

UMA ABORDAGEM DE MECÂNICA DOS PAVIMENTOS APLICADA AO  
ENTENDIMENTO DO MECANISMO DE COMPORTAMENTO  
TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA VIA FÉRREA

Jorge Luís Goudene Spada

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS  
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA  
CIVIL

Aprovada por:

---

Prof<sup>a</sup> Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

---

Prof. Jacques de Medina, L.D.

---

Prof. Hostilio Xavier Ratton Neto, Dr.

---

Prof. Régis Martins Rodrigues, D.Sc.

---

Prof. Salomão Pinto, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

FEVEREIRO DE 2003

GOUDENE SPADA, JORGE LUÍS

Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão-Deformação da Via Férrea [Rio de Janeiro] 2002

XI, 240p. 29,7cm (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil, 2003)

Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Ferrovias
2. Mecânica dos Pavimentos
3. Comportamento Tensão-Deformação  
I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

À memória do meu Pai  
que me passou a perseverança

À minha Mãe,  
pelo estímulo que sempre me  
passou

À Analice, Letícia,  
Cláudio e Marieta

## AGRADECIMENTOS

Quero externar o meu profundo agradecimento a COPPE por ter me acolhido desde 1986, ano de início do meu mestrado, e ter propiciado a mim um permanente acesso ao conhecimento ao longo destes anos, até chegar aos dias de hoje.

Agradeço a energia e a boa vontade que as pessoas listadas, a seguir, despenderam comigo e com o propósito da realização desta tese.

*Prof<sup>ª</sup> Laura* – pela orientação segura e exigente durante a elaboração desta tese.

*Prof. Medina* – pelo permanente estímulo no aprofundamento do saber da via férrea.

Do *Eng<sup>º</sup> Álvaro Augusto Dellê Vianna* e dos *Técnicos Amilton Portes Ferreira, Luiz Mário Fernandes, Max Gomes de Souza, Luiz Carlos de Oliveira e Marcos Pereira Antunes*, nos trabalhos de campo, que consumiram altas doses de energia e vontade, e nos ensaios de laboratório.

Aos *Eng<sup>os</sup> Atahualpa Schmitz da Silva Prego e Francisco Robertson Pinto*, à época Secretário de Transportes do Estado do Rio de Janeiro, que foram decisivos para a viabilização do Convênio COPPE-FLUMITRENS.

Aos *Eng<sup>os</sup> Ary Arruda Filho e Hélio Suêvo Rodriguez*, ambos, à época, pertencentes à FLUMITRENS, pelo apoio prestado quando da realização dos trabalhos de campo como na passagem do conhecimentos das questões ferroviárias até os dias de hoje.

Aos *Eng<sup>os</sup> Walter Vidon Júnior* pela doação de bibliografia que enriqueceram o desenvolvimento da tese.

Ao Marcio, meu irmão, e aos meus filhos pela atenção que puderam dar à minha mãe durante o período final da tese me liberando para dar conta da mesma dentro do prazo.

Ao *Prof. Régis Martins Rodrigues*, pelo suporte dado durante a utilização do programa Ferrovia.

À *Eng<sup>ª</sup> Patrícia Franklin Guimarães*, pelo trabalho de editoração da tese e a prontidão na solução das questões que surgiram durante este trabalho.

Aos colegas da Muniz & Spada que direta ou indiretamente se envolveram com a concretização desta tese.

*Ao Eng<sup>o</sup> Luiz Francisco Muniz da Silva, companheiro, amigo e sócio nesta vida.*

*À Dra. Cássia Chaves, pela orientação segura e dedicada no estudo de uma disciplina chamada Jorge Spada e Família.*

E finalmente à minha esposa, Analice de Almeida Bastos, pela sua paciência e compreensão ao longo desta trajetória e, ainda, por ter cedido o seu escritório para que eu tivesse o isolamento necessário para a produção do texto na fase final da elaboração deste trabalho.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

UMA ABORDAGEM DE MECÂNICA DOS PAVIMENTOS APLICADA AO  
ENTENDIMENTO DO MECANISMO DE COMPORTAMENTO  
TENSÃO-DEFORMAÇÃO DA VIA FÉRREA

