30,7.05), (5.55,6.55), (4.75,6.55), (3.93,6), (0,6) e (0,0), (figura 5.8).

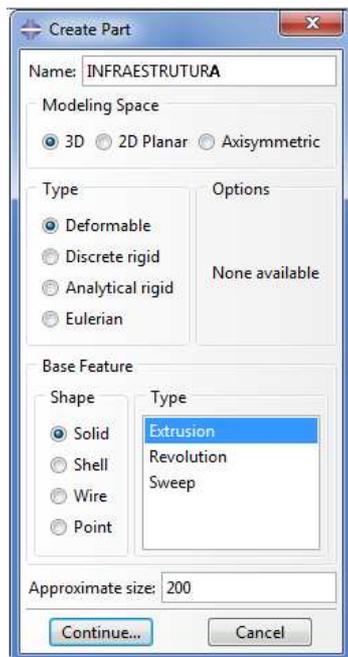


Figura 5.7 – Create Part

Fonte: Própria (2014)

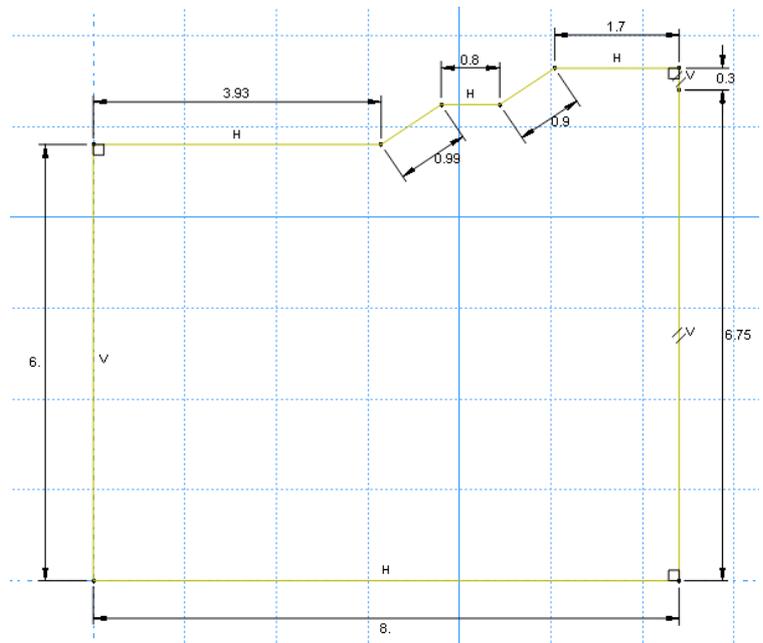


Figura 5.8 – Geometria planificada da infraestrutura

Fonte: Própria (2014)

Com o comando *Add Dimension* cotou-se todas as linhas, sem alterar as dimensões, somente para verificação e teclou-se *Esc* para sair do comando.

Para finalizar a criação planificada da infraestrutura, em *Sketch the section for the solid extrusion*, clicou-se em *Done*.

Em *Edit Base Extrusion* (figura 5.9), atribuiu-se em *Depth* o valor de 2.095, resultando em um volume igual ao da figura 5.10.

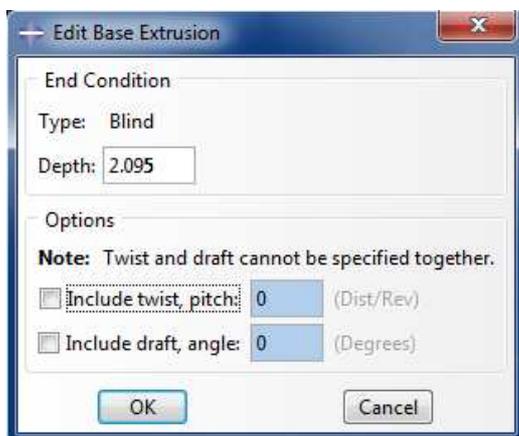


Figura 5.9 – *Edit Base Extrusion*

Fonte: Própria (2014)

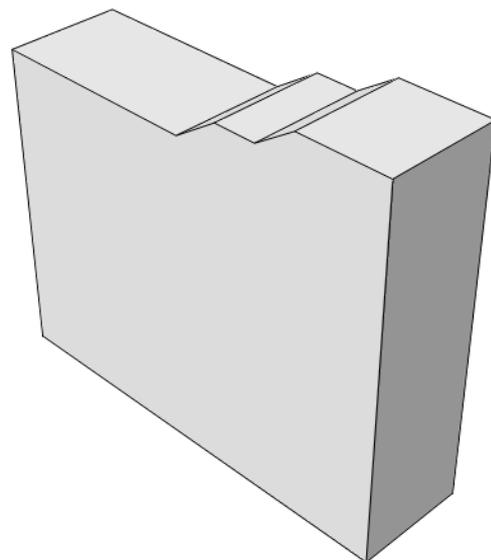


Figura 5.10 – Volume da infraestrutura

Fonte: Própria (2014)

A infraestrutura foi criada como um todo, necessitando agora de particioná-la em camadas.

No *module Property*, clicou-se em *Partition Cell: Define Cutting Plane* (figura 5.11), para gerar um plano no volume já criado (infraestrutura). Optou-se pelo método *Point and Normal* (figura 5.12). Selecionou-se um ponto (ponto em vermelho), onde se quer criar a partição naquela altura e após uma linha, cujo eixo é normal ao plano da partição (figura 5.13). Confirmou-se a ação, clicando-se em *Create Partition* e após *Done*.

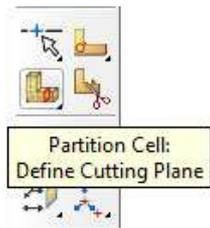


Figura 5.11 –
*Partition Cell:
Define Cutting
Plane*

Fonte: Própria
(2014)

Figura 5.12 – *How do you want to specify the plane?*

Fonte: Própria (2014)

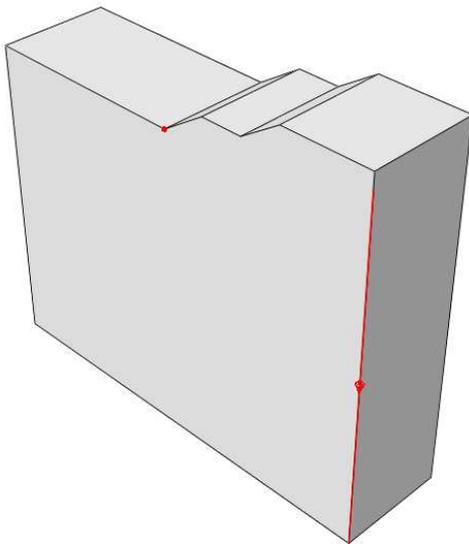


Figura 5.13 – Partição entre o reforço do
subleito e o terreno natural

Fonte: Própria (2014)

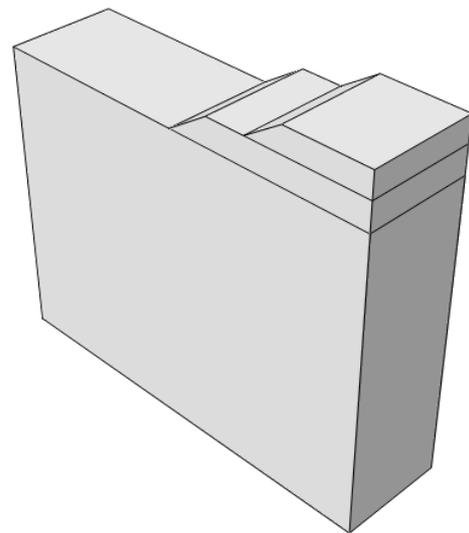


Figura 5.14 – Partição entre o sublastro e o
reforço do subleito

Fonte: Própria (2014)

Para a criação da partição entre a camada de sublastro e reforço do subleito, efetuou-se o mesmo procedimento, agora selecionando o volume superior, o qual será particionado, resultando na figura 5.14.

Na criação da partição, entre o lastro e o sublastro, utilizou-se o mesmo procedimento, porém selecionando-se o ponto anteriormente criado, que divide estas duas camadas (figura 5.15).

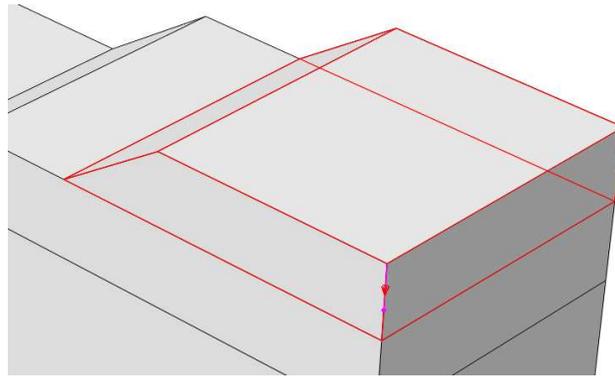


Figura 5.15 – Partição entre o lastro e o sublastro

Fonte: Própria (2014)

Para a criação dos dormentes, primeiro particionou-se a superfície do lastro para após introduzir um elemento *Skin*, que possibilita a atribuição de elementos *Shell* ao volume criado para o lastro. Para criar a partição no lastro clicou-se em *Partition Face: Sketch*, selecionou-se a superfície do lastro, clicou-se em *Done* e selecionou-se uma das bordas longitudinais do lastro, como eixo de referência (figura 5.16).

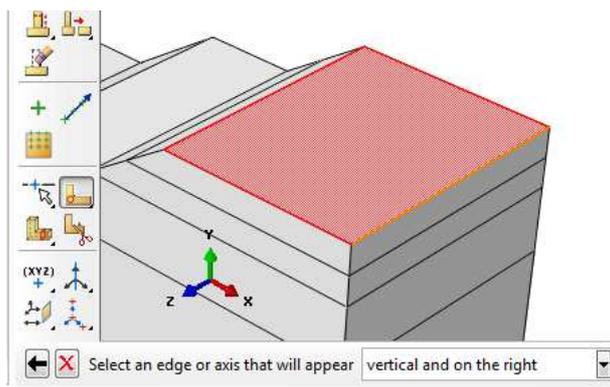


Figura 5.16 – *Partition Face: Sketch*

Fonte: Própria (2014)

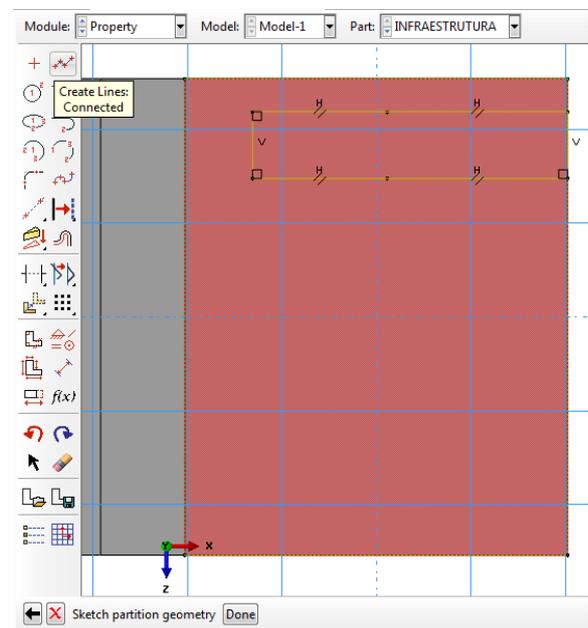


Figura 5.17 – Criação da partição de um dormente

Fonte: Própria (2014)

Dentro de *Partition Face: Sketch*, selecionou-se o *Create Lines: Connected* para a criação da partição de um dormente, através das coordenadas: (0.85,0.9), (0.85,0.6), (0.05,0.6), (-0.55,0.6), (-0.55,0.9), (0.05,0.9) e (0.85,0.9) (figura 5.17).

Os pontos intermédios das linhas longitudinais do dormente são necessários para futuramente promover a união com o trilho.

As demais partições foram criadas replicando a partição já criada, através do comando *Linear Pattern* (figura 5.18). Selecionou-se as quatro linhas das partições dos dormentes criadas (figura 5.19), porém sem intenção, a linha da borda direita do lastro acaba sendo também selecionada, para desselecioná-la, segurou-se o *Ctrl* e clicou-se sobre ela. Foram criados 4 elementos na direção 2, com espaçamento de 0,60m, que é a distância entre os eixos dos dormentes. O comando *Flip*, inverte o sentido da criação, que no caso foi necessário utilizá-lo (figura 5.20).

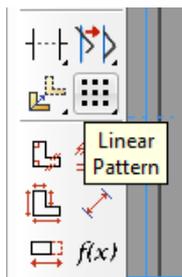


Figura 5.18 – Comando *Linear Pattern*

Fonte: Própria

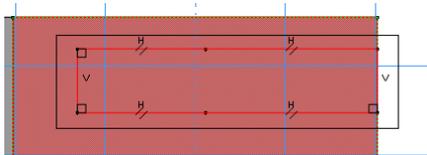


Figura 5.19 – Seleção das linhas

Fonte: Própria (2014)

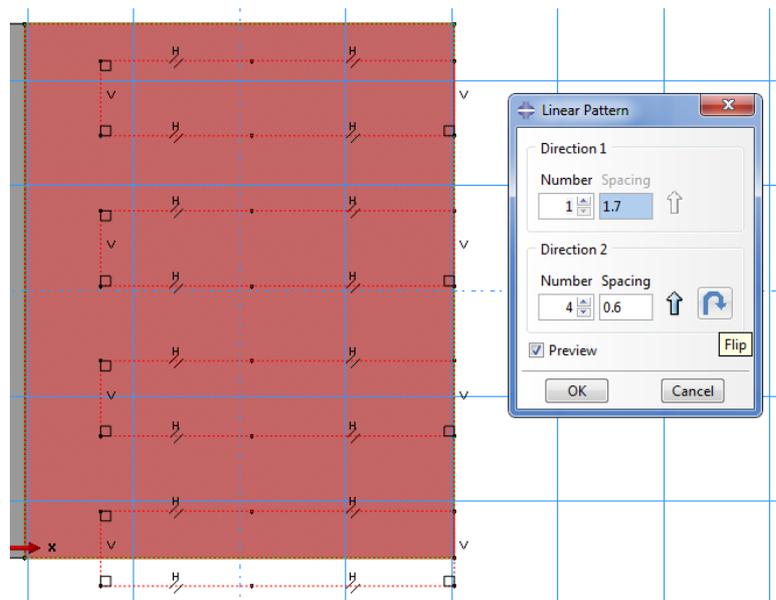


Figura 5.20 – *Linear Pattern*

Fonte: Própria (2014)

O último dormente foi criado somente metade, pela possibilidade de haver simetria nesta face. Para tanto, moveu-se as duas linhas inferiores de modo que ficasse alinhada ao lastro. Foi utilizado o comando *Translate* (figura 5.21), na opção *move*, selecionando as duas linhas e através do ponto direito da linha do dormente, transladou-se para o ponto direito do lastro (figura 5.22). Terminada a partição do lastro, para a criação dos

dormentes, teclou-se *Esc* para sair dos comandos anteriores e em *Edit the section sketch* clicou-se em *Done*.

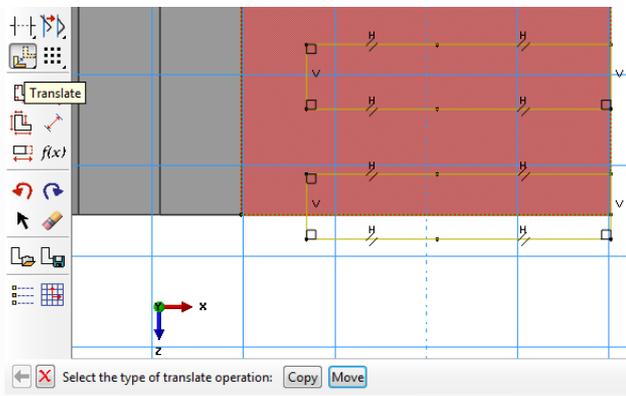


Figura 5.21 – Comando *Translate*

Fonte: Própria (2014)

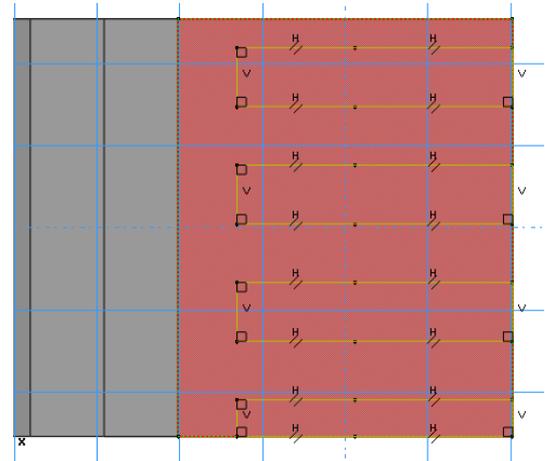


Figura 5.22 – Meio dormente

Fonte: Própria (2014)

5.3.2 MONTAGEM DA GEOMETRIA

Após a criação das geometrias, uniu-se o trilho à infraestrutura. Para isso, clicou-se no *Module Assembly*, em *Create Instance*. Selecionou-se o trilho e a infraestrutura (utilizou-se o *Shift* para selecionar os dois) e clicou-se em *OK*.

Como as duas geometrias foram criadas separadas, utilizou-se os comandos *Rotate Instance* para rotacionar o trilho a 90° , e o *Translate Instance* para transladá-lo e colocá-lo sobre o dormente. Todos os pontos do trilho tiveram que ficar exatamente em cima dos pontos dos dormentes, conforme a figura 5.23. Para ter a certeza de que os pontos estão realmente uns sobre os outros, utilizou-se o comando *Translate Instance* para selecionar o trilho, porém sem precisar transladá-lo, somente para poder visualizar melhor os pontos.

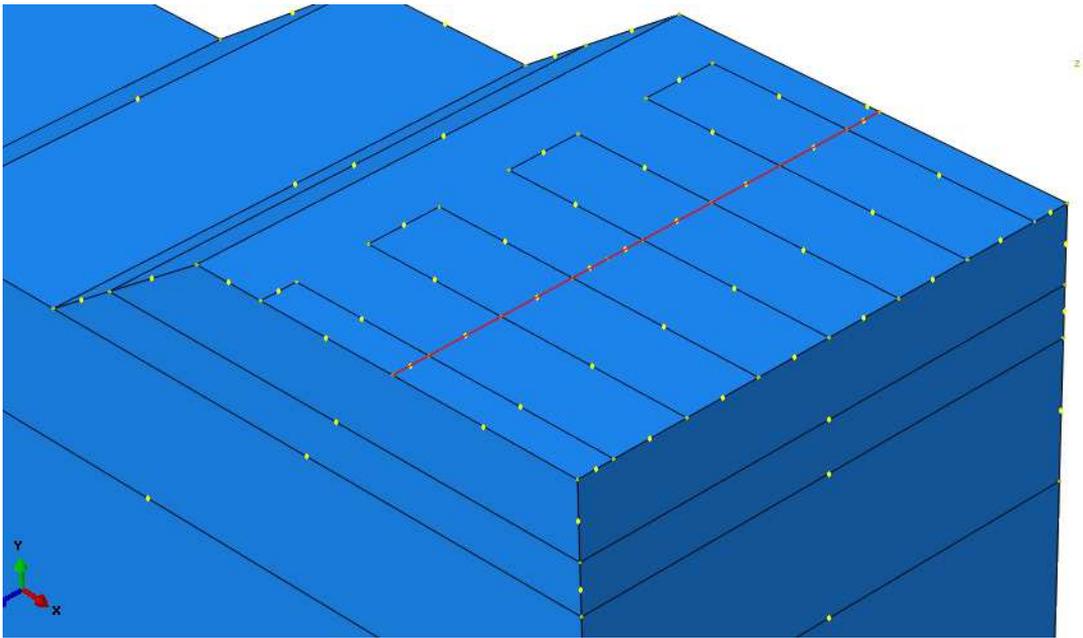


Figura 5.23 – Coincidência entre os pontos do trilho e dos dormentes

Fonte: Própria (2014)

Para posicionar a via corretamente em relação ao *Datum*, selecionou-se o comando *Rotate Instance* e rotacionou-se toda a via a 90° , de modo que o eixo Z ficasse no sentido ao contrário à ação da gravidade que posteriormente foi colocada. Após rotacionado, transladou-se toda a via com o comando *Translate Instance*, deixando uma das pontas do topo do maciço na origem (0,0,0) do *Datum*, conforme mostra a figura 5.24.

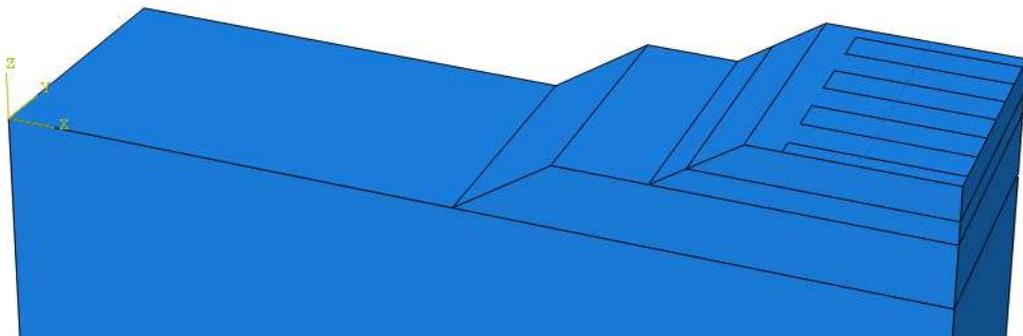


Figura 5.24 – *Datum* no topo do terreno natural

Fonte: Própria (2014)

5.3.3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Todos os valores das propriedades dos materiais foram extraídos do quadro x, já apresentado no item 5.5.2.

No *module Property*, clicou-se no comando *Create Material* e atribui-se o nome de MATERIAL TRILHO. No campo *General – Density - Mass Density*, informou-se a **massa** do trilho (figura 5.25). Em *Mechanical – Elasticity - Elastic*, informou-se o valor de *Young's Modulus* e *Poisson's Ratio* e depois clicou-se em *Ok* (figura 5.26).

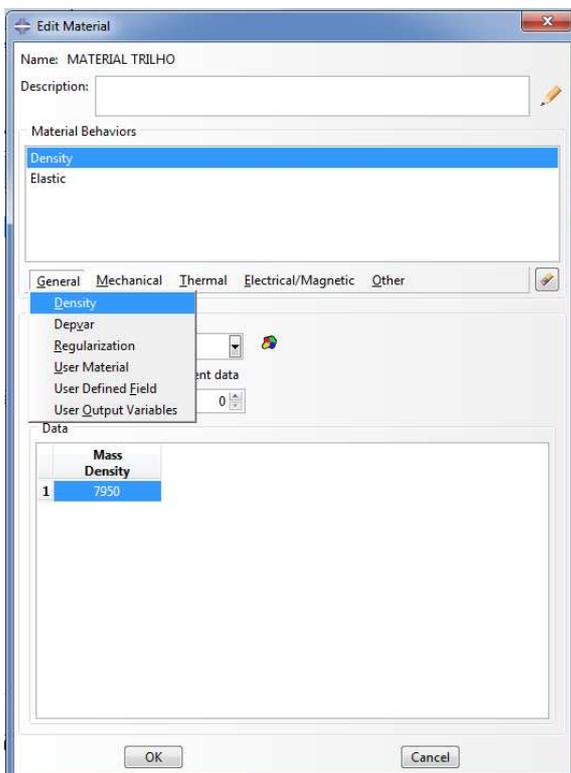


Figura 5.25 – *Edit Material - Density*

Fonte: Própria (2014)

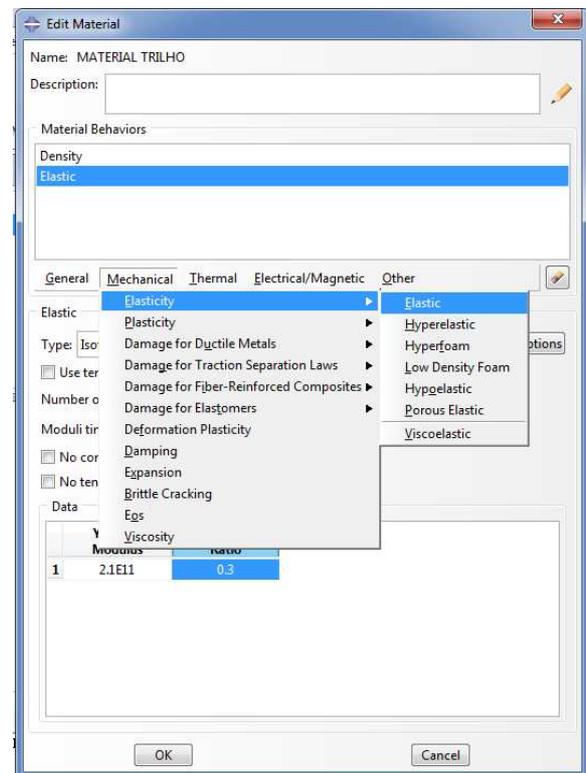


Figura 5.26 – *Edit Material - Elastic*

Fonte: Própria (2014)

Para a criação do material do dormente, procedeu-se da mesma maneira.

No material do lastro, sublastro e reforço, acrescentou-se o modelo de ruptura de Mohr Coulomb, clicando-se em *Mechanical – Plasticity - Mohr Coulomb Plasticity* (figura 5.27). Na aba *Platicity*, encontra-se a opção *Friction Angle* (ângulo de atrito) e dentro de *Cohesion*, a opção *Cohesion Yield Stress* (coesão).

As propriedades empregadas no terreno natural foram iguais às já apresentadas, acrescentando-se a permeabilidade, que se encontra em *Other - Pore Fluid – Permeability*

(figura 5.28), onde preencheu-se os campos K (permeabilidade), *Void Ratio* (índice de vazios) e *Specific weight of wetting liquid*, este último no valor de 10000.

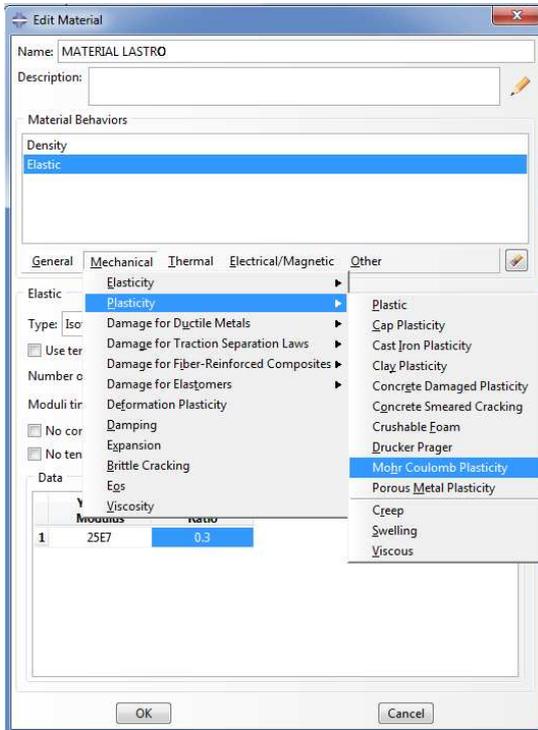


Figura 5.27 – *Edit Material* – *Mohr Coulomb Plasticity*

Fonte: Própria (2014)

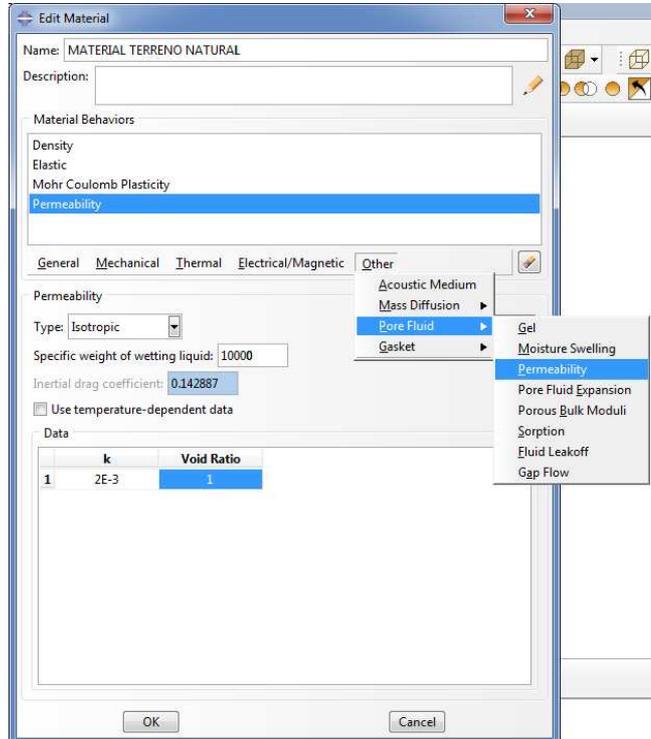


Figura 5.28 – *Edit Material* – *Permeability*

Fonte: Própria (2014)

Depois de criados os materiais, clicou-se em *Material Manager*, para visualização de todos os materiais criados, possibilitando neste comando, também, efetuar alguma edição, se necessário.

O próximo passo foi a criação de seções. As seções fazem uma “ponte” entre o elemento e o material, possibilitando também acrescentar geometrias que se traduzem na rigidez de um elemento unidimensional ou bidimensional.

Antes da criação da seção do trilho, teve que se criar uma geometria para a seção do trilho, cuja geometria será traduzida na sua rigidez.

No *module Property*, na *Part TRILHO*, clicou-se em *Create Profile*, nomeou-se como PERFIL I, com formato (*Shape*) em I (figura 5.29) e atribuiu-se as dimensões conforme a figura 5.30. As dimensões apresentadas na figura 5.30 seguem o prescrito no documento “Procedimento para Inspeção de Material – Trilho” do DNIT, sendo um trilho TR-68.

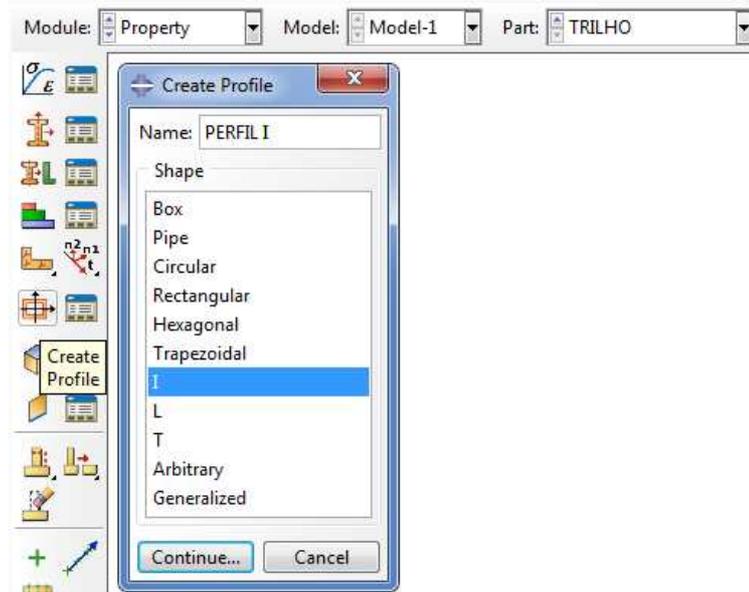


Figura 5.29 – *Create Profile*

Fonte: Própria (2014)

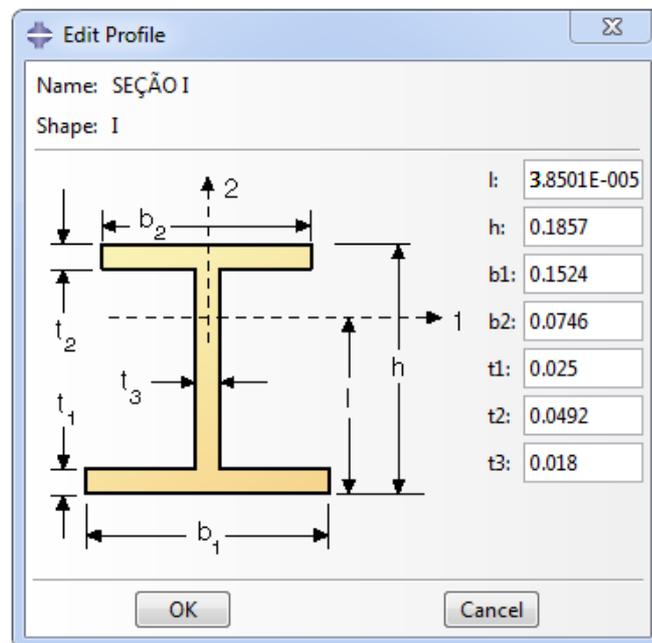


Figura 5.30 – *Edit Profile*

Fonte: Própria (2014)

Criada a geometria da seção do trilho, criou-se a seção através do *Create Section*. Nomeou-se como SEÇÃO TRILHO, sendo um elemento da categoria *beam*, do tipo *beam* (figura 5.31). Em *Edit Beam Section, Profile name*, escolheu-se a geometria SEÇÃO I e em *Material name*, o MATERIAL TRILHO (figura 5.32) e clicou-se em *ok*.

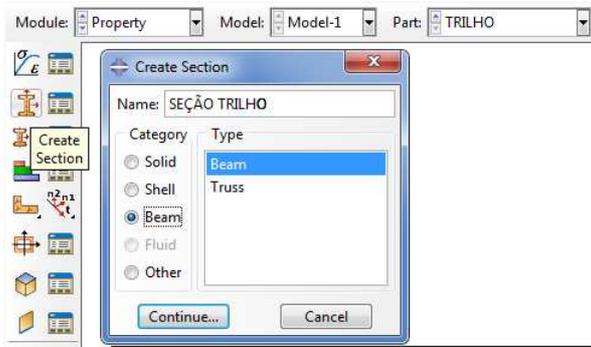


Figura 5.31 – *Create Section*

Fonte: Própria (2014)

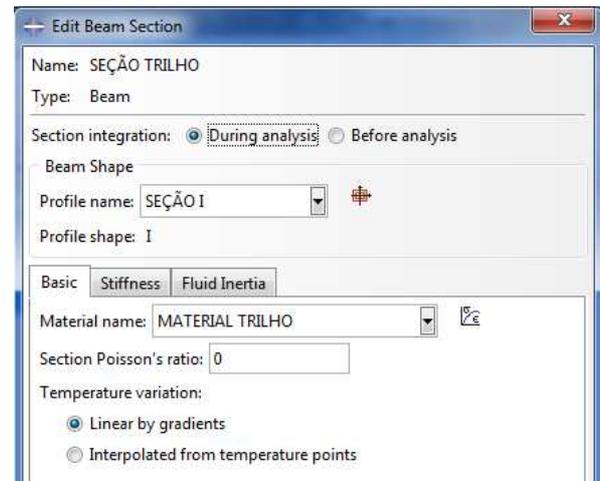


Figura 5.32 – *Edit Beam Section*

Fonte: Própria (2014)

A seção do dormente foi criada pelo *Create Section*, com o nome de SEÇÃO DORMENTE, na categoria *Shell*, do tipo *Homogeneous*. Em *Shell thickness (value)* foi atribuída a espessura de 0.235 (altura do dormente) e escolhido em *Material* a opção MATERIAL DORMENTE e clicou-se em *ok*.

A seção do lastro foi nomeada de SEÇÃO LASTRO e escolhido a categoria *Solid*, tipo *Homogeneous*. Em *Material*, escolheu-se MATERIAL LASTRO.

Analogamente ao lastro, foram criadas as seções para o sublastro, reforço do subleito e terreno natural. Em *Section Manager* pôde-se verificar se todas as seções foram criadas adequadamente (figura 5.33).

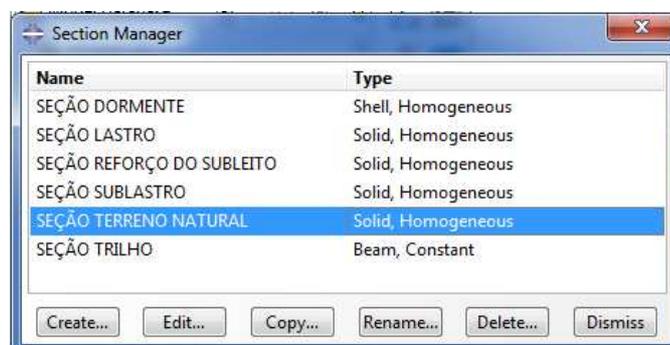


Figura 5.33 – *Section Manager*

Fonte: Própria (2014)

Após criadas todas as seções, o passo seguinte foi atribuir as seções criadas aos elementos.

No *module Property*, na *Part* TRILHO, clicou-se em *Assign Section*, selecionou-se todo o trilho e clicou-se em *Done*. Na janela *Edit Section Assignment*, escolheu-se a SEÇÃO TRILHO e clicou-se em *ok* e posteriormente em *Done*.

Ainda necessitou-se escolher a orientação em que o trilho será criado em relação aos eixos (*Datum*).

Clicou-se em *Assign Beam Orientation*, selecionou-se todo o trilho e clicou-se em *Done*. Em *Enter an approximate n1 direction (tangent vectors are shown)*, digitou-se 0,0, 1,0,0,0 (esta combinação de números refere-se aos eixos x,y,z e o número 1 indica que o eixo de x da seção do trilho, que é paralela à sua base, ficará na mesma orientação do eixo y). Após, clicou-se em *ok* para confirmar a ação e *Done* para finalizar.

Para melhor entendimento da posição do trilho, em relação ao eixo, habilitou-se a opção de visualizar a seção do trilho. Na barra do *menu*, clicou-se em *View - Part Display Options*, no campo *Idealizations* habilitou-se a opção *Render beam profiles*. Com o comando *Rotate*, rotacionou-se o trilho de maneira a visualizar que a sua base está na mesma direção do eixo de y e também está perpendicular ao eixo de z, onde posteriormente será aplicada a força da gravidade (figura 5.34). Após a visualização, retornou-se ao *menu* e desabilitou-se a opção de visualização.

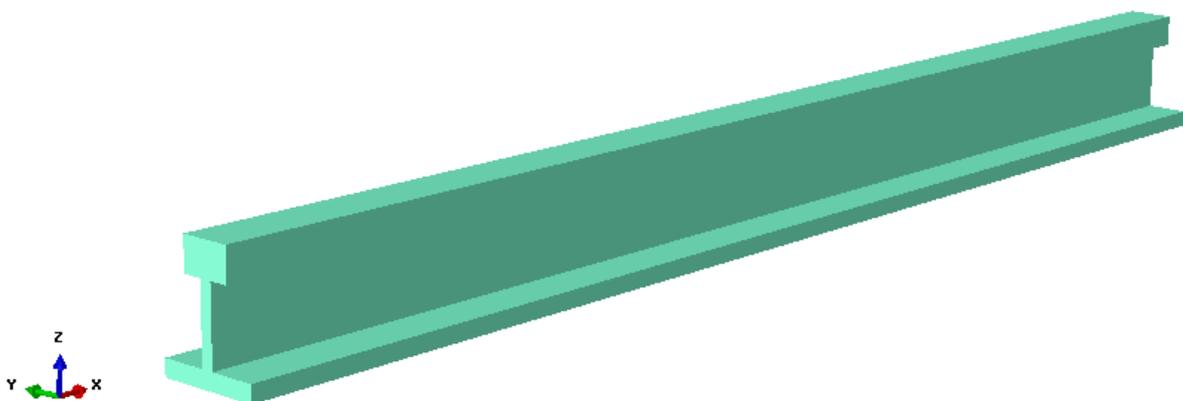


Figura 5.34 – *Render Beam Profile*

Fonte: Própria (2014)

O próximo elemento em que atribuiu-se a seção foi o dormente. Ainda no *Module Property*, trocou-se a *Part* para INFRAESTRUTURA. O primeiro passo foi criar um

elementos *Skin*, que dará a possibilidade de inserirmos um elemento *Shell* em meio à um elemento *Sólido* previamente particionado. Para tanto, clicou-se no comando *Create Skin*, selecionou-se o primeiro dormente (figura 5.35), clicou-se em *Done* e *Done* novamente. Repetiu-se o mesmo procedimento mais três vezes, com os dormentes seguintes, totalizando quatro dormentes, conforme pode ser visualizado em *Skin Manager* (figura 5.36).

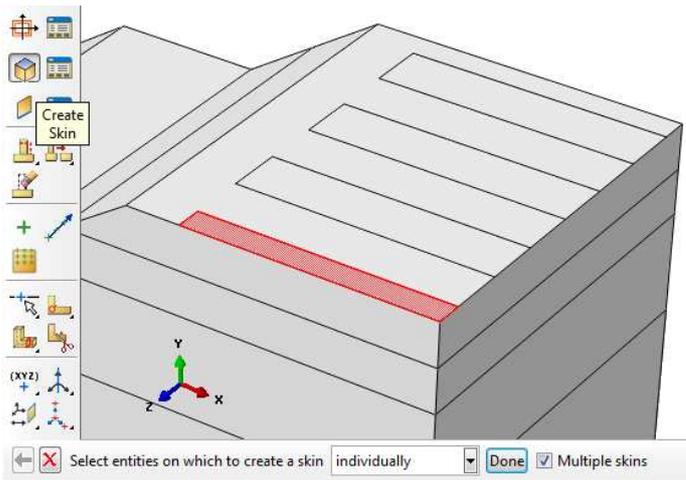


Figura 5.35 – *Create Skin*

Fonte: Própria (2014)

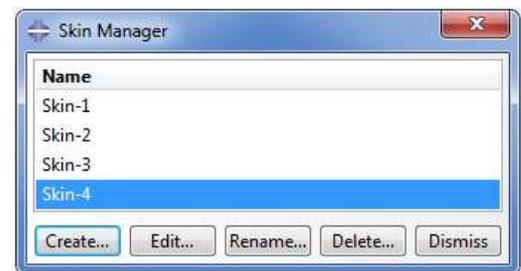


Figura 5.36 – *Skin Manager*

Fonte: Própria (2014)

Após criados os elementos *Skin* pôde-se então atribuir as seções do dormente (elemento *Shell*) nas partições criadas no lastro. No comando *Assign Section*, selecionou-se todos os dormentes (utilizando o *shift*, para selecionar mais de um), clicou-se em *Done*, em *Edit Section Assignment* na opção *Section*, escolheu-se a SEÇÃO DORMENTE (figura 5.37).

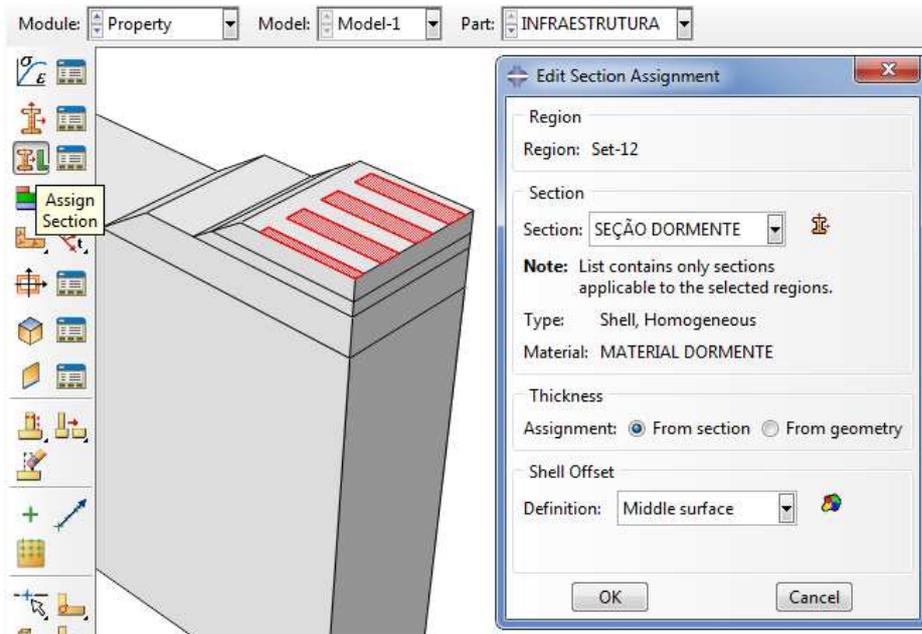


Figura 5.37 – *Edit Section Assignment*

Fonte: Própria (2014)

Para atribuir a seção nos demais elementos (lastro, sublastro, reforço e terreno natural), procedeu-se da mesma maneira.