Jorge Luís Goudene Spada

Fevereiro/2003

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho utilizou uma abordagem de mecânica dos pavimentos para investigar o comportamento tensão-deformação da via férrea. Nesta abordagem, a via é vista como um sistema em camadas em que as interações que se verificam entre os seus componentes, trilhos, dormentes, lastro, sublastro e subleito, frente ao carregamento repetido pela passagem dos trens, são mensuráveis e individualizadas. Modelos numéricos que reproduzem as interações entre os elementos da via estão incorporados em dois programas que foram utilizados neste trabalho, o Ferrovia e o Geotrack. Para validar a aplicação destes programas na análise de tensão-deformação da via foi realizada a caracterização de dezoito trechos ferroviários da malha do subúrbio da cidade do Rio de Janeiro através da abertura das linhas para escavação de trincheiras visando a identificação das espessuras das camadas existentes e a coleta de amostras para realização de ensaios de caracterização e de carga repetida para a determinação do módulo de resiliência. Foi verificada a deformação elástica da via nestes trechos por ensaios de campo de módulo de via e viga Benkelman sob carregamento da passagem do vagão de teste. A simulação da via carregada pelo vagão de teste obteve resultados que foram comparáveis aos obtidos em campo. A simulação da via com o carregamento do trem de passageiros forneceu o estado tensão-deformação que comparado com os critérios de verificação indicou tensões no lastro superiores às admissíveis, o que explica a intensa quebra de lastro verificada nos trechos estudados.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

A PAVEMENT MECHANICS APPROACH APPLIED TO THE UNDERSTANDING OF  
RAILWAY TRACK STRESS-STRAIN BEHAVIOR

Jorge Luís Goudene Spada

February/2003

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

A Pavement Mechanics approach was applied to investigate track stress-strain behavior. A layered system was considered and the interaction of its components, rails, ties, ballast, subballast and subgrade, was predicted as a response of track under train loads. Two programs, Ferrovia and Geotrack, were used in this research work, including subroutines for track component interaction estimation. Eighteen sites of the suburban railway net of Rio de Janeiro City were studied. Characterization and repeated triaxial load tests were conducted for estimation of resiliency modulus. Track elastic response was registered using track modulus and Benkelman beam tests. Numerical analysis using laboratory test results have shown good agreement with field tests and observations. Studies have indicated that ballast stress-strain state considering actual working loads is higher than an allowable level. The very intense ballast breakage observed in situ was probably caused by that high stress level.

## ÍNDICE

<b>CAPÍTULO I – <u>INTRODUÇÃO</u></b> .....	<b>1</b>
<b>CAPÍTULO II – <u>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</u></b> .....	<b>7</b>
<b>II.1 – MECÂNICA DOS PAVIMENTOS APLICADA A SISTEMAS EM CAMADAS E PAVIMENTO FERROVIÁRIO</b> .....	<b>7</b>
<b>II.2 – ENTENDIMENTO DO MODELO MECANÍSTICO</b> .....	<b>11</b>
<b>II.2.1 – Trilho sobre Apoios Contínuos e Elásticos (Viga Contínua sobre Apoios Elásticos</b> .....	<b>11</b>
<b>II.2.2 – Sistema em camadas</b> .....	<b>13</b>
<b>II.3 – MÉTODOS DE ANÁLISE DA VIA FÉRREA</b> .....	<b>15</b>
<b>II.3.1 – Método de Talbot</b> .....	<b>15</b>
<b>II.3.2 – Método de Zimmermann</b> .....	<b>18</b>
<b>II.3.3 – Método British Railways</b> .....	<b>20</b>
<b>II.3.4 – Geotrack</b> .....	<b>23</b>
<b>II.3.5 – Ferrovia</b> .....	<b>26</b>
<b>II.4 – ENSAIOS TRIAXIAS DE CARGA REPETIDA</b> .....	<b>31</b>
<b>II.4.1 – Conceituação do Módulo de Resiliência</b> .....	<b>31</b>
<b>II.4.2 – Modelos de Resiliência</b> .....	<b>35</b>
<b>II.5 – COMPORTAMENTO RESILIENTE DO MATERIAL GRANULAR</b> .....	<b>38</b>