5.3.4 TIPO DE ANÁLISE

No *Module Step*, atribuiu-se o nome de ANÁLISE ESTÁTICA SEM CARGA e selecionou-se o tipo *Static, General* (figura 5.38).

Na aba *Basic*, em *Nlgeom*, habilitou-se a opção *on* (para considerar a não linearidade dos efeitos), figura 5.39. Na aba *Incrementation*, em *maximum number of increments*, adotou-se o valor de 10000 e em *Increment size*, atribuiu-se em *initial*, 0.01, em *minimum*, 1E-010 e *maximum*, 1 (figura 5.40). Na aba *Other*, habilitou-se a opção *unsymmetric* em *Matrix storage* (figura 5.41).

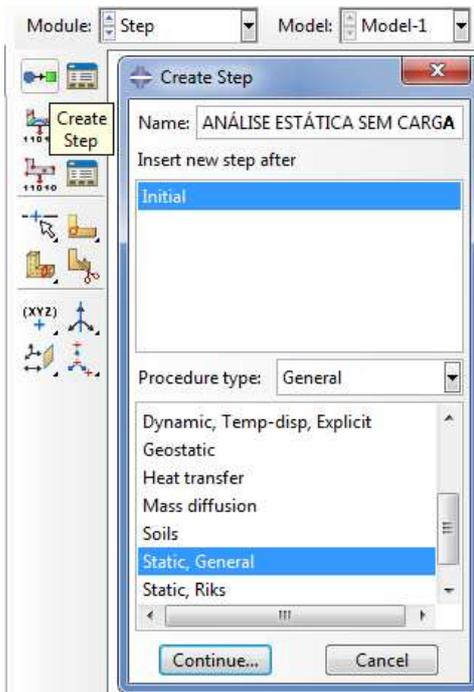


Figura 5.38 – *Create Step*

Fonte: Própria (2014)

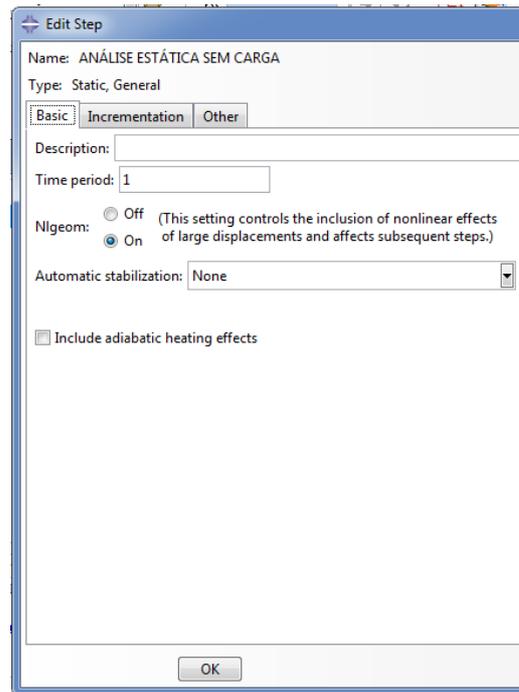


Figura 5.39 – *Edit Step - Basic*

Fonte: Própria (2014)

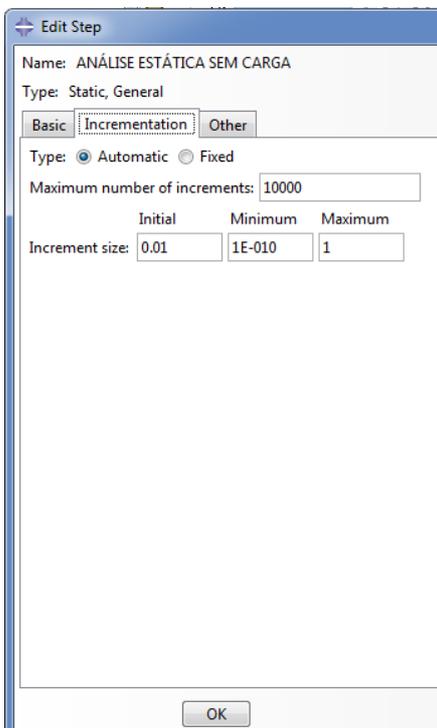


Figura 5.40 – *Edit Step - Incrementation*

Fonte: Própria (2014)

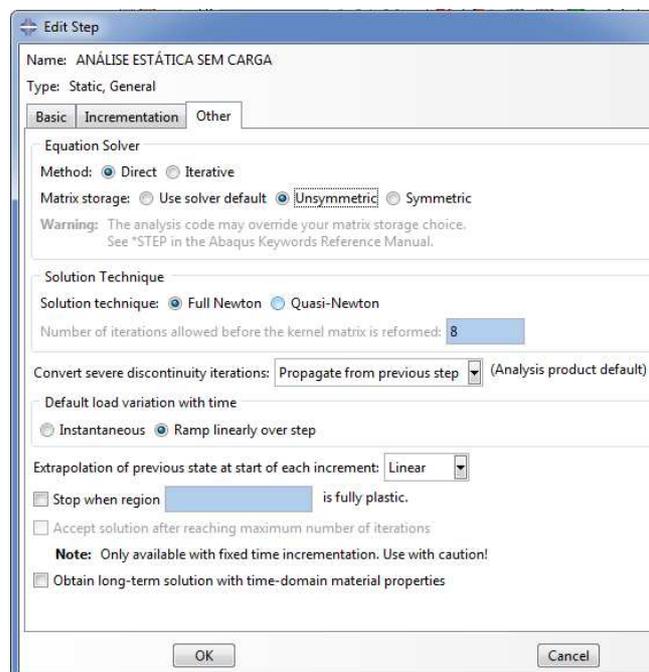


Figura 5.41 – *Edit Step - Other*

Fonte: Própria (2014)

Em seguida, criou-se outro *Step*, exatamente da mesma forma que foi criado o primeiro, porém com o nome de ANÁLISE ESTÁTICA COM CARGA, totalizando três *step*, sendo o primeiro o *initial* (que não precisou-se criar, pois já é criado automaticamente), o segundo o ANÁLISE ESTÁTICA SEM CARGA e o terceiro ANÁLISE ESTÁTICA COM CARGA.

Para a definição do que se deseja calcular, clicou-se em *Field Output Request Manager* e selecionou-se o *Edit* (figura 5.42). Em *Edit Field Output Request*, habilitou-se todas as análises de *Stresses*, *Strain*, *Displacement/Velocity/Aceleration* e *Forces/Reaction* (figura 5.43).

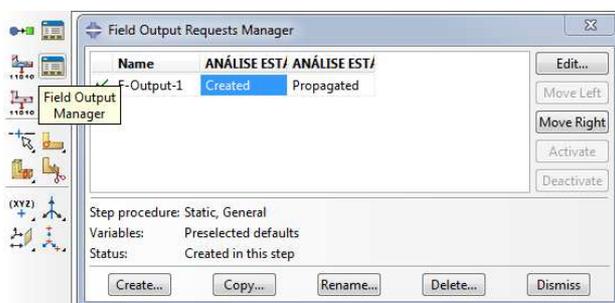


Figura 5.42 – *Field Output Request Manager*

Fonte: Própria (2014)

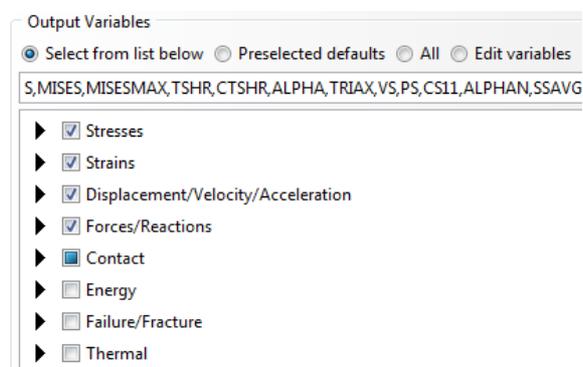


Figura 5.43 – *Edit Field Output Request*

Fonte: Própria (2014)

5.3.5 INTERAÇÃO ENTRE OS ELEMENTOS

Todos os elementos da via foram criados dentro de um elemento único, denominado INFRAESTRUTURA, propositalmente para não precisar definir a interação entre eles, com exceção somente do trilho. O fato de criar elementos distintos e atribuir a interação entre eles, causa maiores erros de convergência e maior custo computacional. Quando se cria um elemento único e o particiona, determinando diferentes materiais à cada partição, o modelo converge melhor, pois a malha de elementos finitos gerada posteriormente será única para todos.

Porém, como referido, o trilho foi criado separadamente dos demais elementos e a maneira com que ele será interligado à via será por meio de molas que terão a função de simular o comportamento dos elementos de fixação. As fixações promovem à via certo grau de rigidez e oposição aos deslocamentos, sendo que os dados obtidos na literatura são

referentes à cada sistema de fixação, onde cada sistema de fixação refere-se aos elementos que fixam o trilho em cada dormente.

Para a criação das molas, clicou-se em *Spring/Dashpots*, nomeou-se como MOLA 1 e selecionou-se a opção *Connect two points* (figura 5.44). Clicou-se no primeiro ponto, aceitando o ponto selecionado (INFRAESTRUTURA – 1 Vertex 2) e clicou-se em ok (figura 5.45). O segundo ponto clicado foi no mesmo local. Clicou-se em Next, para trocar o ponto, escolhendo o ponto TRILHO – 1 Vertex e clicou-se em *Done*.

Em *Edit Spring/Dashpot*, no campo *Spring Stiffness*, atribuiu-se o valor de 4.25E7, que resulta no valor de $\frac{1}{4}$ da rigidez da fixação de um sistema, devido a este dormente ter duas molas e estar modelado somente metade, devido à simetria imposta nesta face (figura 5.46). Para a MOLA 2, procedeu-se da mesma forma e atribuiu-se o mesmo valor. Para o restante das molas, MOLA 3 à MOLA 8, os valores da rigidez da fixação são relativos a $\frac{1}{2}$ da rigidez do sistema, sendo o valor de 8.5E7.

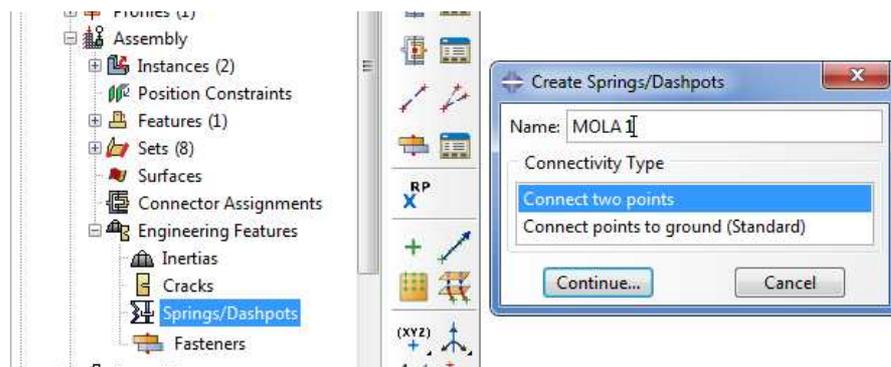


Figura 5.44 – *Create Spring/Dashpots*

Fonte: Própria (2014)

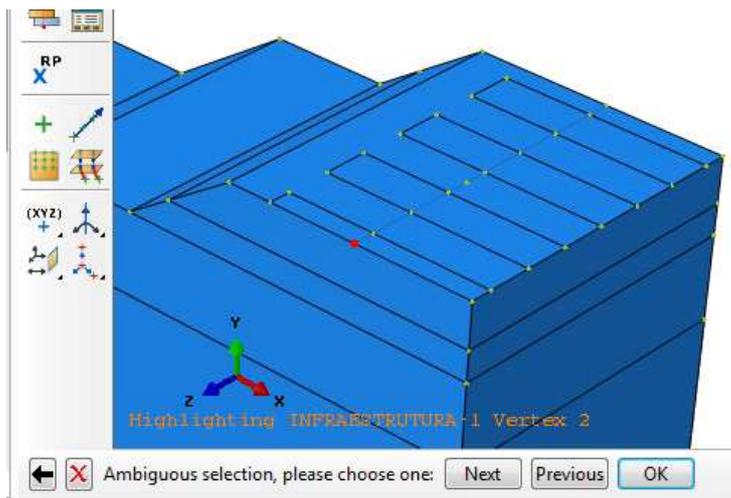


Figura 5.45 – *Ambiguous selection*

Fonte: Própria (2014)

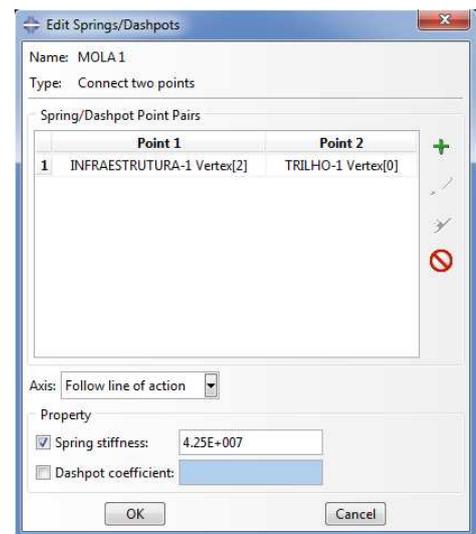


Figura 5.46 – *Edit Spring/Dashpots*

Fonte: Própria (2014)

5.3.6 CARREGAMENTOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Os carregamentos considerados na simulação foram: i) as condições geostáticas; ii) a aplicação de nível d'água; iii) o efeito da gravidade e iv) uma carga de roda, que pela condição de simetria que será imposta posteriormente, resultará na aplicação de seis cargas de roda.

As condições geostáticas foram pré-definidas, ou seja, o programa não irá calculá-las, teve de se calcular as tensões no terreno natural e informar ao programa.

Em *Create Predefined Field*, nomeou-se de TENSÕES GEOSTÁTICAS, selecionou-se o *Step Initial*, na categoria *Mechanical*, tipo *Geostatic Stress* (figura 5.47). Após, selecionou-se somente o terreno natural e clicou-se em *Done*.

Em *Edit Predefined Field*, atribuiu-se os seguintes valores: i) *Stress Magnitude 1*: 0, ii) *Vertical Coordinate 1*: 0, iii) *Stress Magnitude 2*: -81000; iv) *Vertical Coordinate 2*: -6; v) *Lateral Coefficient 1*: 0,5 e vi) *Lateral Coefficient 2*: 0,5 (figura 5.48). Estes dados informam, que no ponto zero (topo do terreno natural), a tensão é zero, na cota -6m (fundo do terreno natural), a tensão é -81000Pa. A tensão no fundo do terreno natural foi calculada através da altura (-6m) vezes o peso específico do solo (13500 N/m³). O *Lateral Coefficient*, é o K0 do solo.

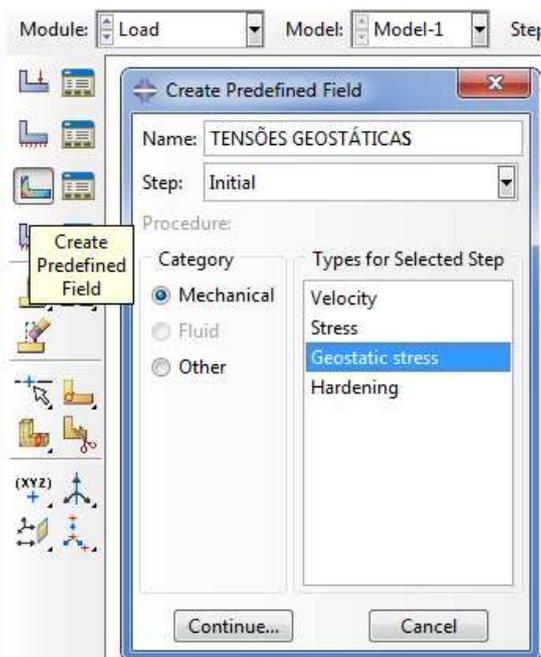


Figura 5.47 – *Create Predefined Field* –
Tensões Geostáticas
Fonte: Própria (2014)

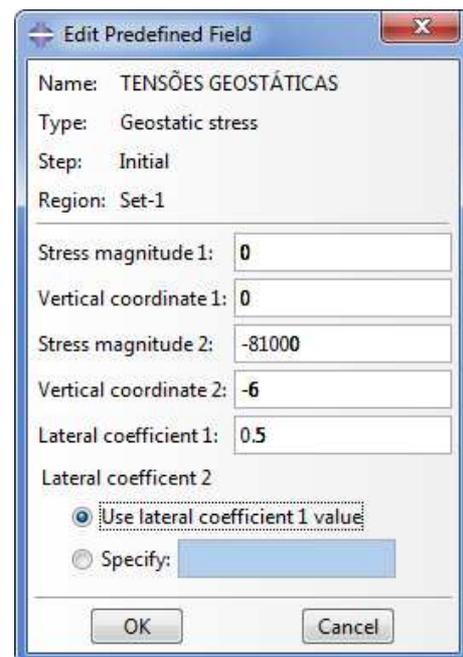


Figura 5.48 – *Edit Predefined Field* –
Tensões Geostáticas
Fonte: Própria (2014)

Para a aplicação do nível d'água, primeiramente definiu-se a região em que se desejou aplicar. Para isso, clicou-se em *Analytical Field*, manteve-se o nome do *default* e optou-se pelo tipo *Mapped Field* (figura 5.49).

Em *Create Mapped Field*, informou-se as coordenadas do topo do nível d'água, sendo o seu valor de tensão igual a zero e as coordenadas do fundo do nível d'água, sendo o seu valor de tensão igual a -20000 N/m^2 . As tensões no fundo do nível d'água foram calculadas multiplicando a altura de água (-2m) pela densidade da água (10000 N/m^3) (figura 5.50).

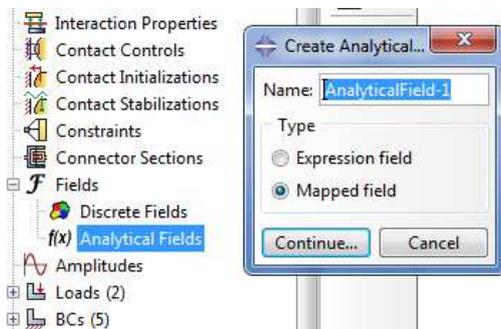


Figura 5.49 – *Create Analytical Field*

Fonte: Própria (2014)

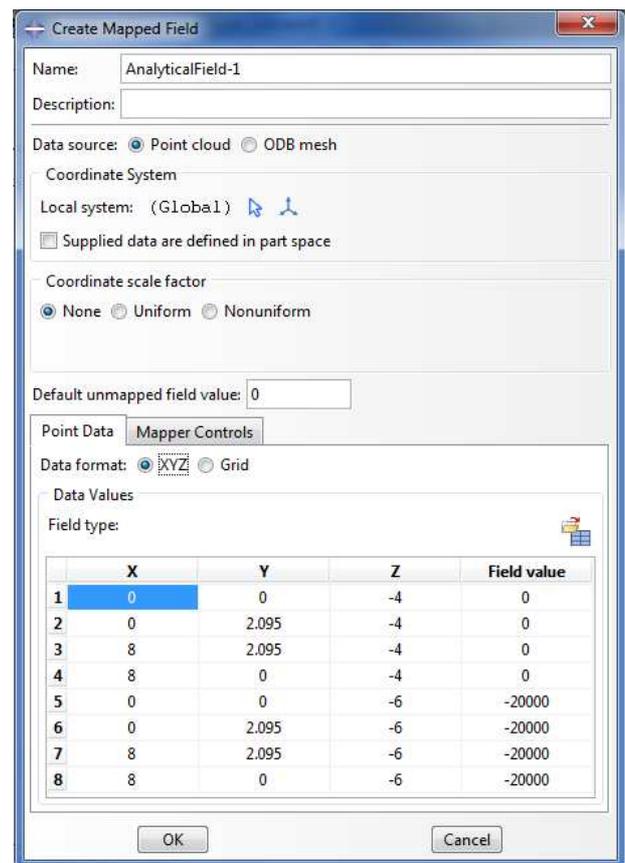


Figura 5.50 – *Create Mapped Field*

Fonte: Própria (2014)

Para predefinir o índice de vazios, clicou-se em *Create Predefined Field*, nomeou-se de ÍNDICE DE VAZIOS, selecionou-se o *Step Initial, Other*, tipo *Void ratio* (figura 5.51).

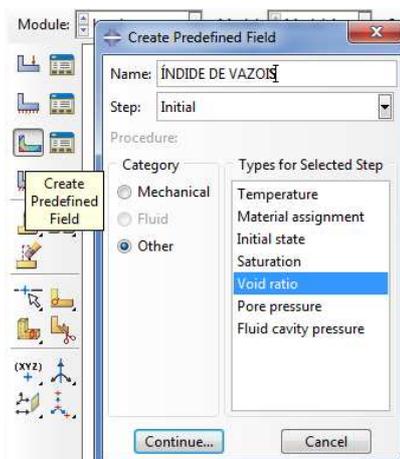


Figura 5.51 – *Create Predefined Field* – Índice de vazios

Fonte: Própria (2014)

Selecionou-se todas as faces do terreno natural, menos a superior e clicou-se em *Done*. Em *Edit Predefined Field*, em *Point1 distribution*, optou-se por *Uniforme* e em *Void raio 1*, atribuiu-se o valor de 1 (figura 5.52).

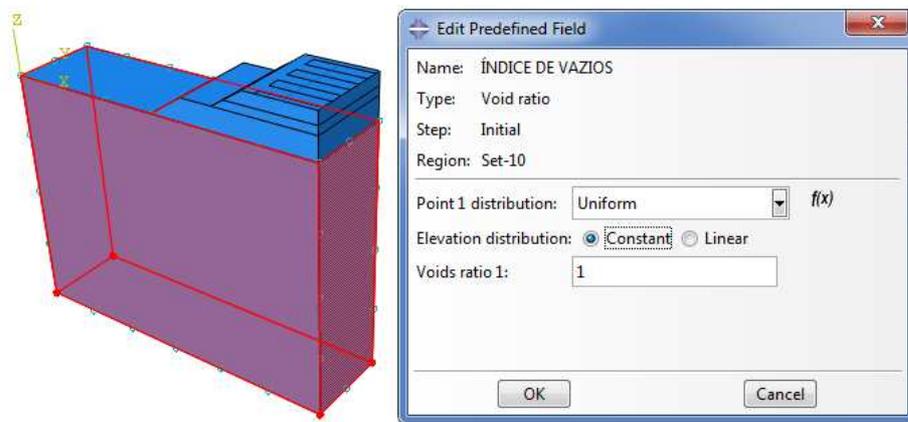


Figura 5.52 – *Edit Predefined Field* – Índice de vazios

Fonte: Própria (2014)

Para predefinir a poro pressão, clicou-se em *Create Predefined Field*, nomeou-se de PORO PRESSÃO e selecionou-se o *Step Initial*, na categoria *Other*, tipo *Pore Pressure* (figura 5.53).

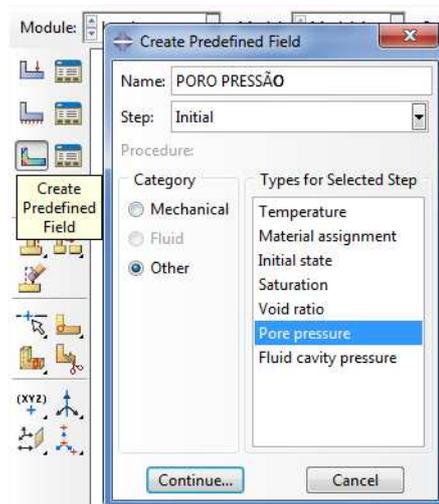


Figura 5.53 – *Create Predefined Field* – Poro pressão

Fonte: Própria (2014)

Selecionou-se todas as faces do terreno natural, menos a superior e clicou-se em *Done*. Em *Edit Predefined Field*, em *Point1 distribution*, optou-se por (A) *AnalyticalField-1* e em *Pore pressure 1*, atribuiu-se o valor de 1 (figura 5.54).

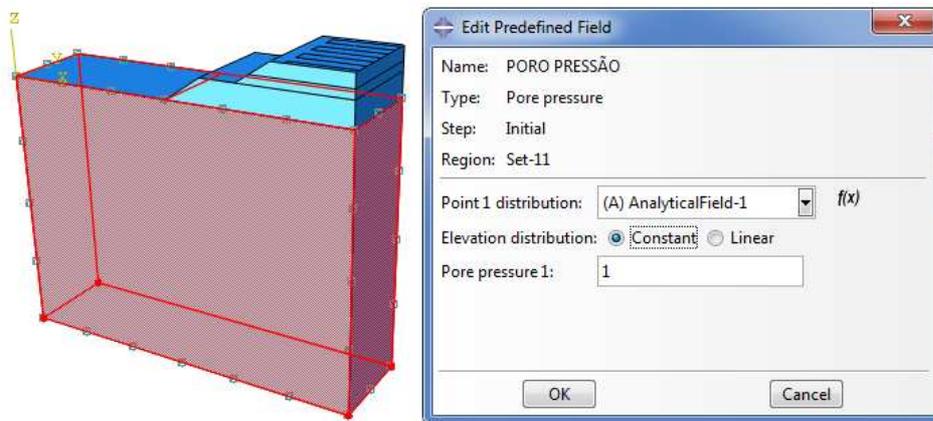


Figura 5.54 – *Edit Predefined Field* – Poro pressão

Fonte: Própria (2014)

Para aplicação da gravidade, clicou-se em *Create Load*, nomeou-se como GRAVIDADE, no *Step* ANÁLISE ESTÁTICA SEM CARGA, na categoria *Mechanical*, tipo *Gravity* (figura x). Em *Edit Load*, atribuiu-se o valor de -10 para a aceleração da gravidade, na componente 3, que refere-se ao eixo de Z (figura 5.55).

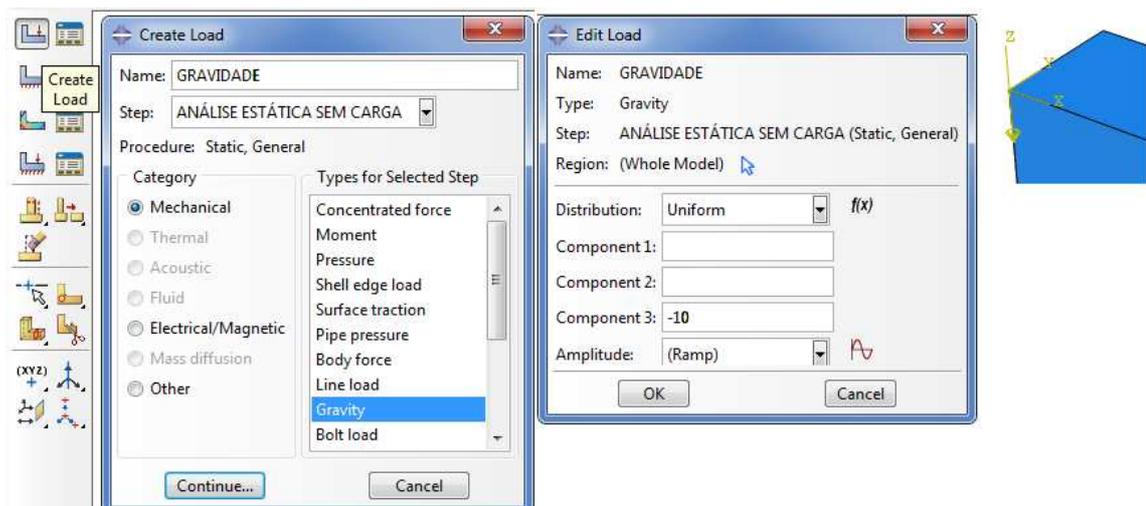


Figura 5.55 – *Create Load e Edit Load* – Gravidade

Fonte: Própria (2014)

Na aplicação da carga de roda, clicou-se em *Create Load*, nomeou-se como CARGA DE RODA, no *step* ANÁLISE ESTÁTICA COM CARGA, na categoria *Mechanical* no tipo *Concentrated force*. Selecionou-se o ponto de aplicação de carga, conforme figura 5.56, e em *Edit Load*, atribuiu-se a força de -224000N no eixo de Z (CF3) (figura 5.57).

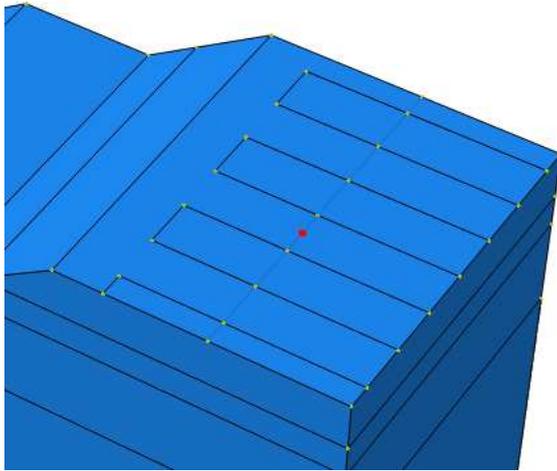


Figura 5.56 – Ponto de aplicação da carga de roda

Fonte: Própria (2014)

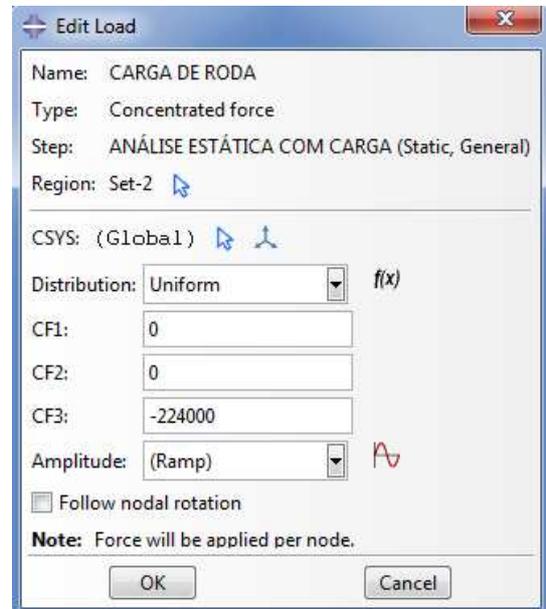


Figura 5.57 – *Edit Load* – Carga de roda

Fonte: Própria (2014)

Atribuídos os carregamentos, o próximo passo foi a aplicação das condições de contorno. Utilizou-se dois tipos de condições de contorno, um que restringe os deslocamentos na direção normal à face do modelo e outra que atribui condição de simetria. A condição de simetria funciona com um espelho, permitindo que se realize somente parte da modelação do problema e o programa considere o modelo rebatido nas faces desejadas.

Como a via foi modelada 1/6 do seu tamanho original, necessitou-se a aplicação de simetria em três faces do modelo.

Em *Create Boundary Condition*, nomeou-se de SIMETRIA EM X, no *step Initial*, na categoria *Mechanical*, no tipo *Symmetry/Antisymmetry/Encastre*. Clicou-se em todas as superfícies normais ao eixo X, que se encontram no eixo longitudinal da via, conforme apresentado na figura 5.58 e clicou-se em *Done*. Não há a necessidade de selecionar os pontos, mas somente as superfícies (utilizou-se o *shift* para selecionar mais de uma). Em *Edit Boundary Condition*, selecionou-se a opção XSYMM.

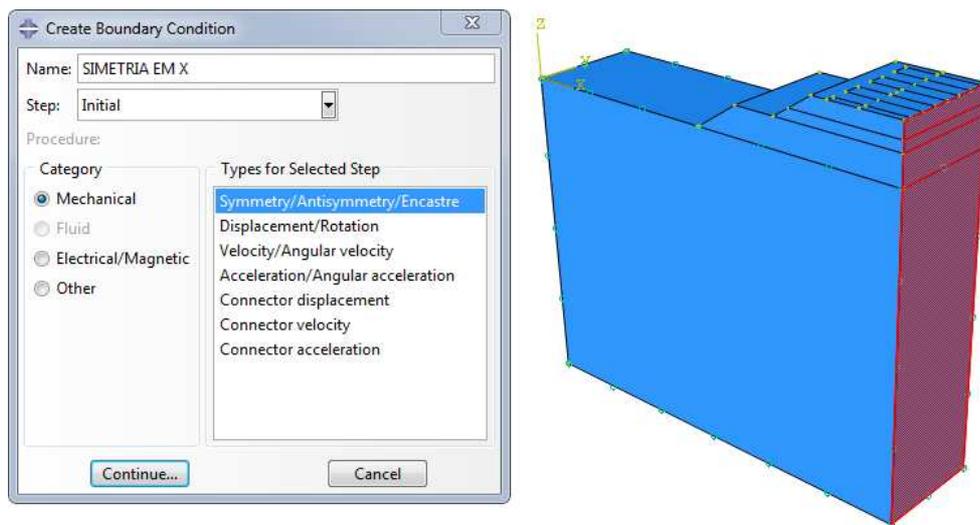


Figura 5.58 – *Create Boundary Condition* – Simetria em X

Fonte: Própria (2014)

Na aplicação da condição de simetria em Y, procedeu-se da mesma maneira, atribuindo o nome SIMETRIA EM Y, (sempre no *step Initial*), na categoria *Mechanical*, no tipo *Symmetry/Antisymmetry/Encastre*. Selecionou-se as duas faces do modelo que são normais ao eixo de Y, selecionando as superfícies da infraestrutura e também os pontos extremos do trilho, conforme a figura 5.59. Em *Edit Boundary Condition*, selecionou-se a opção YSYMM.

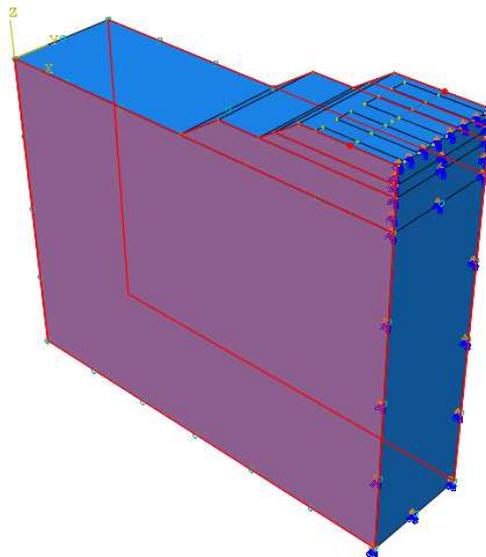


Figura 5.59 – Seleção das faces da infraestrutura e dos pontos extremos do trilho

Fonte: Própria (2014)

Definida as condições de simetria, atribuiu-se as condições de contorno que restringem os deslocamentos.

Em *Create Boundary Condition*, nomeou-se de RESTRIÇÃO EM X, no *step Initial*, na categoria *Mechanical*, no tipo *Displacement/Rotation*. Clicou-se na superfície normal ao eixo X e em *Done*. Em *Edit Boundary Condition*, selecionou-se a opção U1, conforme mostra na figura 5.60.

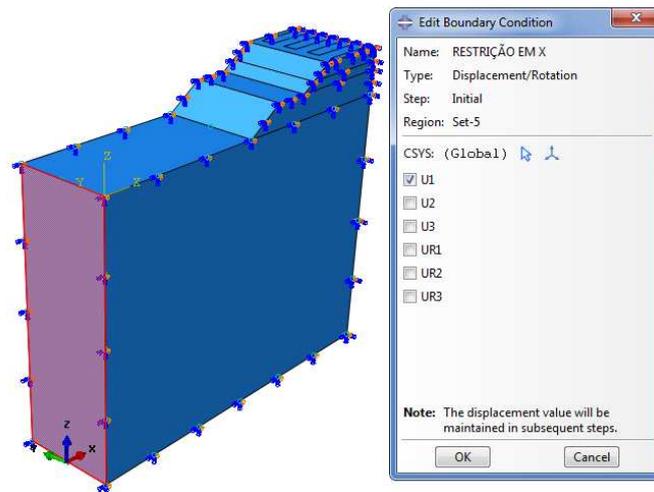


Figura 5.60 – *Edit Boundary Condition* – Restrição em X

Fonte: Própria (2014)

Analogamente, restringiu-se os deslocamentos no fundo do terreno natural, nomeando de RESTRIÇÃO EM Z, conforme a figura 5.61.

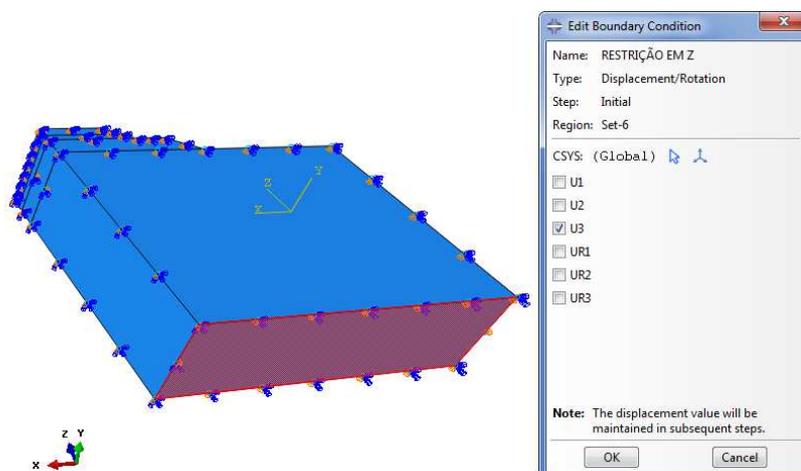


Figura 5.61 – *Edit Boundary Condition* – Restrição em Z

Fonte: Própria (2014)

Para evitar o “tombamento” do trilho, restringiu-se os deslocamentos na direção X. Para isso, clicou-se em *Create Boundary Condition*, nomeou-se de RESTRIÇÃO TRILHO, no *step Initial*, na categoria *Mechanical*, no tipo *Displacement/Rotation*. Selecionou-se todas as partições do trilho, somente as linhas e clicou-se em *Done*. Em *Edit Boundary Condition*, selecionou-se a opção U1, conforme mostra na figura 5.62.

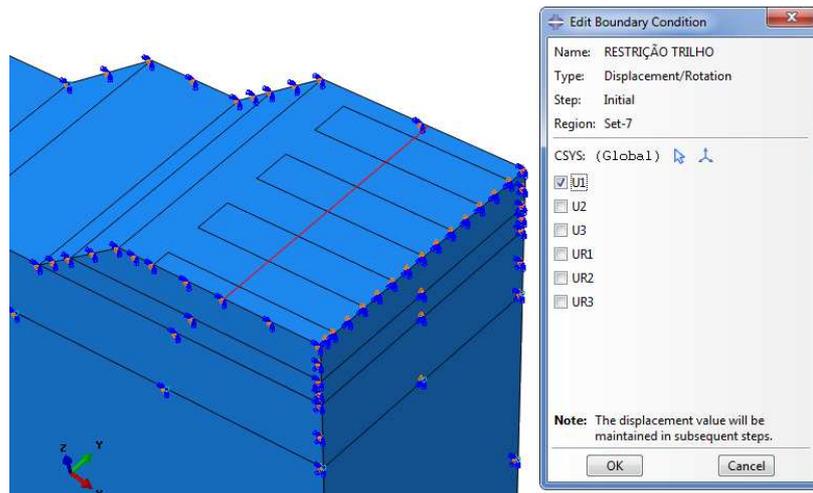


Figura 5.62 – *Edit Boundary Condition* – Restrição Trilho

Fonte: Própria (2014)

Devido à aplicação de nível d’água, necessita-se atribuir condições de contorno à poro pressão. Em *Create Boundary Condition*, nomeou-se de RESTRIÇÃO PORO PRESSÃO, no *step Initial*, na categoria *Other*, no tipo *Pore pressure* (figura 5.63). Selecionou-se todas as faces do terreno natural, menos a superior e clicou-se em *Done* (figura 5.64). Em *Edit Boundary Condition*, clicou-se em *Ok*.

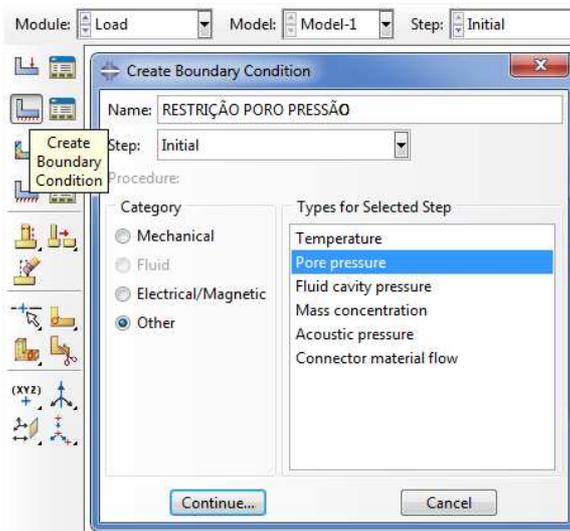


Figura 5.63 – *Create Boundary Condition* –
Restrição poro pressão
Fonte: Própria (2014)

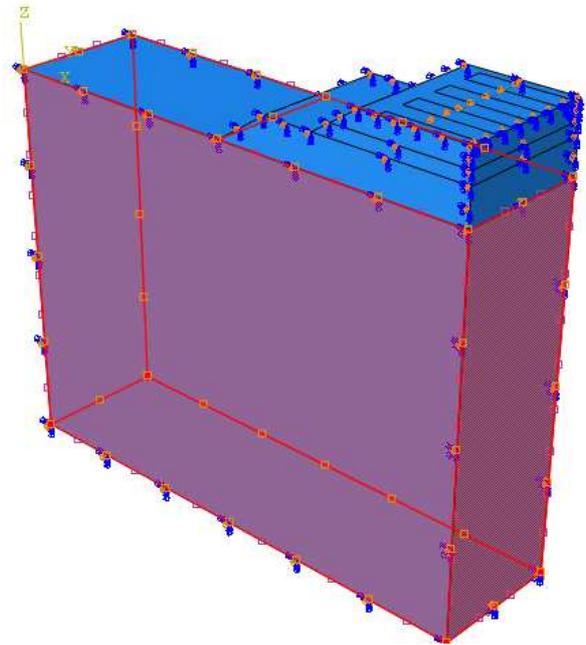


Figura 5.64 – Faces selecionadas
Fonte: Própria (2014)

5.3.7 MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

No *Module Mesh*, em *Object*, selecionou-se a *Part* TRILHO (figura x). Em *Seed Part*, atribuiu-se o tamanho de 0,05 em *Approximate global size*, clicou-se em *ok* e depois em *Done* (figura 5.65). Após, clicou-se em *Mesh Part*, em “*Ok to mesh part?*” e clicou-se em *yes*.

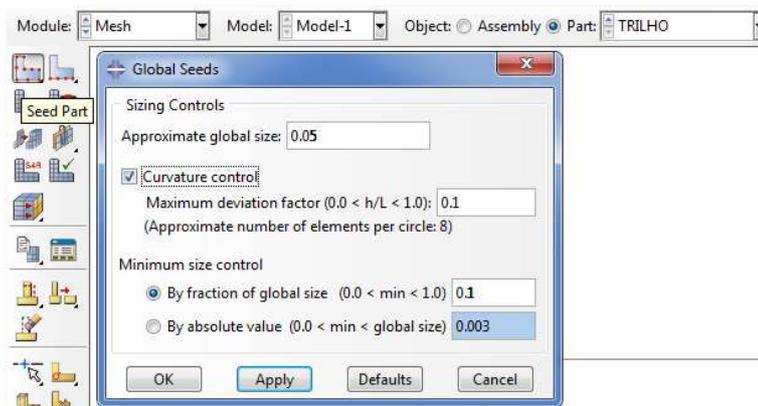


Figura 5.65 – *Global Seeds* - Trilho
Fonte: Própria (2014)

A malha do trilho foi então criada. Para a criação da malha da infraestrutura trocou-se a *Part* para INFRAESTRUTURA.