<b>II.5.1 – Resultados de Ensaios de brita Graduada.....</b>	<b>38</b>
<b>II.5.2 – Resultados de Ensaios de Lastro.....</b>	<b>40</b>
<b>II.5.3 – Resultados de Ensaios Triaxiais de Lastro.....</b>	<b>43</b>
<b>II.6 – CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO.....</b>	<b>46</b>
<b>II.6.1 – Deflexões.....</b>	<b>46</b>
<b>II.6.2 – Módulo de Via.....</b>	<b>47</b>
<b>II.6.3 – Tensões de Flexão no Trilho.....</b>	<b>50</b>
<b>II.6.4 – Tensões de Flexão no Dormente.....</b>	<b>51</b>
<b>II.6.5 – Tensões de Contato Dormente/Lastro.....</b>	<b>56</b>
<b>II.6.6 – Tensões no Subleito.....</b>	<b>57</b>
<b>CAPÍTULO III – <u>CASO FLUMITRENS</u>.....</b>	<b>59</b>
<b>III.1 – CARACTERIZAÇÃO DOS TRECHOS.....</b>	<b>59</b>
<b>III.1.1 – Localização e Características Gerais.....</b>	<b>61</b>
<b>III.1.2 – Estruturas do Pavimento Ferroviário.....</b>	<b>65</b>
<b>III.2 – ENSAIOS DINÂMICOS.....</b>	<b>85</b>
<b>III.2.1 – Preparação das Amostras de Subleito e de Lastro .....</b>	<b>85</b>
<b>III.2.2 – Realização do Ensaio.....</b>	<b>94</b>
<b>III.2.3 – Resultados Obtidos.....</b>	<b>96</b>

III.2.4 – Análise dos Resultados.....	103
III.3 – ANÁLISE DO MÓDULO DE VIA E DA VIGA BENKELMAN.....	105
<b>CAPÍTULO IV – <u>PROCEDIMENTO DE PREVISÃO DO COMPORTAMENTO</u> <u>TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO...</u></b>	<b>112</b>
IV.1 – APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE ANÁLISE.....	113
IV.2 – VIA NA CONDIÇÃO DO ESTUDO COM CARREGAMENTO DO VAGÃO TESTE.....	115
IV.2.1 – Tensões e Deflexões nos Trilhos.....	115
IV.2.2 – Tensões e Rações de Apoio nos Dormentes.....	135
IV.2.3 – Tensões no Lastro e no Subleito.....	138
IV.3 – VIA NA CONDIÇÃO DO ESTUDO COM CARREGAMENTO DO TREM DE PASSAGEIRO.....	148
IV.3.1 – Tensões e Deflexões nos Trilhos.....	148
IV.3.2 – Tensões e Rações de Apoio nos Dormentes.....	149
IV.3.3 – Tensões no Lastro e no Subleito.....	153
IV.4 – VIA NA CONDIÇÃO INICIAL COM O CARREGAMENTO DO TREM DE PASSAGEIRO.....	162
IV.4.1 – Tensões e Deflexões nos Trilhos.....	164
IV.4.2 – Tensões e Rações de Apoio nos Dormentes.....	165
IV.4.3 – Tensões no Lastro e no Subleito.....	173
IV.5 – UMA SOLUÇÃO PARA A REDUÇÃO DAS TENSÕES NO LASTRO.....	179

<b>IV.6 – ROTEIROS PARA VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE UMA VIA FÉRREA.....</b>	<b>181</b>
<b>IV.6.1 – Verificação Estrutural do Pavimento Existente.....</b>	<b>181</b>
<b>IV.6.2 – Dimensionamento Estrutural do Pavimento a Ser Implantado.....</b>	<b>184</b>
<b>IV.7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>185</b>
<b>CAPÍTULO V – <u>CONCLUSÕES E SUGESTÕES</u>.....</b>	<b>191</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>196</b>
<b>ANEXO</b>	

## CAPÍTULO I

### INTRODUÇÃO

#### I.1 – DADOS HISTÓRICOS

São relatados, a seguir, um conjunto de dados que ajudam a formar o contexto no qual se deu o desenvolvimento deste trabalho de tese.

Segundo MEDINA (2002) em 1980 acabara de ser estabelecido o estudo mecanístico dos pavimentos rodoviários e os ensaios de cargas repetidas na Área de Geotecnia, PEC – COPPE / UFRJ. Era natural o interesse de conhecer estudos semelhantes que envolvessem o lastro e o sublastro, bem como a análise teórico-experimental do pavimento ferroviário.

Em busca destas informações o prof. Medina contactou em junho de 1980 a instituição de pesquisas sediada em Utrecht, na Holanda: “Office de Recherches et D’Essais – ORE”, hoje ERRI (“European Rail Research Institute”) a fim de obter alguns relatórios de pesquisa.

Em 1987, o prof. Medina foi aos EUA participar de 6ª Conferência de Projeto Estrutural de Pavimentos Asfálticos (artigo técnico e “workshop”), na Universidade de Michigan, Ann Arbor. Após o Congresso o prof. Medina foi até Chicago, Illinois, a fim de estabelecer contato com a Association of American Railways (AAR), Technical Center onde conheceu o Laboratório de Ensaio e se informa sobre os rumos da pesquisa da via permanente (“track”). Estava no início o famoso projeto de trechos experimentais em Pueblo, Colorado, em que AAR promove pesquisa até os dias de hoje.