Para definição do elemento de malha a ser utilizado, clicou-se em *Assign Mesh Controls*, selecionou-se toda a infraestrutura e clicou-se em *Done*. Em *Mesh Controls*, selecionou-se a opção *Hex, Structured* (figura 5.66).

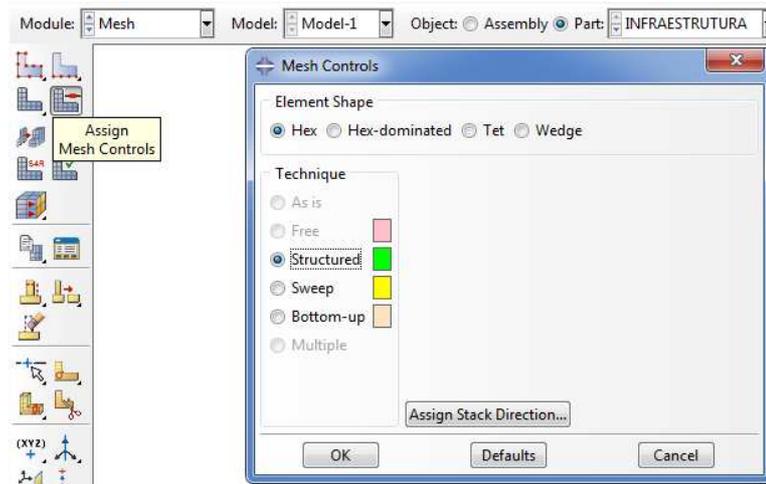


Figura 5.66 – *Mesh Controls* - Infraestrutura

Fonte: Própria (2014)

Além da definição do elemento de malha, deve-se definir o tipo de malha. No comando *Assign Element Type*, selecionou toda a infraestrutura, menos o terreno natural e clicou em *Done*. Foi escolhido o elemento da família *3D Stress* (figura 5.67). Voltou-se ao comando *Assign Element Type*, selecionou-se somente o terreno natural e atribuiu-se o elemento da família *Pore Fluid/Stress* (figura 5.68).

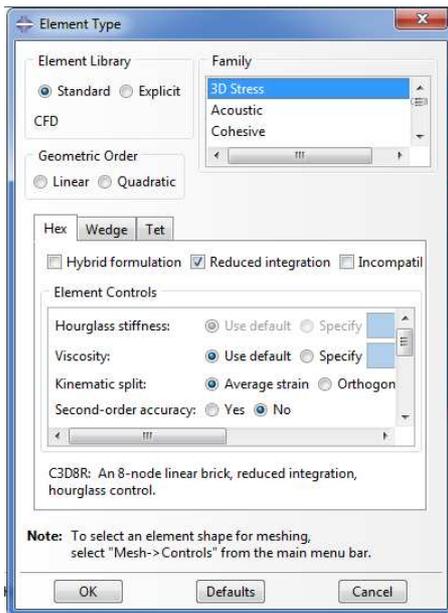


Figura 5.67 – *Element Type* -
Infraestrutura
Fonte: Própria (2014)

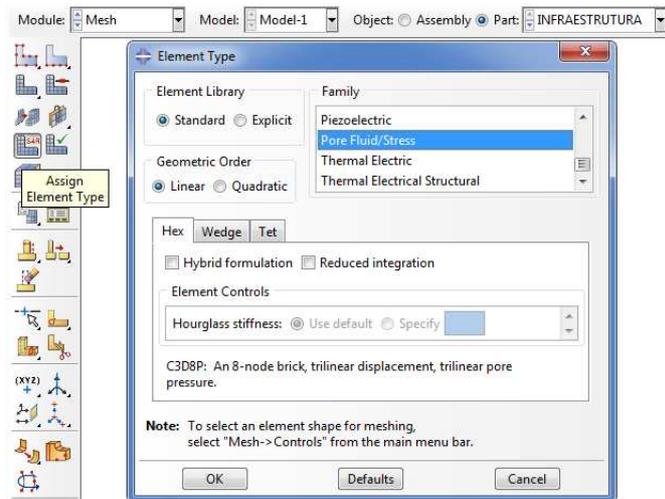


Figura 5.68 – *Element Type* – Terreno natural
Fonte: Própria (2014)

A princípio, gerou-se uma malha de elementos finitos bem aberta, com o intuito de verificar se haverá algum erro de convergência no modelo.

Clicou-se em *Seed Part*, e atribuiu-se o valor de 0,4 em *Approximate global size* e clicou-se em *ok* (figura 5.69). Clicou-se em *Mesh Part* para gerar a malha de elementos finitos da infraestrutura, resultando na figura 5.70.

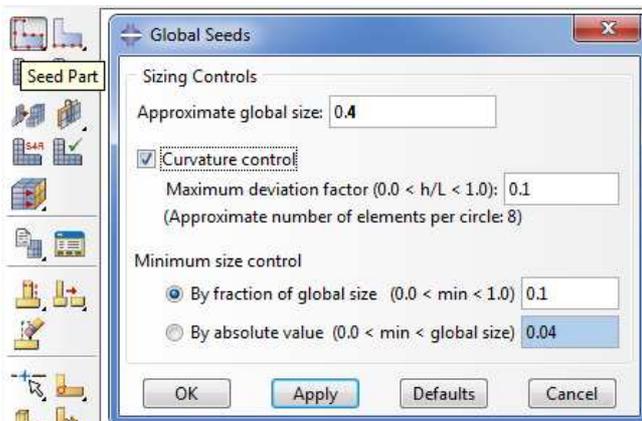


Figura 5.69 – *Global Seeds* - Infraestrutura
Fonte: Própria (2014)

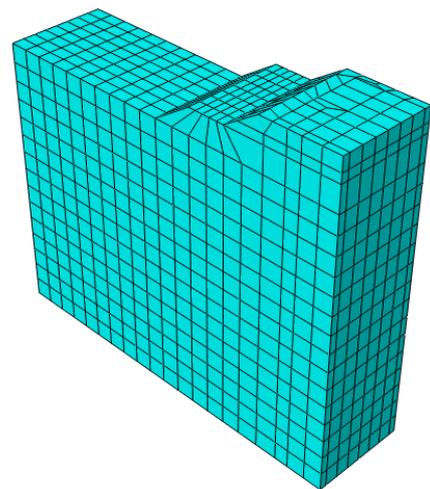


Figura 5.70 – Malha bem espaçada
Fonte: Própria (2014)

5.3.8 CÁLCULO

No *Module Job*, clicou-se em *Create Job* e continue. Em *Edit Job*, aceitou-se o *default* clicando em *ok*.

Em *Job Manager*, clicou-se em *Submit* e após em *Monitor*, para acompanhar o desenvolvimento dos cálculos. Na primeira tentativa o cálculo abortou, resultando na figura 5.71.

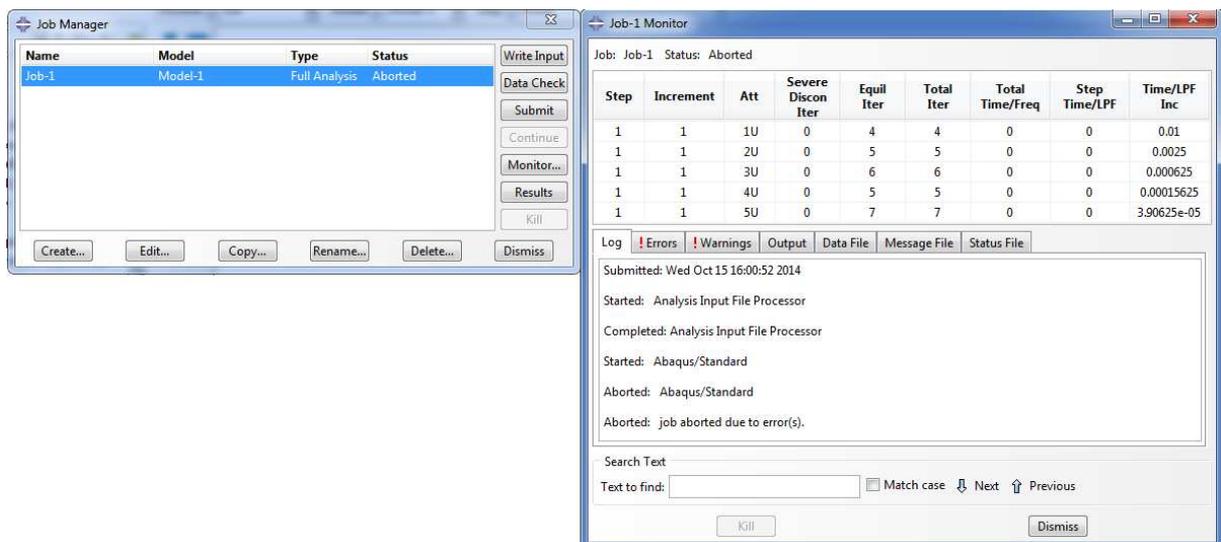


Figura 5.71 – *Job Manager* – *Status Aborted*

Fonte: Própria (2014)

O primeiro teste para se detectar o erro foi rotacionar o trilho a 90° em torno do seu próprio eixo, para verificar a possibilidade de ele estar em uma posição incorreta. Para isto, voltou-se no *Module Assembly*, com o comando *Rotate*, clicou-se nas duas extremidades do trilho e atribuiu-se a rotação de 90° (figura 5.72).

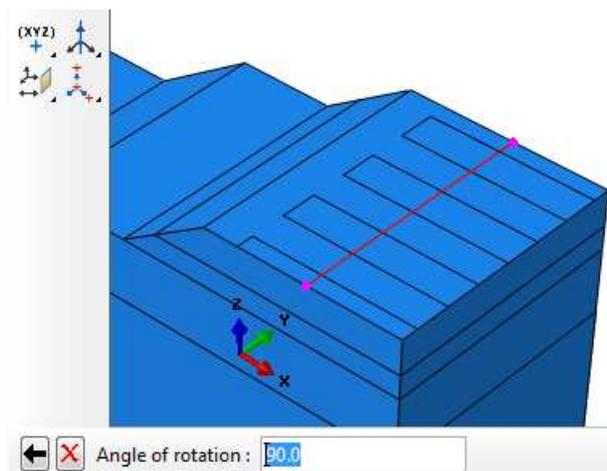


Figura 5.72 – Rotação do trilho

Fonte: Própria (2014)

Voltou-se no *Job*, em *Job Manager*, e submeteu-se novamente o modelo, no comando *Submit*. Desta vez os cálculos convergiram, resultando no *status Completed*, conforme a figura 5.73. Caso o modelo abortasse novamente, deveria-se rotacionar o trilho mais 90° e ir testando. Caso não tivesse obtido êxito, necessitaria de verificar se houve algum erro cometido no processo de modelação.

Step	Increment	Att	Severe Discon Iter	Equil Iter	Total Iter	Total Time/Freq	Step Time/LPF	Time/LPF Inc
2	19	2	0	1	1	1.71359	0.713594	0.0456139
2	20	1	0	1	1	1.78202	0.782015	0.0684209
2	21	1	0	2	2	1.88465	0.884647	0.102631
2	22	1	0	3	3	2	1	0.115353

Log: Errors | Warnings | Output | Data File | Message File | Status File

Submitted: Wed Oct 29 11:41:18 2014
 Started: Analysis Input File Processor
 Completed: Analysis Input File Processor
 Started: Abaqus/Standard
 Completed: Abaqus/Standard
 Completed: Wed Oct 29 12:12:12 2014

Figura 5.73 – *Job Manager* – *Status Completed*

Fonte: Própria (2014)

Sabendo que o modelo agora está correto, voltou-se no *Module Mesh* para refinar a malha de elementos finitos da infraestrutura.

Clicou-se em *Seed Edges* e clicou-se na opção *Sets/Surfaces*, no canto direito inferior. Habilitou-se a opção “*Highlight Selections in Viewport*” e escolhendo-se o conjunto de dormentes (set-10), clicou-se em *Continue* e atribuiu-se o tamanho da malha de 0,18 em *Approximate global size*. Para o conjunto do lastro (set-5), atribuiu-se o mesmo tamanho (0,18). No sublastro, atribuiu-se 0,2, no reforço do subleito 0,3 e no terreno natural 0,45. Após, clicou-se em *Dismiss* e *Done*. Para gerar a malha, clicou-se em *Mesh Part*, resultando em uma malha igual à da figura 5.74.

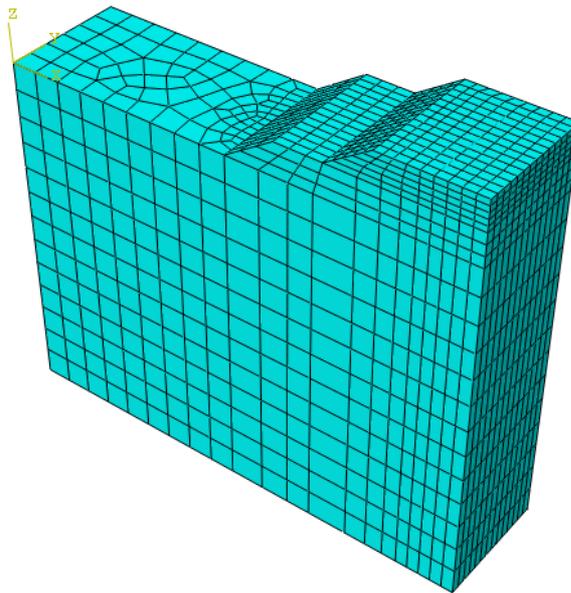


Figura 5.74 – Malha de elementos finitos - refinada

Fonte: Própria (2014)

Com a malha de elementos finitos já refinada, voltou-se ao *Module Job* e submeteu-se novamente à análise, clicando em *Submit*, dentro de *Job Manager*. Em “*Status File*”, pôde-se acompanhar todo o desenvolvimento da simulação, que foi bem sucedida, conforme pode ser visto na figura 5.75. Completo os cálculos (*Status Completed*), clicou-se em *Results*.

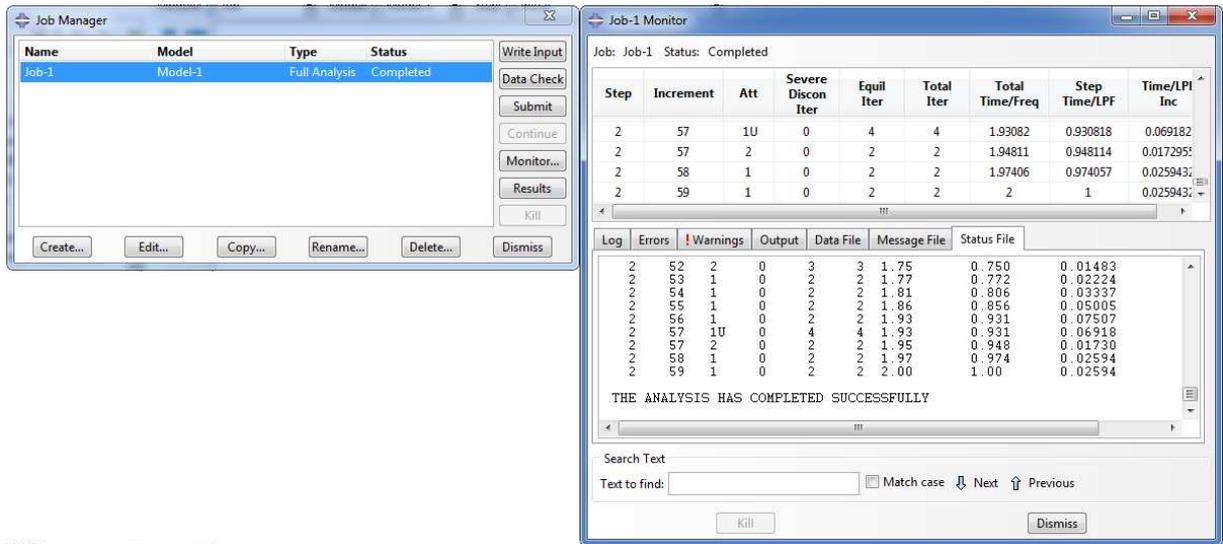


Figura 5.75 – *Job Manager – Status Completed*

Fonte: Própria (2014)

5.4 RESULTADOS DA SIMULAÇÃO NUMÉRICA

No *Module Visualization*, clicou-se em *Plot Symbols on Deformed Shape* para visualização dos resultados. Devido o tamanho dos textos que apresentam os resultados estar muito pequeno, aumentou-se o seu tamanho em: *Viewport – Viewport Annotation Options – Legend – Set Font – Size 14* (figura 5.76).

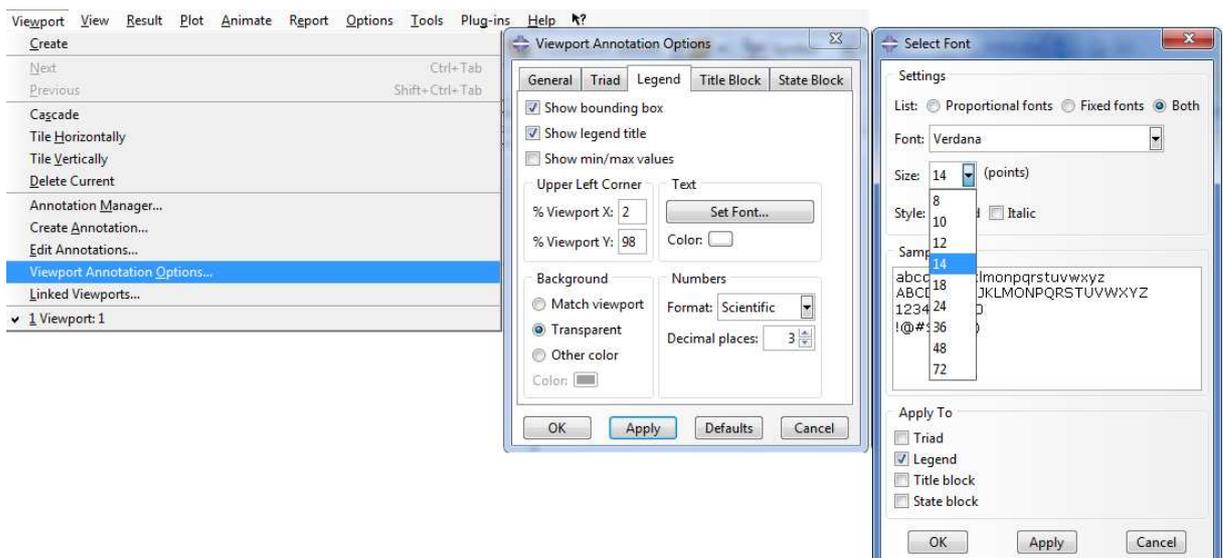


Figura 5.76 – Escala da legenda

Fonte: Própria (2014)

5.4.1 DEFLEXÃO DA VIA

A deflexão da via é o deslocamento de todos os elementos em conjunto. Para a visualização dos deslocamentos em toda a via, em *Field Output Dialog*, escolheu-se a opção *Primary*, U (sigla que representa os deslocamentos) e U3 (sigla que representa os deslocamentos no eixo de Z) (figura 5.77).

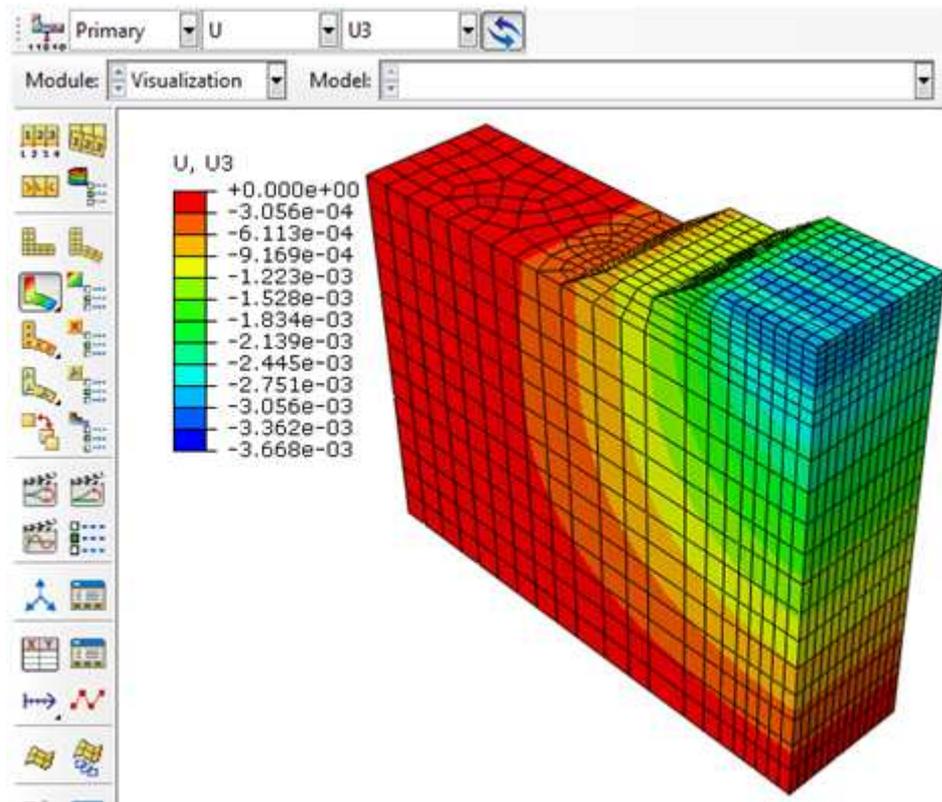


Figura 5.77 – Deslocamentos verticais na via férrea

Fonte: Própria (2014)

Porém ela deve ser medida a nível do trilho. Para se obter este resultado, em *Field Output Dialog*, escolheu-se a opção *Symbol* (para apresentar setas indicando o deslocamento), U (sigla que representa os deslocamentos) e U3 (sigla que representa os deslocamentos no eixo de Z). Para que o programa apresente somente o trilho, clicou-se com o botão direito no MATERIAL TRILHO e clicou-se em *Replace*, onde pode ser visto na figura 5.78 o caminho para se chegar ao material do trilho.