Em busca de um especialista estrangeiro renomado em via permanente chamou a atenção do prof. Medina, pelos títulos de seus trabalhos, um professor e consultor de geotecnia: Ernest T. Selig, da Universidade de Massachusetts, Amherst.

Foi acertada sua vinda ao Brasil a fim de ministrar o curso “Aspectos Geotécnicos da Via Permanente Ferroviária”, com o apoio do CNPQ e da COPPETEC, nos dias 9, 10 e 11 de agosto de 1989, antes da XII Conf. Intern. de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, no Rio de Janeiro. O curso gerou interesse no meio metro-ferroviário nacional o que motivou a participação de 10 representantes da RFFSA, 4 da CVRD, 3 da CBTU, 1 do Metrô de São Paulo, 1 da Promon, 1 da Rhodia e 11 da UFRJ. O prof. Medina atuou como supervisor do curso, tradutor paralelo do

conferencista, mediador das discussões nos finais das aulas e intérprete português-ingles das perguntas feitas ao prof. Selig.

Até então a visão dominante no País era de que o lastro era um material imutável e que o bombeamento do lastro por finos (bolsões de lama) era gerado pela ascensão de finos da plataforma ou pela subpenetração do lastro no subleito. Na verificação ou dimensionamento de uma via utilizavam-se os métodos tradicionais de Zimmermann e Talbot. Nestes modelos a resposta da via é expressa por um único parâmetro: o coeficiente de lastro no método de Zimmermann e o módulo de via no método de Talbot. Alternativamente aos dois modelos citados utilizava-se também o CBR como parâmetro de dimensionamento de uma via férrea, a semelhança do que se fazia na rodovia.

O prof. Selig apresenta o lastro como uma camada estrutural importante e que estava sujeito ao desgaste frente a repetição das cargas e, ainda, informa que na maioria dos casos estudados de contaminação de lastro na malha ferroviária americana a origem dos finos era do próprio lastro, gerados pelo desgaste das partículas frente a solicitação do tráfego. Juntamente com esta visão ele ainda traz um conjunto de métodos de cálculo de tensão-deformação semelhante ao que estava se fazendo aqui com a rodovia.

Este curso reafirmou no autor deste trabalho e no eng<sup>o</sup> Luiz Francisco Muniz da Silva, geotécnico como o autor, colega de trabalho na RFFSA, companheiro e amigo na vida, a convicção de que a via deveria ser vista como um sistema em camadas e que a mecânica dos pavimentos dispunha do aparato teórico-experimental para tratar o assunto.

A mecânica dos pavimentos foi uma disciplina eletiva que havíamos cursado no mestrado da COPPE em 1988, ministrada pelos professores Medina e Laura Motta.

Em 1991 concluímos os nossos mestrados na COPPE com teses que inauguraram a área de pesquisa de geotêxtil na instituição.

Em 1993, o autor e o eng<sup>o</sup> Luiz Francisco Muniz da Silva publicam um artigo nos anais do evento COPPEGEO'93, de comemoração de 30 anos da COPPE "A Geotecnologia do Pavimento Ferroviário: um Caminho a Ser Percorrido" onde afirmam que "não é possível implantar um sistema de gerência da manutenção sem o conhecimento teórico-experimental do comportamento mecânico da via permanente sujeita a cargas cíclicas e ação climática, nas condições próprias dos solos brasileiros. Concepções

empíricas mal fundamentadas que ainda prevalecem no meio ferroviário têm que ser revistas em benefício de engenharia ferroviária nacional”.

Em 1993, o prof. Régis Martins Rodrigues, do ITA/CTA, D.Sc. (1991) pela COPPE/UFRJ desenvolve um modelo estrutural para a via férrea, incorporado ao programa computacional Ferrovia (MEDINA, 2002).

Em 1994, o autor e o eng<sup>o</sup> Luiz Francisco Muniz da Silva levam ao vice-presidente da RFFSA a proposta de realização de duas teses de doutorado com base no artigo de 1993. A posição do vice-presidente foi de que não era possível realizarmos a iniciativa proposta na RFFSA e como percebia que tínhamos potencial recomendou que saíssemos da empresa para levarmos adiante o nosso projeto.