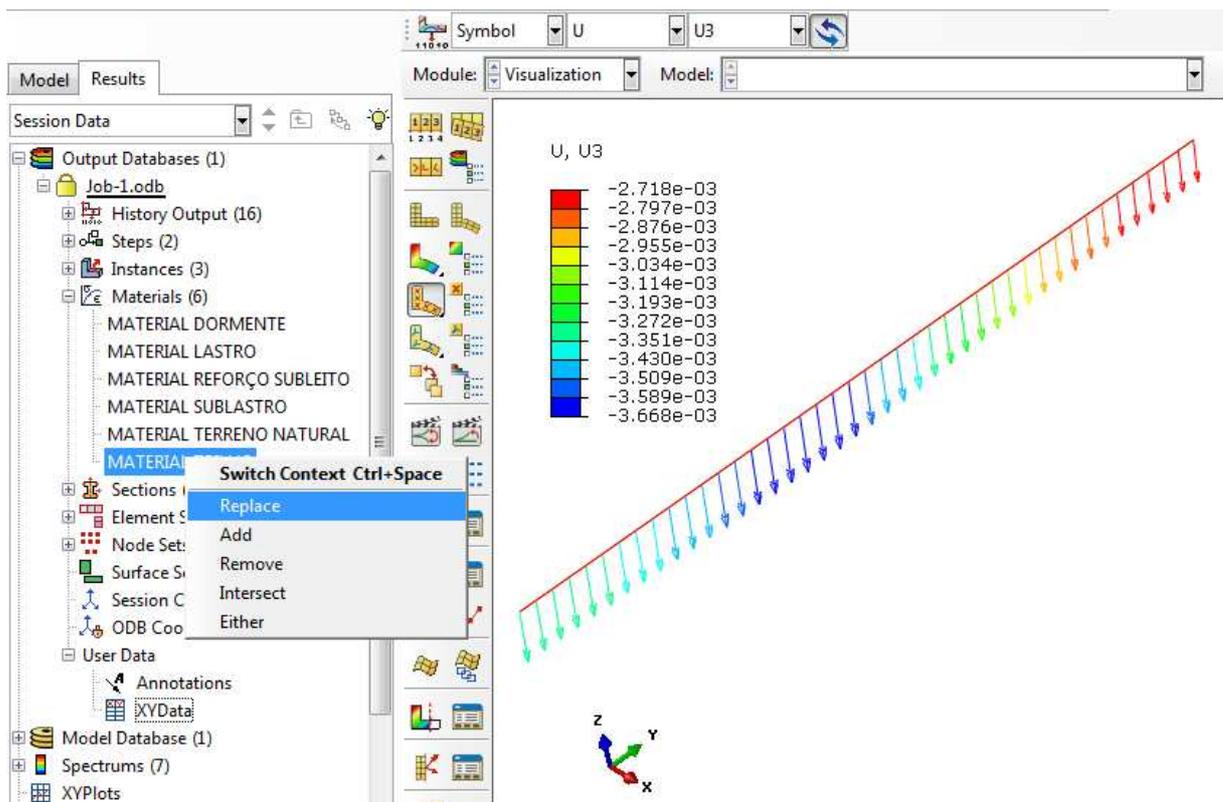


Figura 5.78 – Deslocamentos verticais no trilho

Fonte: Própria (2014)

5.4.2 MOMENTO FLETOR NO TRILHO

Para a visualização do momento fletor atuante no trilho, somente alterou-se em *Field Output Dialog* a sigla para SM (sigla que representa o momento fletor em uma seção) e para SM1 (momento no eixo de X) (figura 5.79).

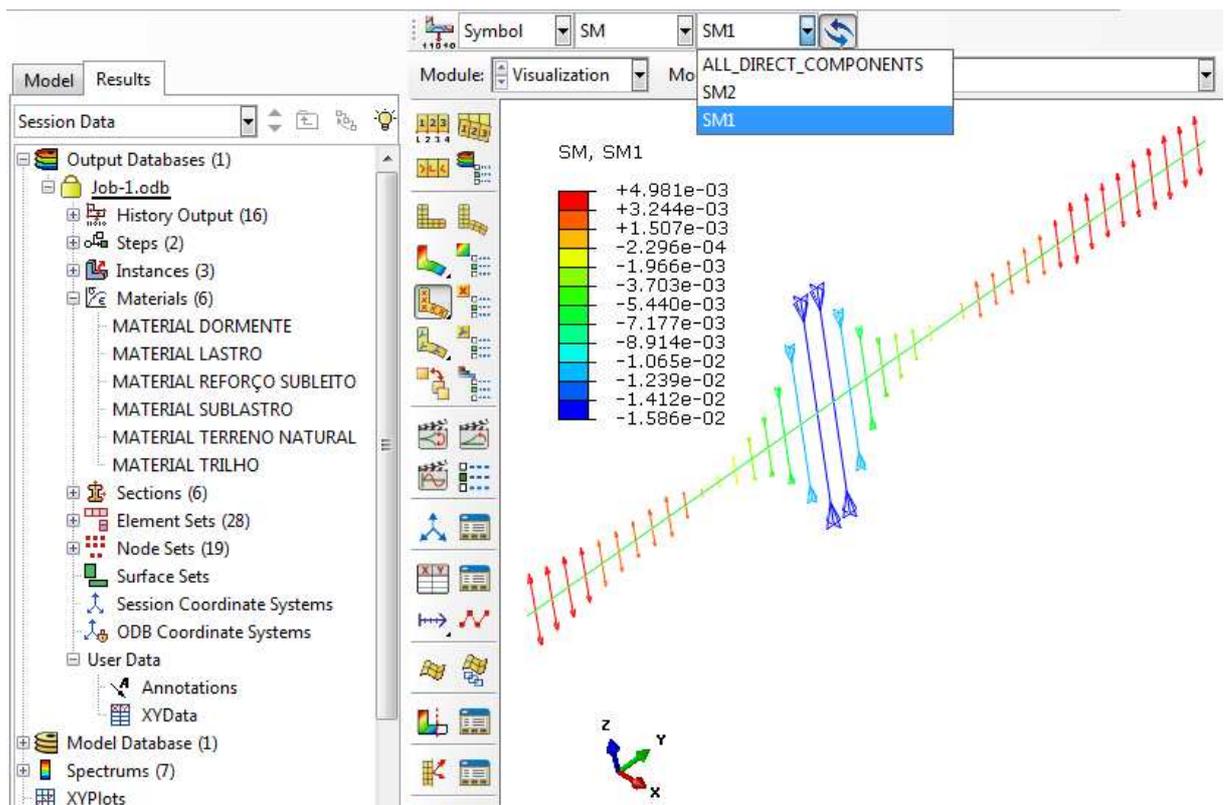


Figura 5.79 – Momento fletor no trilho no eixo de X

Fonte: Própria (2014)

Também verificou-se o momento na direção do eixo de Y (SM2), conforme a figura 5.80.

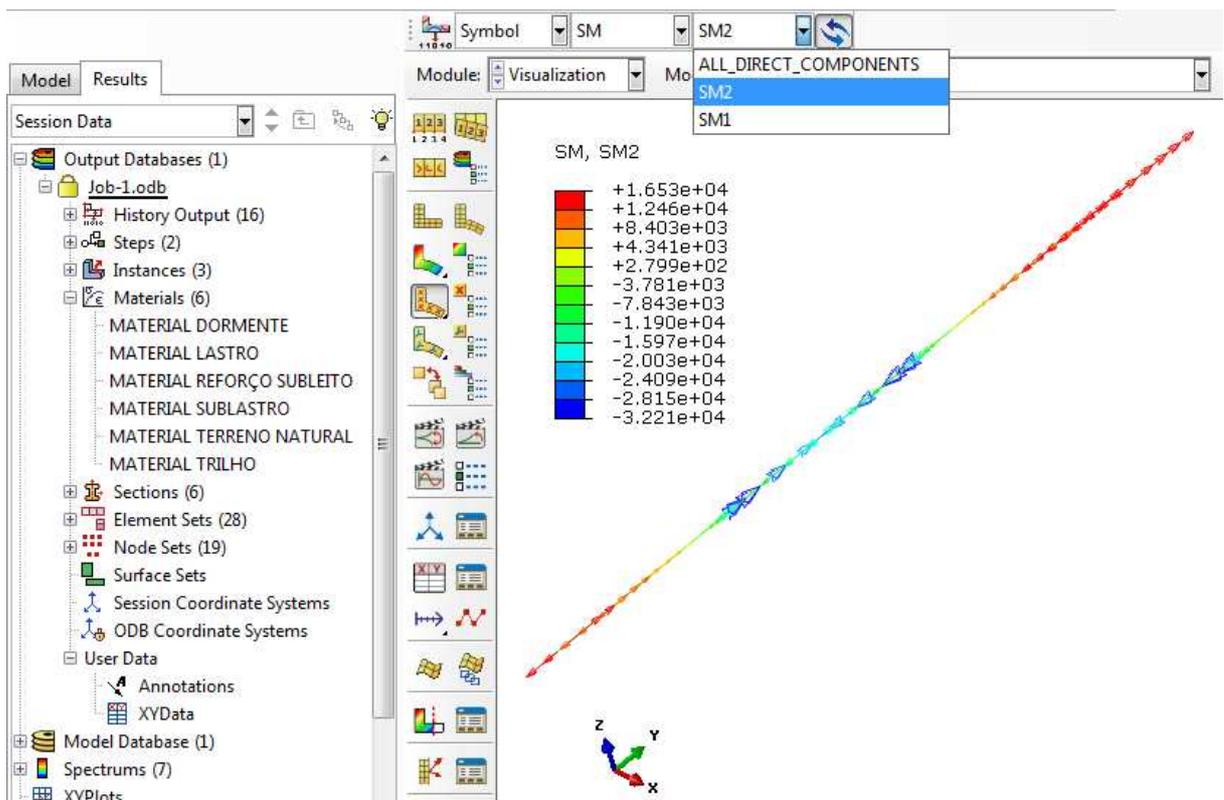


Figura 5.80 – Momento fletor no trilho no eixo de Y

Fonte: Própria (2014)

5.4.3 MOMENTO FLETOR NO DORMENTE

O momento fletor no dormente foi obtido clicando com o botão direito sobre o MATERIAL DORMENTE, *Replace*, e alterando no *Field Output Dialog*, para *Primary*, SM, SM1 (figura 5.81).

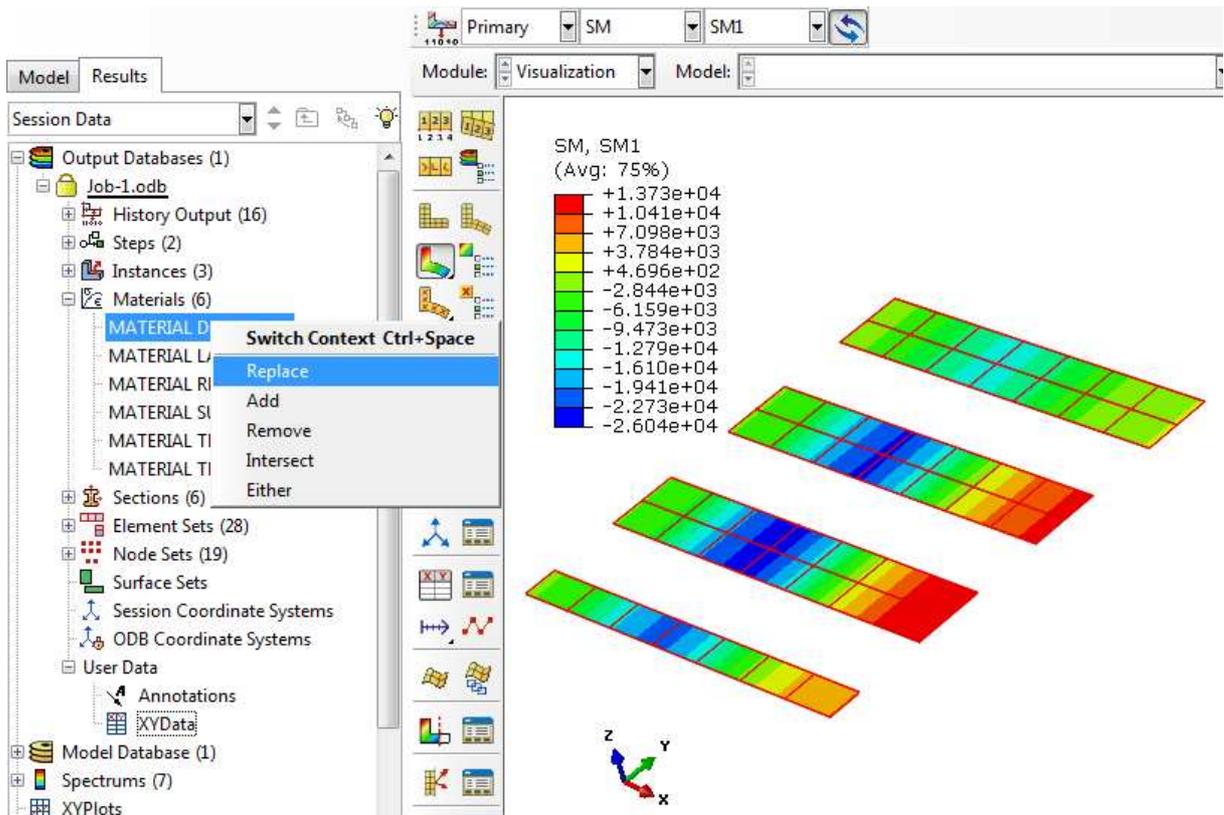


Figura 5.81 – Momento fletor no dormente no eixo de X

Fonte: Própria (2014)

Obteve-se o momento na direção Y, substituiu-se o SM1 para SM2 (figura 5.82).

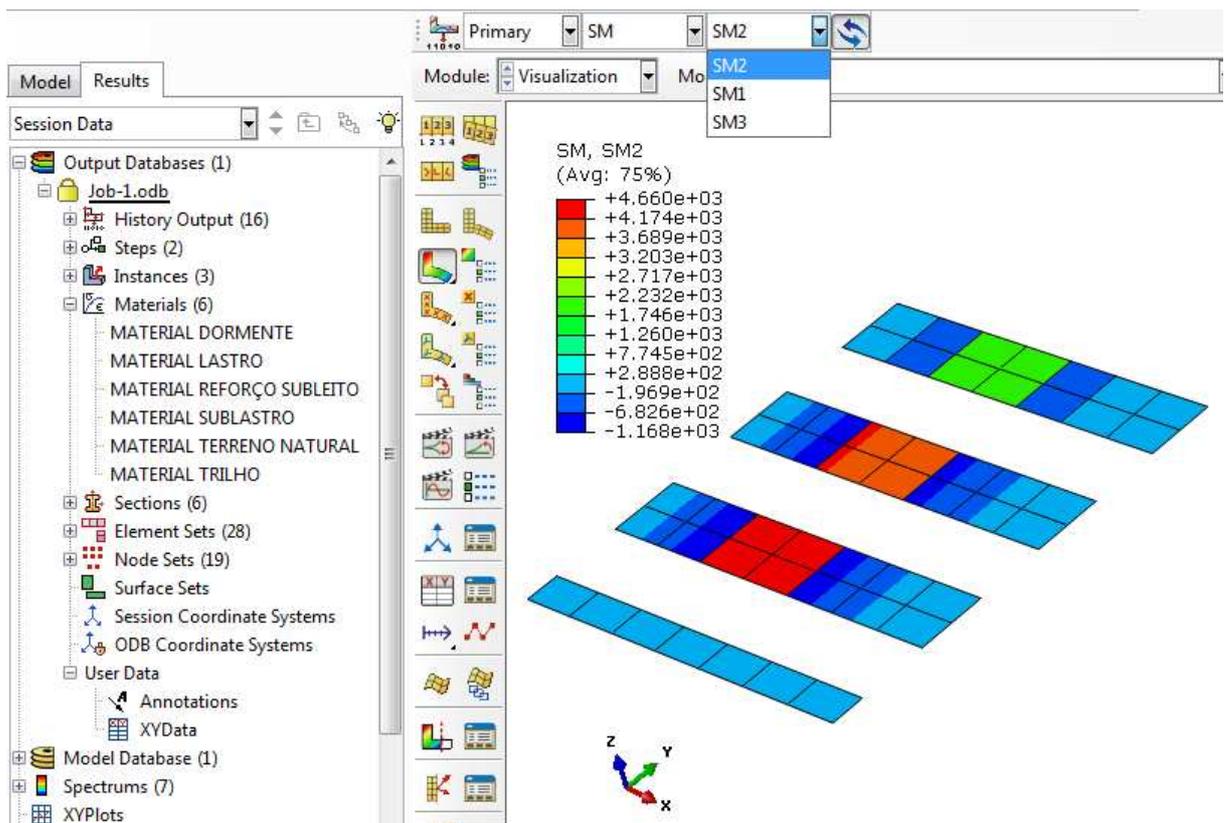


Figura 5.82 – Momento fletor no dormente no eixo de Y

Fonte: Própria (2014)

5.4.4 PRESSÃO NO CONTATO DORMENTE-LASTRO

Alterou-se em *Field Output Dialog*, para *Primary*, S (sigla que representa as tensões) e *Pressure*, clicando com o botão direito sobre o MATERIAL LASTRO e selecionando *Replace*, obteve-se a pressão no contato dormente-lastro figura 5.83.

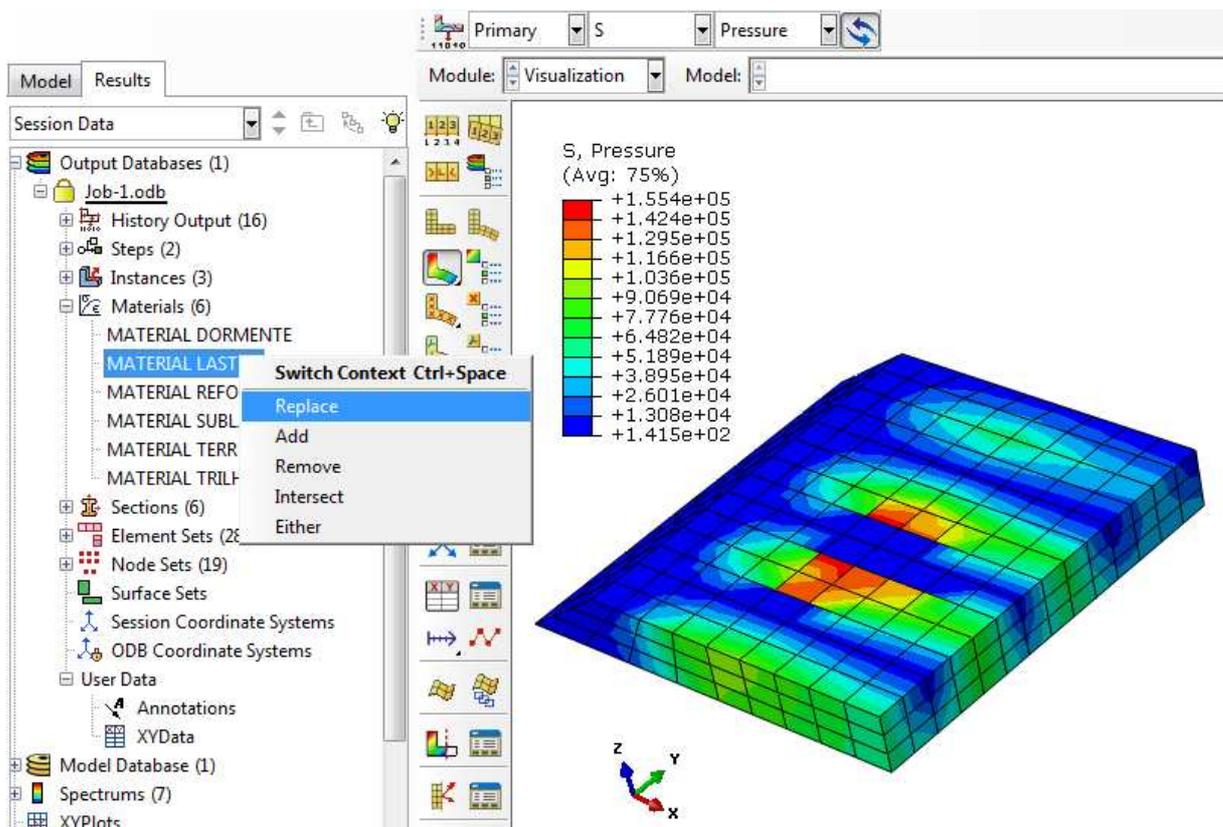


Figura 5.83 – Pressão no contato dormente-lastro

Fonte: Própria (2014)

5.4.5 TENSÃO VERTICAL NO TOPO DO TERRENO NATURAL

Alterou-se em *Field Output Dialog*, para *Primaty*, S (sigla que representa as tensões) e S33 (sigla que representa as tensões no eixo de Z), e clicou-se com o botão direito sobre o MATERIAL TERRENO NATURAL e selecionou-se *Replace*. Os resultados foram expressos conforme a figura 5.84.