Em 1994 formatamos uma proposta de uma pesquisa sobre para a via férrea em conjunto com a COPPE que foi apresentada a Minerações Brasileiras Reunidas – MBR, empresa mineradora que tinha na Linha do Centro e na Ferrovia do Aço “duas artérias” para o transporte de sua mercadoria, o minério de ferro, ao seu porto na Ilha da Madeira, na baía de Angra dos Reis. A resposta do seu gerente de transporte a época, o eng<sup>o</sup> Henrique Aché foi de que a RFFSA estava para ser privatizada e um projeto de mais longo prazo não poderia ser implementado pela sua empresa.

Em setembro de 1995 o Departamento de Via Permanente da FLUMITRENS foi procurado pelo engenheiro militar José Marcio Cuconatto para apoio à tese que desenvolveria sob orientação da Prof<sup>a</sup> Laura Motta: “Estudo da Contaminação do Lastro Ferroviário e o Uso de Geossintético no Controle do Fenômeno”. Um trecho experimental de 40m onde ocorriam bolsões de lama no trecho Piedade/Quintino, foi dividido em 4 subtrechos, dois deles com aplicação de geossintéticos (MEDINA, 2002).

Em novembro de 1995 saímos da RFFSA no primeiro plano de incentivo a demissão. E, a seguir, iniciamos junto com a COPPE uma mobilização no sentido de viabilizar uma proposta de um projeto de pesquisa de atualização tecnológica da via férrea junto a FLUMITRENS. Vários contatos foram realizados junto aos técnicos da Diretoria de Produção da Flumitrens para a formatação do projeto.

Em março de 1996 iniciamos o doutorado na COPPE.

Em agosto de 1996 foi assinado o contrato entre a FLUMITRENS e a COPPETEC, como um termo aditivo de um Convênio existente entre as duas instituições.

Teve um papel decisivo nas ações para a viabilização do projeto FLUMITRENS o eng<sup>o</sup> rodoviário Atahualpa Schmitz da Silva Prego que levou a questão ao então Secretário de Transportes do Estado do Rio de Janeiro, eng<sup>o</sup> Francisco Robertson Pinto, que se dispôs a apoiar a iniciativa.

Em setembro de 1996, o autor e o eng<sup>o</sup> Luiz Francisco Muniz da Silva fundam a empresa “MUNIZ & SPADA Engenheiros Consultores S/C LTDA.”.

Em 1997, a FLUMITRENS promoveu um concorrido “Seminário de Atualização Tecnológica para Manutenção da Via Permanente” com a participação da COPPE, MRS (empresa que assumiu a malha sudeste da RFFSA), METRO-RJ, CBTU e outras empresas.

Em 1998, a MUNIZ & SPADA Engenheiros Consultores apresenta dois relatórios a Companhia do Metropolitano do Rio de Janeiro: “Estudos e Projetos de Consolidação da Via do Elevado da Linha 2 – Triagem/Maria da Graça” e “Análise Estrutural do Pavimento Ferroviário, Linha 2 – Vicente Carvalho/Pavuna”.

Em 1998, o autor, o eng<sup>o</sup> Luiz Francisco Muniz da Silva e a prof<sup>a</sup> Laura Motta produziram um trabalho que foi vencedor do Prêmio PRODUÇÃO ACADÊMICA 1998 outorgado pela Confederação Nacional dos Transportes (CNT) pelo trabalho apresentado no XII Congresso da ANPET “Qualificação e Acompanhamento de Desempenho do Lastro Ferroviário por Meio de Critério de Deformação Resiliente”, editado no livro “Transporte em Transformação” – co-edição MAKRON Books / CNT - 1998.

Em 1999, o autor publica e apresenta oralmente o artigo “O Geotêxtil como Elemento de Separação em Pavimentos Ferroviários” no III Simpósio Brasileiro de Geossintéticos / I Simpósio Sul-americano de Geossintéticos – GEOSSINTÉTICOS’99, Rio de Janeiro – 1999.

Em outubro de 2002, apresentação da tese de doutorado de Luiz Francisco Muniz da Silva: “FUNDAMENTOS TEÓRICO-EXPERIMENTAIS DA MECÂNICA DOS PAVIMENTOS FERROVIÁRIOS E ESBOÇO DE UM SISTEMA DE GERÊNCIA APLICADO À MANUTENÇÃO DA VIA PERMANENTE”.

Em fevereiro de 2003 houve a apresentação desta tese de doutorado.

Este relato tem o sentido de mostrar dois aspectos: o primeiro refere-se ao pioneirismo de todas estas iniciativas listadas e por sermos pioneiros nesta área paga-se um

preço, que é o de não se ter todas as respostas para as questões com que se lida; o segundo aspecto é mostrar o número restrito de iniciativas nesta área. Portanto, é importante que os que já desenvolvem trabalhos nesta área continuem, mas também que novos profissionais sejam estimulados a ingressarem neste campo de pesquisa.

## **I.2 – OBJETIVOS DA TESE**

O desenvolvimento de uma pesquisa no pavimento ferroviário em dezoito trechos das linhas de trens do subúrbio da cidade do Rio de Janeiro abrangendo a realização de: abertura das linhas para escavação de poços de inspeção e coletas de amostras do lastro em vários níveis até alcançar o subleito para sua caracterização e coleta de amostras: realização de ensaios de caracterização do lastro de do subleito; realização de ensaios de carga repetida em amostras do lastro e do subleito para determinação do módulo de resiliência de cada camada do pavimento; medidas de campo de módulo de via e deflexão da via com a viga Benkelman frente a um vagão teste - teve o objetivo de produzir uma base de dados para que se pudesse utilizar métodos de análise tradicionais e métodos tensão-deformação incorporados em dois programas (Ferrovia e Geotrack) para simular a via com o carregamento do vagão teste e verificar se os resultados obtidos são comparáveis com as medidas de campo. Sendo positiva a comparação dos resultados se terá o aval para simular a via frente ao carregamento do trem de passageiros em situações reais de utilização para seis trechos representativos da malha do subúrbio através da utilização dos programas Ferrovia e Geotrack para estabelecer o estado de tensão-deformação nos trilhos, dormentes, lastro e subleito possibilitando verificar se os resultados obtidos atendem aos critérios de desempenho (situações existentes) e dimensionamento (situações idealizadas).

## **I.3 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

Incluindo esta Introdução, o trabalho está estruturado em cinco Capítulos, a seguir descritos.

No Capítulo II foi realizada uma revisão bibliográfica em que se foca os princípios da mecânica dos pavimentos, os métodos de análise da via férrea, a conceituação do módulo de resiliência e resultados de módulo de resiliência em amostras de lastro e os critérios de dimensionamento de uma via férrea.



No Capítulo III foi abordado o Caso Flumitrens que começa pela caracterização dos trechos estudados, a seguir se faz uma apresentação das estruturas de pavimentos existentes em cada trecho, também são mostrados detalhes da preparação das amostras de lastro para os ensaios de carga repetida, é feita uma descrição da realização do ensaio de carga repetida, são apresentados os parâmetros de resiliência obtidos com os ensaios, ainda é realizada uma análise destes resultados e, por fim, comenta-se os resultados obtidos no campo de módulo de via e deflexões da via com a viga Benkelman frente a passagem do vagão teste.

No Capítulo IV os métodos de análise são aplicados para três situações de simulação da via em seis trechos representativos da malha e os resultados obtidos são comparados com os critérios de dimensionamento. As mudanças que ocorreram no comportamento tensão-deformação na passagem de uma situação de simulação da via para uma outra situação são identificadas e analisadas. É proposta uma solução para a redução das tensões no lastro num trecho específico. Propõe-se um roteiro para verificação de vias existentes e um roteiro para dimensionamento de vias a serem implantadas.

No Capítulo V são condensadas as conclusões e sugestões do trabalho.

Após as Referências Bibliográficas ao final, é apresentado em anexo uma listagem completa dos programas Ferrovias e Geotrack para um caso específico, a título de exemplo.

## CAPÍTULO II

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### II.1 - MECÂNICA DOS PAVIMENTOS APLICADA A SISTEMAS EM CAMADAS E PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Durante as primeiras décadas do século XX o projeto de pavimentos era tido como um segmento de menor expressão da mecânica dos solos e marcado por um caráter empírico, de acordo com BROWN e SELIG (1991). No entanto, com o crescimento do volume e peso do carregamento, houve a necessidade de melhorar o desempenho do pavimento, o que levou a um crescimento no entendimento da resposta do solo e dos materiais do pavimento frente ao carregamento repetido e possibilitou o surgimento da mecânica dos pavimentos como uma disciplina.

A mecânica dos pavimentos segundo MEDINA (1998), é uma disciplina da engenharia civil que estuda os pavimentos como sistemas em camadas e sujeitos às cargas dos veículos. Entre os veículos, estão incluídos carros e caminhões nos pavimentos rodoviários, aviões nas pistas de pouso/decolagem e manobras nos aeroportos, guindastes móveis nos pavimentos dos portos e terminais de carga, bem como locomotivas e vagões nas ferrovias. Em todos os casos, o sistema “pavimento” consiste de uma ou mais camadas de material colocadas sobre subleito provido de um revestimento adequado ao rolamento de cada veículo particular, como ilustrado na figura II.1.