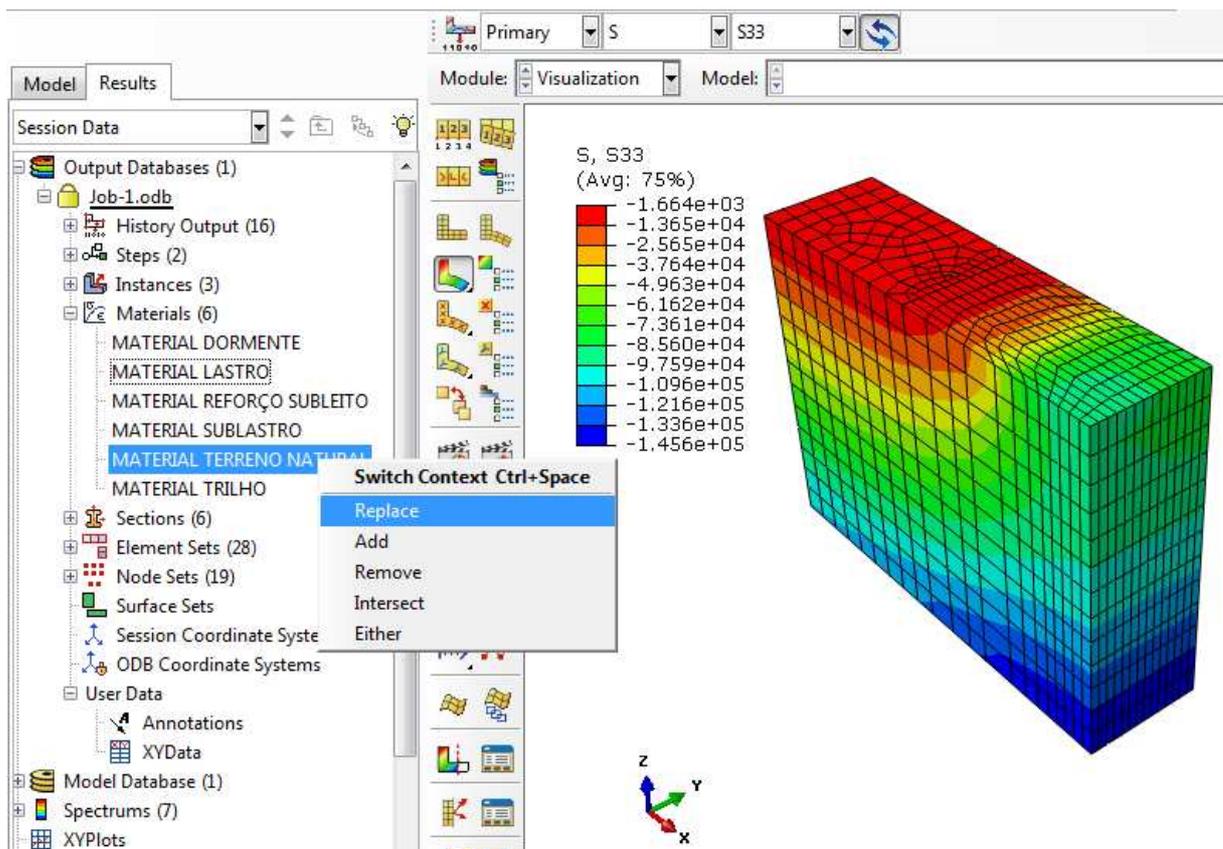


Figura 5.84 – Tensão vertical no topo do terreno natural

Fonte: Própria (2014)

Como a maior tensão não ocorreu no topo do subleito e sim no fundo do terreno natural, traçou-se um gráfico das tensões atuantes somente no topo do subleito.

A princípio, criou-se o caminho onde se deseja obter os resultados, clicando em *Tools – Path – Create*. Em *Create Path*, manteve-se o nome de Path-1 e escolheu-se o tipo *Node list* (figura 5.85). Em *Edit Node List Path*, clicou-se em *Add Before*, selecionou-se alguns pontos da malha de elementos finitos do topo do terreno natural, que estivessem sob o pavimento (figura 5.86), sendo que o gráfico será montado na sequência dos pontos selecionados e clicou-se em *Done* e *ok*.

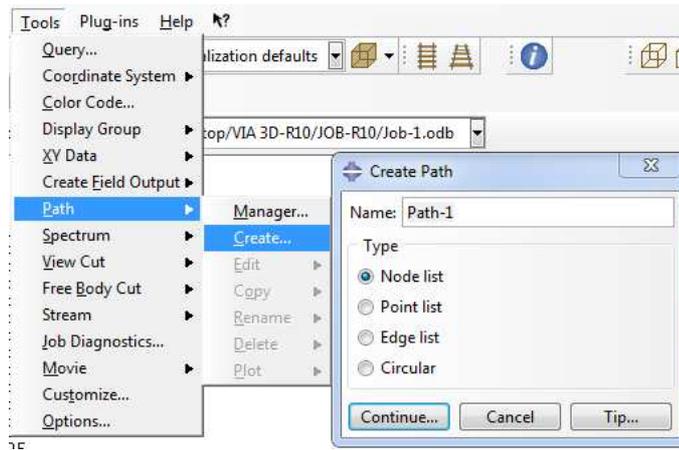


Figura 5.85 – *Create Path*

Fonte: Própria (2014)

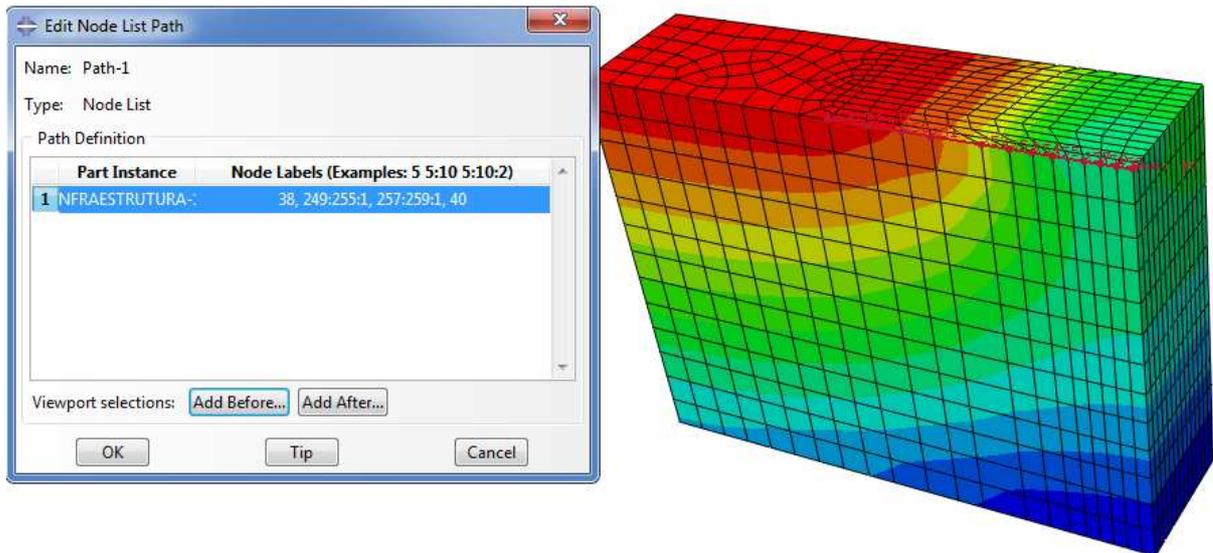


Figura 5.86 – *Edit Node List Path*

Fonte: Própria (2014)

Com o caminho criado, criou-se um gráfico clicando em *Tools – XY Data – Create*. Em *Create XY Data*, escolheu-se a origem *Path* (figura 5.87). Adotou-se o *default*, que já contempla o *Path-1* e o *Field output variable S – S33* e clicou-se em *Plot* (figura 5.88), resultando em um gráfico igual ao da figura 5.89.

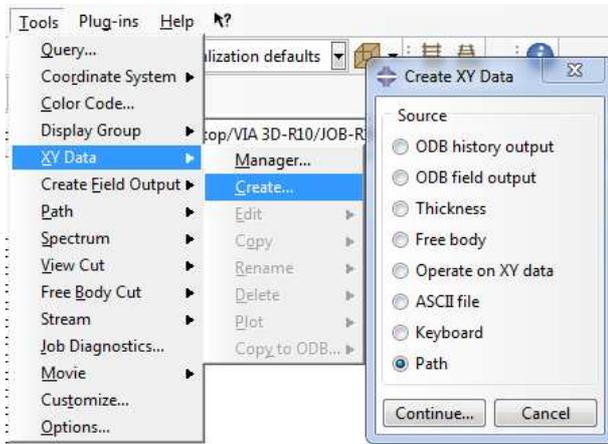


Figura 5.87 – Create XY Data

Fonte: Própria (2014)

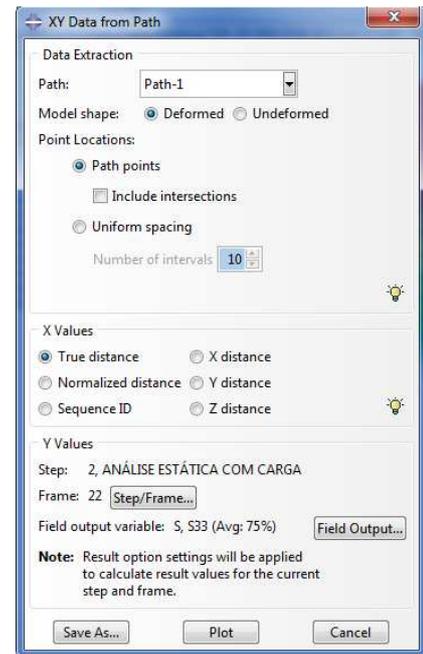


Figura 5.88 – XY Data From Path

Fonte: Própria (2014)

Para editar o gráfico, com duplo clique no eixo das abscissas ou das ordenadas, há a opção de edição. Na aba *Axes*, em *Font*, alterou-se o tamanho da letra para *Size 14*.

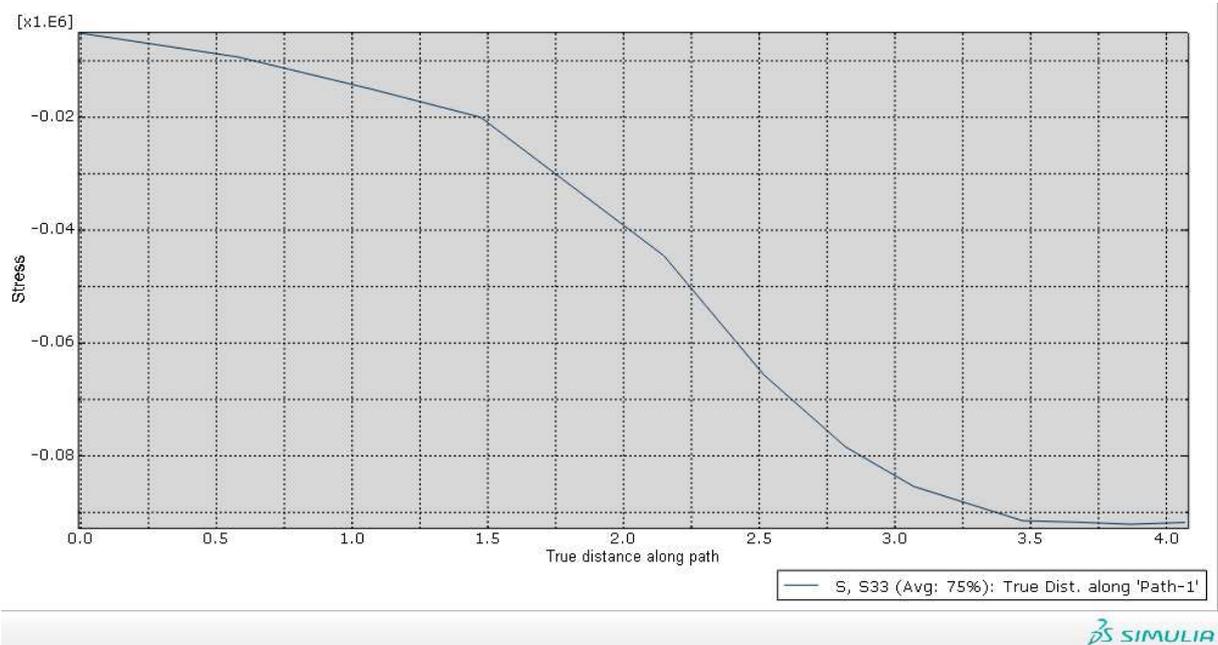


Figura 5.89 – Gráfico das tensões verticais no topo do subleito sob o pavimento

Fonte: Própria (2014)

Para sair do gráfico, clicou-se com o botão direito em MATERIAL TERRENO NATURAL e *Replace*.

5.4.6 MÓDULO DE VIA

Segundo a definição, o módulo de via é a relação entre a carga uniformemente distribuída por unidade de comprimento de trilho, pela deflexão unitária ocasionada na via. Para simular esta situação, teve-se que alterar o modo de carregamento, pois estava-se utilizando no modelo uma carga pontual e agora deverá utilizar-se uma carga uniformemente distribuída ao longo da via.

Para se determinar esta carga, considerou-se que o modelo simula a carga de 3 rodas por trilho, com a carga de -224000 N cada roda e a extensão do trilho de 2,095m x 3, devido a condição de simetria.

Portanto, multiplicando as cargas de roda ($-224000\text{N} \times 3 = -672000\text{N}$) e o comprimento do trilho ($2,095\text{m} \times 3 = 6,3\text{m}$) e dividindo a carga total pelo comprimento total ($-672000\text{N} / 6,3\text{m}$), resulta em aproximadamente -106667N/m , que será a carga distribuída a ser utilizada na simulação.

Antes de se alterar a modelação para o cálculo do módulo de via, salvou-se o modelo e também copiou-se os arquivos de saída que contém os resultados da modelação para uma pasta específica, a fim de guardar o modelo já criado. Os resultados da modelação encontram-se na pasta C:\temp.

Para a criação de outro modelo, utilizou-se o criado. Retornou-se ao *Module Load*, em *Load Manager* e deletou-se o carregamento CARGA DE RODA. Criou-se outro com o mesmo nome, no *step* ANÁLISE ESTÁTICA COM CARGA, na categoria *Mechanical*, do tipo *Line Load*. Selecionou-se todas as partições do trilho, que será o local onde se aplicará a carga distribuída e clicou-se em *Done*. Em *Edit Load*, informou-se a carga linear distribuída de -106667 N/m na componente 3 (vertical), conforme figura 5.90.

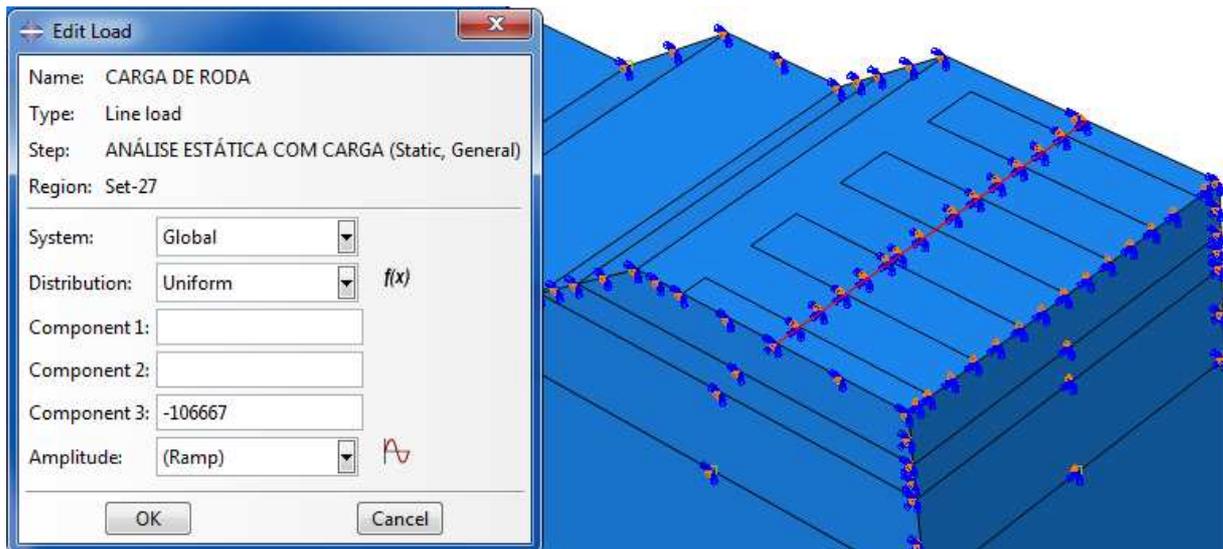


Figura 5.90 – Carga uniformemente distribuída

Fonte: Própria (2014)

Para evitar que houvesse recalques diferenciais, restringiu-se também as rotações do trilho. Em *Boundary Condition Manager*, editou-se a RESTRIÇÃO TRILHO e acrescentou-se as restrições de rotação em todas as direções (UR1, UR2 e UR3) (figura 5.91).

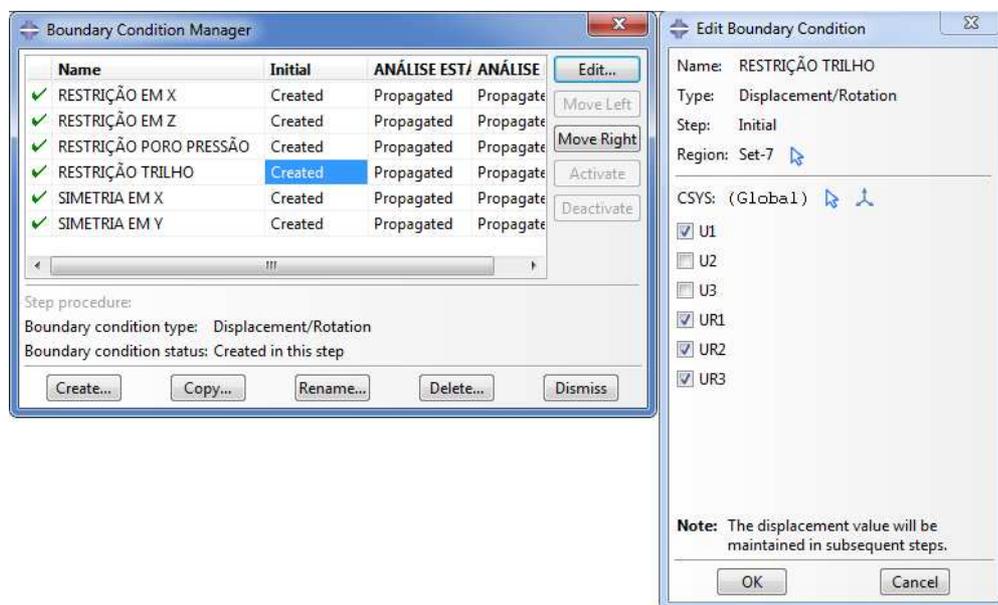


Figura 5.91 – Restrição das rotações do trilho

Fonte: Própria (2014)

Voltou-se ao *Module Job*, em *Job Manager*, sem a necessidade de se criar outro *Job*, submeteu-se novamente aos cálculos. Os cálculos convergiram com sucesso (figura 5.92) e então visualizou-se os resultados, clicando em *Results*.

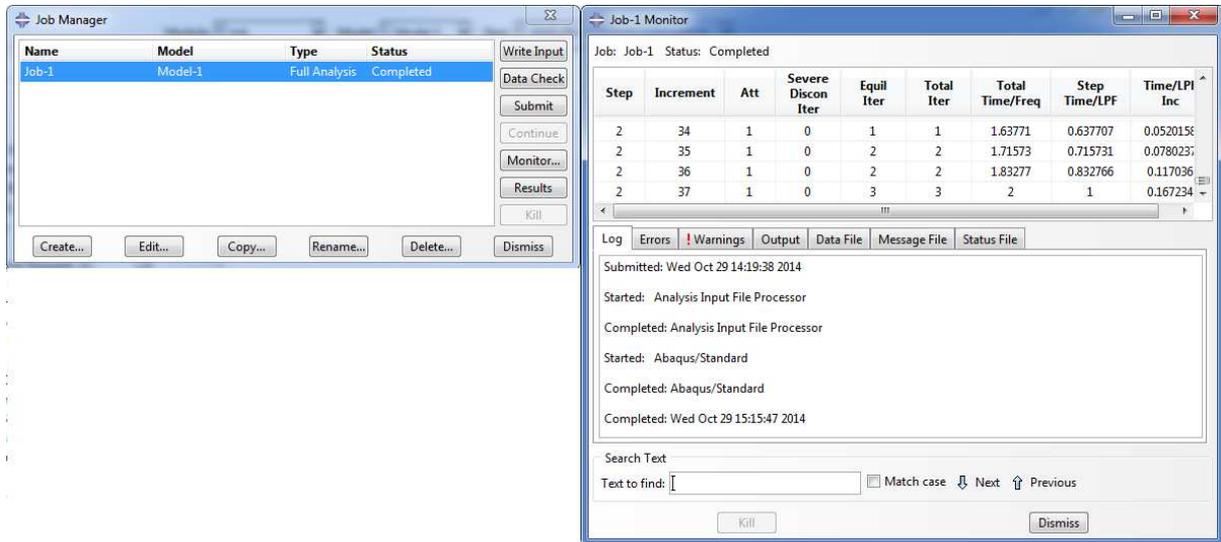


Figura 5.92 – *Job Manager* – *Status Completed*

Fonte: Própria (2014)

Para a visualização dos deslocamentos na via toda, em *Field Output Dialog*, escolheu-se a opção *Primary*, U (sigla que representa os deslocamentos) e U3 (sigla que representa os deslocamentos no eixo de Z) (figura 5.93).

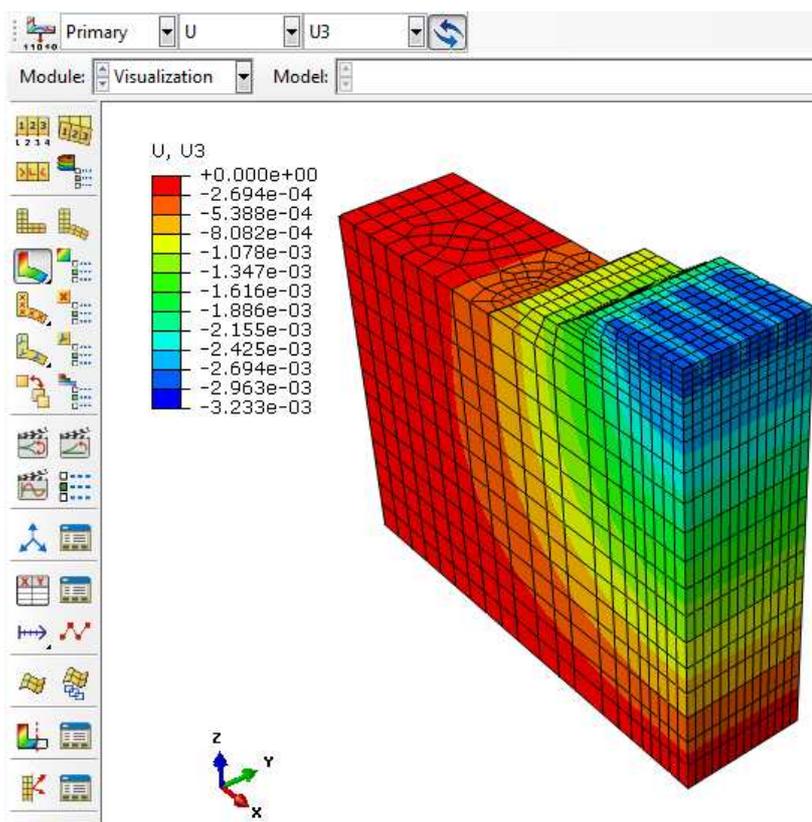


Figura 5.93 – Deslocamentos verticais da via férrea

Fonte: Própria (2014)

Porém, como os deslocamentos devem ser analisados a nível do trilho, clicou-se em *Field Output Dialog*, escolheu-se a opção *Symbol* (para apresentar setas indicando o deslocamento), U (sigla que representa os deslocamentos) e U3 (sigla que representa os deslocamentos no eixo de Z). Para que o programa apresente somente o trilho, clicou-se com o botão direito em MATERIAL TRILHO e clicou-se em *Replace*, onde pode ser visto na figura 5.94.