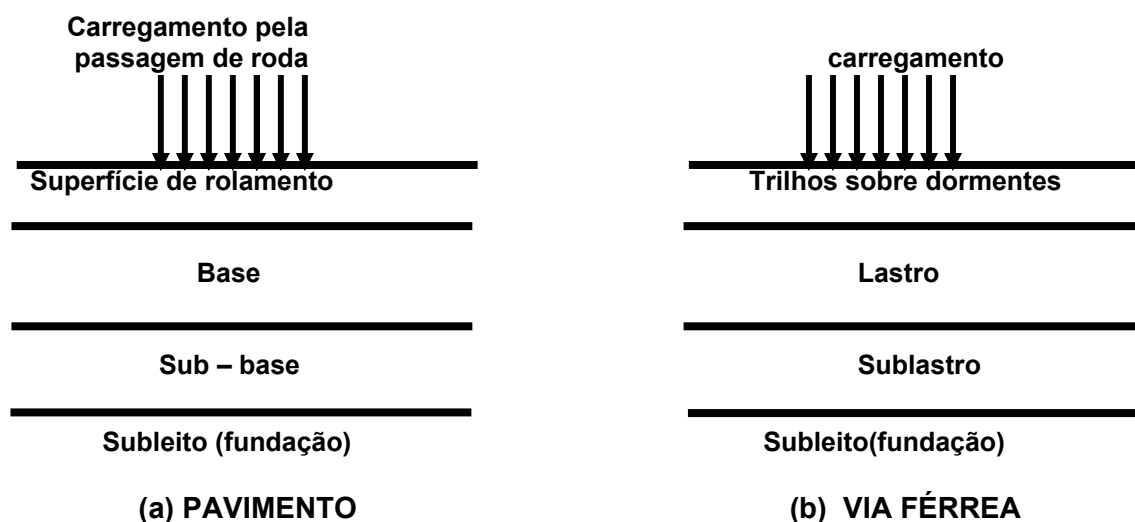


Figura II.1 – Constituição de um sistema em camadas (BROWN e SELIG, 1991)

Na via férrea as camadas apresentadas na figura II.1 desempenham as seguintes funções:

Trilhos sobre dormentes – Para guiar as rodas na direção do eixo da via ao longo de uma superfície prescrita;

Lastro – para conter a grade (trilhos+dormentes) e fornecer um amortecimento ao sistema, possibilitando a manutenção da geometria e reduzindo as tensões sobre as camadas subjacentes;

Sublastro – para promover uma separação entre a camada de lastro e o subleito e proteger o subleito de efeitos detrimenais d'água, e ainda reduzir as tensões sobre o subleito e fornecer algum amortecimento para o sistema;

Subleito – Solo natural ou camada final de terraplenagem, que é a principal camada de fundação do sistema.

MEDINA (1988) cunhou o termo “pavimento ferroviário” para nomear o conjunto de trilhos, dormentes e lastro, designado de via permanente no meio ferroviário este termo será empregado neste texto. O pavimento ferroviário compara-se ao pavimento tradicional rodoviário porque ambos são estruturas em camadas que se apóiam no solo de fundação e se destinam a distribuir a carga dos veículos.

Os pavimentos requerem entendimento à resposta ao carregamento da roda e a influência do meio ambiente, notadamente os efeitos d'água e da temperatura. Acresce-se, ainda, a necessidade de entendimento dos mecanismos de ruptura potenciais e como estes evoluem com o número de aplicações do carregamento. Embora muitos dos aspectos geotécnicos sejam os mesmos para a via férrea assim como para um pavimento rodoviário, o projeto de vias férreas com base na mecânica dos solos não avançou tanto quanto a tecnologia do material rodante. O projeto de via férrea foi marcado pelo empirismo até o início do século XX, tendo envolvido-se largamente com o processo de tentativa e erro, observando-se ao longo dos anos seguintes uma gradual melhora nos parâmetros de projeto. Contudo, mesmo com uma qualidade de projeto e construção pouco recomendável, a questão pôde ser acomodada variando a freqüência de correção dos erros geométricos através de ajustamentos na camada de lastro. Portanto, a propriedade de um projeto de uma via férrea está mais ligada aos custos de manutenção do que a uma perda da qualidade de rolamento (BROWN e SELIG, 1991).