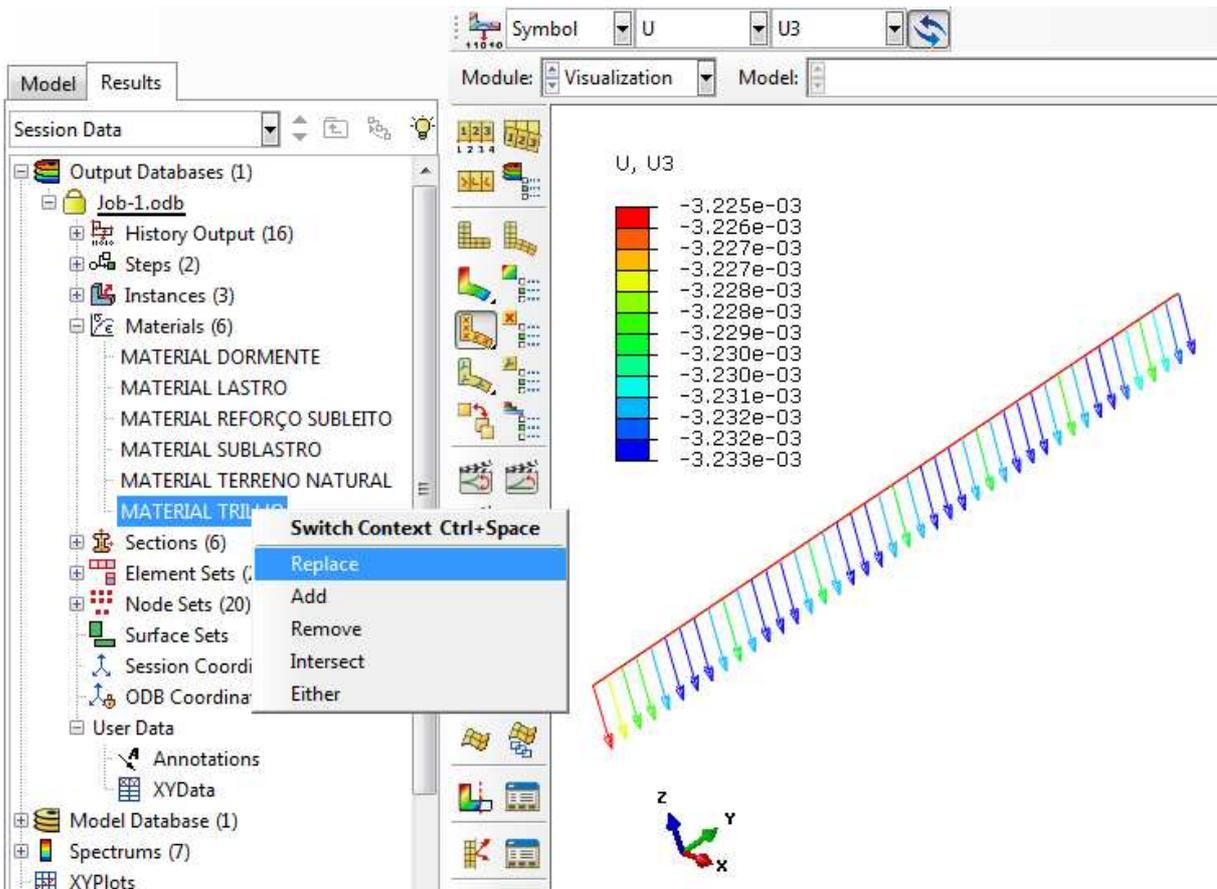


Figura 5.94 – Deslocamentos verticais no trilho

Fonte: Própria (2014)

6 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos na simulação numérica são quantitativos e ainda necessitam ser avaliados e comparados aos critérios de dimensionamento, que indicarão qualitativamente o que cada valor representa.

A verificação consiste em comparar os resultados da simulação com especificações de: i) deflexão da via; ii) módulo de via; iii) tensão de flexão no trilho; iv) momento fletor no dormente; v) pressão no contato dormente-lastro e vi) tensão no topo do terreno natural.

No quadro 6.1 são comparados os máximos valores atuantes na estrutura da via com as especificações dos parâmetros listados acima.

A máxima deflexão atuante da via foi obtida na figura 5.78.

O cálculo do módulo de via foi realizado pela equação 6.1, onde a deflexão do trilho foi obtida na figura 5.94.

$$u = \frac{\text{Carga Uniformemente distribuída}}{\text{Deflexão do trilho}} = \frac{-106667 \text{ N/m}}{-0,00323 \text{ m}} = 33 \text{ MPa} \quad (6.1)$$

A tensão de flexão atuante no trilho foi calculada pela equação 4.4, já apresentada anteriormente, e reescreve-se abaixo. O máximo momento atuante no trilho foi obtido na figura 5.80.

$$\sigma = \frac{M_o}{W} = \frac{32210 \text{ N/m}}{0,0003916 \text{ m}^3} = 82,3 \text{ MPa} = 8,23 \text{ kgf/mm}^2$$

O máximo momento fletor atuante no dormente foi obtido na figura 5.81.

A máxima pressão atuante no contato dormente-lastro foi obtida na figura 5.83.

A tensão vertical admissível no topo do terreno natural foi calculada pela fórmula 4.11 de Heukelom e Klomp (1962), e reescreve-se abaixo:

$$\sigma_{v \text{ adm}} = \frac{0,006 \cdot M_R}{1 + 0,7 \log N} = \frac{0,006 \cdot (110 \text{ Mpa})}{1 + 0,7 \log(39500000)} = 0,105 \text{ MPa}$$

A máxima tensão atuante no topo do terreno natural foi obtida na figura 5.89.

Quadro 6.1 - Avaliação dos resultados

Critérios de Dimensionamento	Máximo valor Atuante	Admissível / Fonte	
Deflexão da Via [mm]	3,67	3,3 - 5,1	Hay (1982)
Módulo de Via [MPa]	33	>14	Stopatto (1987)
Tensão de Flexão no Trilho [kgf/mm ²]	8,23	17,5	AREMA (2013)
Momento Fletor no Dormente [N.m]	26040	34560	AREA (1981)
Pressão no Contato Dormente-Lastro [MPa]	0,155	0,586	AREMA (2013)
Tensão Vertical no Topo do Terreno Natural [MPa]	0,093	0,1045	Heukelom e Klomp (1962)

Fonte: Própria (2014)

Os resultados apresentados indicaram que o dimensionamento está atendendo os parâmetros prescritos na literatura.

7 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

7.1 CONCLUSÕES

Foi possível a elaboração do tutorial da via férrea 3D pelo programa Abaqus/CAE 6.13 descrevendo de forma simples e detalhada todo o seu processo.

A análise mecânica da via férrea pelo método dos elementos finitos permitiu considerar diversos fatores do pavimento ferroviário que os métodos clássicos não contemplam e dentre estes fatores destacaram-se: i) a possibilidade de analisar a via como um conjunto; ii) a disponibilidade de modelar qualquer geometria; iii) a consideração de diversos parâmetros dos materiais, inclusive um modelo constitutivo de plasticidade iv) a influência de 6 cargas de roda nos resultados obtidos e v) aplicação de gravidade e nível d'água.

A análise tridimensional da via simulou todo o comportamento mecânico da via, inclusive em direções que normalmente não são analisadas em modelos bidimensionais ou axissimétricos e estas mostraram-se influentes em seu dimensionamento.

Todos os resultados da simulação apresentaram-se adequados e dentro dos valores especificados na literatura, porém recomenda-se a validação e calibração do modelo com resultados obtidos em ensaios *in situ* de ferrovias de bom desempenho.

O processo de modelação demandou alto custo de tempo devido à complexidade do problema, sendo válido para projetos executivos e pesquisas acadêmicas.

7.2 TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para trabalhos futuros, indicam-se:

i) Proceder a um estudo paramétrico que vise otimizar soluções estruturais e avaliar o comportamento mecânico da estrutura com o modelo apresentado neste trabalho;

ii) Calibrar o modelo e comparar com ensaios de campo;

iii) Introduzir na modelagem a utilização de geossintéticos e estudar o seu comportamento;

iv) Efetuar uma análise dinâmica da via e comparar com a análise estática simulada neste estudo.

REFERÊNCIAS

ABAQUS 6.1. **Abaqus/CAE User's Manual**. Rising Sun Mills: Dessault Systèmes Simulia Corp., 2010.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7964/1983: Plataforma para Via Férrea**. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 7590/2012: Trilho Vignole – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2012.

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

ALIAS, J. **La Voie Ferrée: Techniques de Construction et d'entretien**. 2 ed. Paris: Eyrolles, 1984. 514 p.

BASTOS P. S. S. **Análise Experimental de Dormentes de Concreto Protendido Reforçados Com Fibra de Aço**. 1999. 256 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.

BRANCO F.; PEREIRA P.; SANTOS L. P. **Pavimentos Rodoviários**. Coimbra: Almedina, 2006.

BRINA E. L. **Estradas de Ferro 1**. 2 ed. Belo Horizonte: UFMG, 1988, v. 1.

CBTU - COMPANHIA BRASILEIRA DE TRENS URBANOS. **Especificação de Material – Via Permanente**. São Paulo: CBTU, 2011. EMVP/CBTU.

DELGADO B. G. **Análise da Deformabilidade de um Solo Tropical do Oeste do Maranhão como Material de Sublastro na Estrada de Ferro Carajás**. 2012. 131 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2012.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Estudos Geotécnicos nos Projetos de Engenharia de Infraestrutura Ferroviária**. Brasil, [20--?]. Disponível em < <http://www.dnit.gov.br/sala-de-imprensa/isf-207-estudos-geotecnicos.pdf> >. Acesso em: 06 nov. 2013.

DYNATEST ENGENHARIA Ltda. **Análise Estrutural da Via Permanente Ferroviária**. São Paulo, 1993.

ESVELD, C. **Modern Railway Track**. Zaltbommel: MRT Production, 2001. 654 p.

FERNANDES M. M. **Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios fundamentais**. 3 ed. Porto: FEUP, 2006. v. 1.

FERREIRA P. D. **Modelling and Prediction of the dynamic Behaviour of Railway Infrastructures at Very High Speeds**. 2010. Tese (Doutorado) – Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.

FORTUNATO, E. M. C. **Renovação de Plataformas Ferroviárias: Estudo Relativo à Capacidade de Carga**. 2005. 577 p. Tese (Doutorado) - LNEC/Universidade do Porto, Lisboa, 2005.

GOMES J. J. P. **Racionalização do Dimensionamento da Superestrutura Ferroviária e Camada Final de Terraplenagem**. 1984. 102 p. Dissertação (Mestrado) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 1984.

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

INDRARATNA B.; SALIM W.; RUJIKIATKAMJORN C. **Advanced Rail Geotechnology – Ballasted Track**. London: Taylor & Francis Group, 2011. 414 p.

IPT - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO. **Determinação experimental do módulo de via**. São Paulo, 1985.

UIC – INTERNATIONAL UNION OF RAILWAYS. **Ouvrages en Terre et Couches d’Assise Ferroviaires**. 1^{éme} édition. 1989. Code UIC 719R.

UIC – INTERNATIONAL UNION OF RAILWAYS. **Ouvrages en Terre et Couches d’Assise Ferroviaires**. 2^{éme} édition. 1994. Code UIC 719R.

KERR, A. D. **On the Stress Analysis of rails and Ties**. American railway Engineering Association – AREA, Bulletin 659, v. 78. 1977.

KLINCEVICIUS, M. G. Y. **Estudo de Propriedades, de Tensões e do Comportamento Mecânico de Lastros Ferroviários**. 2011. 156 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

LI, D.; SELIG, E. T. **Evaluation and remediation of potential railway subgrade problems under repeated heavy axle load**. Association of American Railroads, Report R-884. Chicago, 1995.

LICHTBERGER B. **Track Compendium**. Hamburg: Kessler, 2005.

MARTHA L. F. **Métodos Básicos da Análise de Estruturas – Método dos Deslocamentos**. 193-230 p. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, [20--]. Apostila do curso de Engenharia Civil.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997, 380p.

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES. **Ferrovias**. Brasil, (2013). Disponível em <<http://www2.transportes.gov.br/bit/03-ferro/pac-ferro.html>>. Acesso em: 06 nov. 2013.

MUNIZ E SPADA ENGENHEIROS CONSULTORES Ltda. **Procedimentos de Verificação de Análise Mecanicista**. Rio de Janeiro, [20--].

ORE - Office Research and Experiments. **Question D71. Sollicitation de la Voie, du Ballast et de la Plateforme sous l'Action des Changes Roulantes. Sollicitations des Traverses en Béton**. Rapport n° 9. Utrecht, 1969.

PACHA, R. S. **Hidroviás e Ferrovias**. Pará: Universidade Federal do Pará, 2003. Notas de aula do curso de Engenharia Civil.

PAIVA, C. E. L.; GUIMARÃES, C. A. B. **Estudo das Solicitações Atuantes nas Infraestruturas Viárias**. In: ANPET, 7. 1993, São Paulo.

PINA H. **Métodos Numéricos**. Lisboa: McGraw-Hill, 1995.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3 ed. São Paulo: Oficina da Textos, 2006. 367 p.

PITA, A. L. **Infraestructuras Ferroviarias**. España: UPC, 2006.

PORTO, T. G. **Ferrovias**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 2004. Apostila do curso de Engenharia Civil.

PROFILIDIS, V. A. **Railway Engineering**. Ashgate: Avebury Technical, 1995.

PAC - PROGRAMA DE ACELERAÇÃO DO CRESCIMENTO. **Ferrovias**. Brasil, (2014). Disponível em <<http://www.pac.gov.br/transportes/ferrovias>>. Acesso em: 10 out. 2014.

RAYMOND, G. P. **Analysis of Track Support and Determination of Track Modulus**. Transportation Research Record 1022, TRB. Washington, 1985.

RIVES, F. O.; PITA A. L. e PUENTES M. J. M. **Tratado de Ferrocarriles**. Madri: Rueda, 1977.

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

SILVA J. P. M. **Os Métodos de Equilíbrio Limite e dos Elementos Finitos na Análise de Estabilidade de Taludes**. 2011. 149 p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2011.

SILVA L. F. M. **Fundamentos Teórico-Experimentais da Mecânica dos Pavimentos Ferroviários e Esboço de um Sistema de Gerência Aplicado à Manutenção da Via Permanente**. 2002. 333 p. Tese (Doutorado) – Instituto Alberto Luiz Coimbra a Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

SILVA L. F. M. *et al.* **Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos para o Redimensionamento da Dormentação da Malha Ferroviária do Sudoeste Brasileiro**. In: ANPET, 8º. [20--], Rio de Janeiro.

SOUZA R. M. **O Método dos Elementos Finitos Aplicado ao Problema de Condução de Calor**. Belém: Universidade Federal do Pará, 2003. Apostila do curso de Engenharia Civil.

SPADA, J. L. G. **Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão-Deformação da Via Férrea**. 2003. 200 p. Tese (Doutorado) – Instituto Alberto Luiz Coimbra a Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

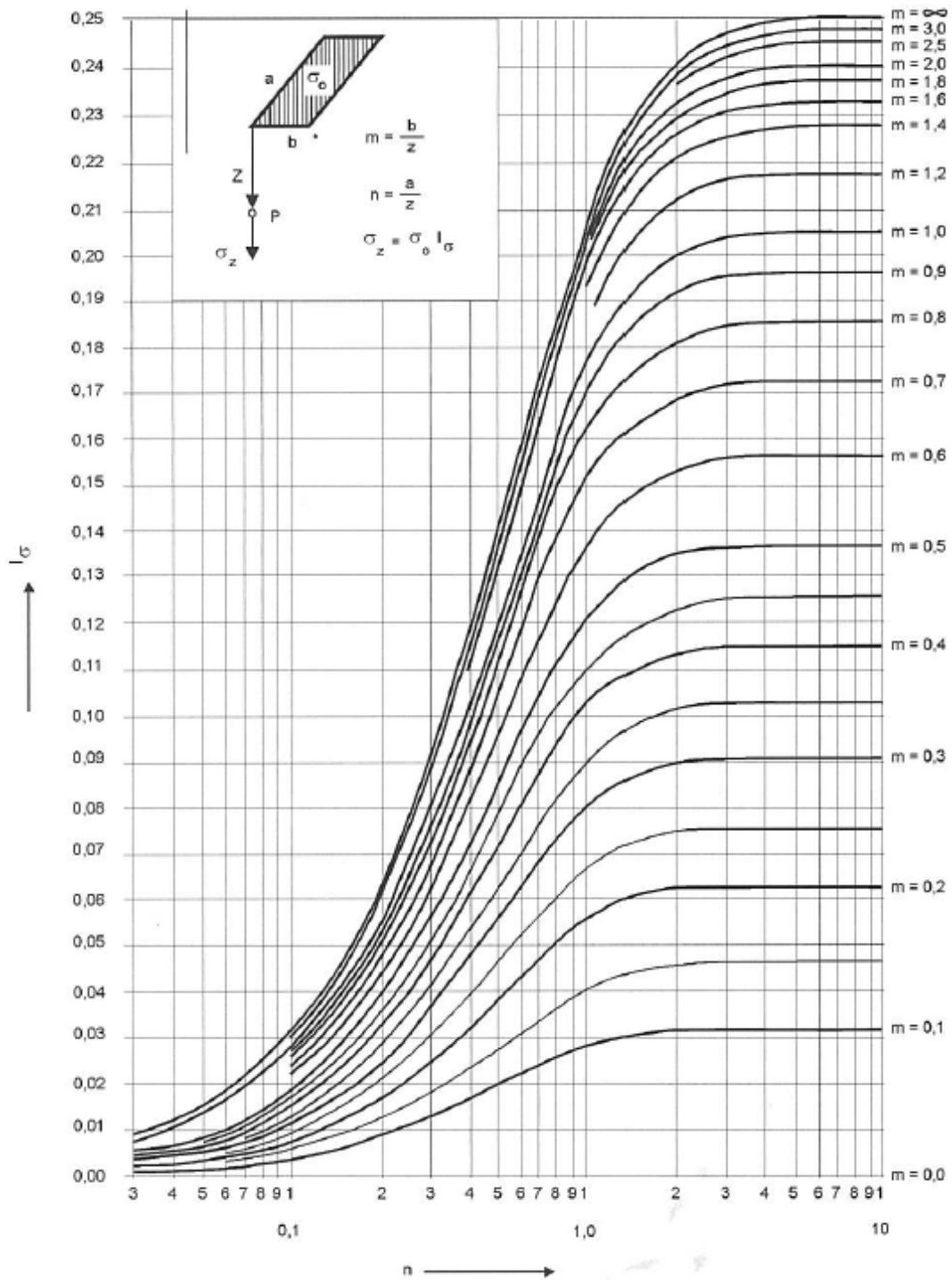
STOPATTO S. **Via Permanente Ferroviária: conceitos e aplicações**. São Paulo: EDUSP, 1987, 251 p.

SUCENA, L. G. **A influência dos Transportes Ferroviários Urbanos na Qualidade Ambiental da Cidade do Rio de Janeiro**. Rio de Janeiro, 2002.

SUCENA, M. P. **Sistemas de Transporte Ferroviário**. Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia, 2004. Notas de aula do curso de Engenharia Civil.

TALBOT A. N. **Second Progress Report of the Special Committee to Report on Stresses in Railroad Track**. 645-814 p. Chairman: AREA Proceedings, 1919.

ANEXOS



Anexo 1: Tensões verticais induzidas por carga uniformemente distribuída em área retangular

Fonte: Newmark (1935) *apud* Pinto (2006)

 **FATEC-SP**
FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO
Departamento de Transportes e Obras de Terra

São Paulo, 04 de novembro de 2014.

Ao

Sr. Flávio Massayuki Kuwajima

Diretor de Engenharia da Infra 7 Engenharia e Consultoria Ltda.

Capital – SP

Prezado Senhor

O Curso Superior de Tecnologia em Construção Civil – Modalidade Movimento de Terra e Pavimentação, da Faculdade de Tecnologia de São Paulo – FATEC-SP, implantou a partir do ano letivo de 2009, como componente curricular obrigatória, a disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) em sua grade curricular.

O discente Vítor Oliveira Santos Vizini, matrícula nº 12109677, é aluno regularmente matriculado, e este deve apresentar seu TCC no mês de dezembro de 2014.

O trabalho de pesquisa deste discente utiliza o software denominado Abaqus/CAE 6.13, cuja licença é de propriedade da empresa Infra 7 Engenharia e Consultoria Ltda.

Assim sendo, solicitamos à V.Sa. autorização para essa utilização.

Atenciosamente



Prof. Décio Moreira
RG. 6.428.484-0
Chefe do Deptº de T.O.T
FATEC-SP

De acordo:



Flávio Massayuki Kuwajima

Anexo 2: Autorização para uso do software Abaqus/CAE 6.13

Fonte: Própria (2014)