Dos vários tipos de pavimentos existentes, o que mais se distingue dos outros é o pavimento ferroviário. E isto se deve ao modo como é transmitido o carregamento de roda à estrutura de suporte. Já as camadas de lastro, sublastro, e o solo subjacente apresentam as mesmas características dos materiais que compõem os outros pavimentos.

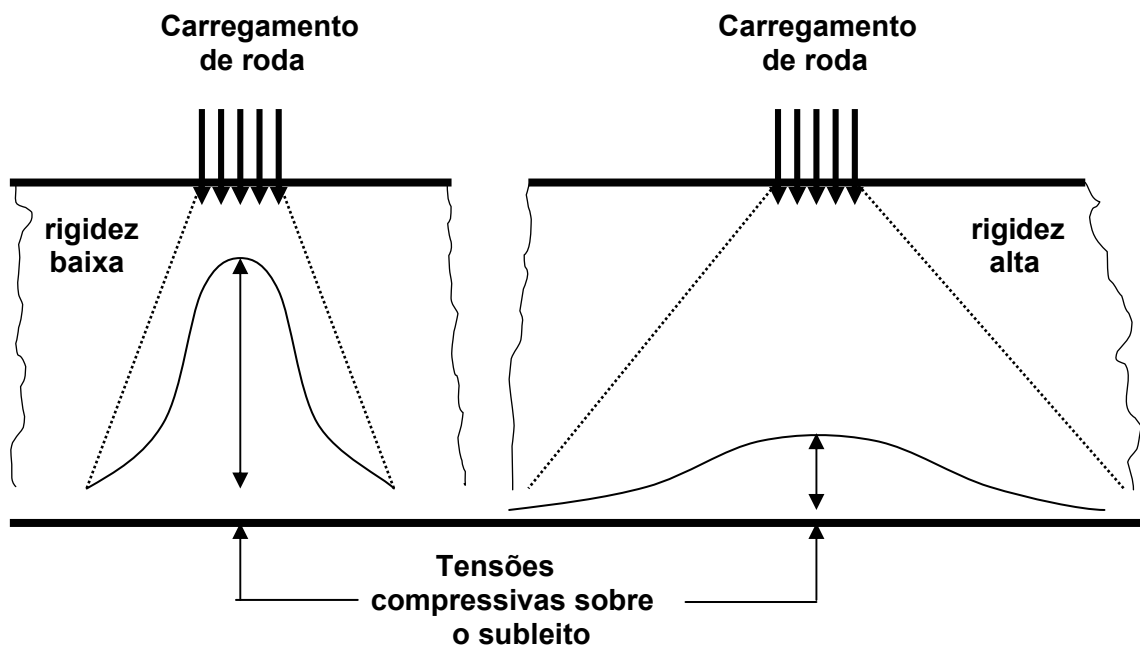
Importantes distinções entre o pavimento ferroviário e outros pavimentos são observadas como, por exemplo, no pavimento rodoviário a camada de revestimento está sempre em contato com a camada subjacente já o mesmo não ocorre no pavimento ferroviário visto que numa via férrea com muitos anos de utilização, muitas vezes, existem espaços vazios entre a base do trilho e o dormente ou entre a base do dormente e o lastro, o que dificulta a interpretação dos resultados de medições de deflexão do trilho, que não expressam exatamente as deformações elásticas acumuladas do conjunto de camadas envolvidas. Outra distinção entre os pavimentos ferroviário e rodoviário é o fato de numa ferrovia existir uma única trilha para o veículo enquanto na rodovia a trilha de passagem do veículo é variável. O tamanho e a frequência das cargas na ferrovia são plenamente conhecidos, já na rodovia isto não ocorre.

Os mecanismos de ruptura associados ao tráfego em pavimentos são as trincas por fadiga na camada resistente à tração e o desenvolvimento de deformações verticais permanentes, diferenciadas através da estrutura do pavimento. No caso da rodovia, o concreto asfáltico é tipicamente o elemento que sofre os efeitos da fadiga, enquanto que no caso da ferrovia são os trilhos. As deformações permanentes causam o afundamento na trilha da roda no caso rodoviário e no caso ferroviário ocasionam os desnivelamentos da linha. As trincas por fadiga são conseqüência das deformações elásticas ou recuperáveis e os afundamentos de trilha de roda (rodovia) ou desnivelamentos (ferrovia) são motivados pelas deformações plásticas que se acumulam dentro dos materiais constituintes das camadas.

A mecânica dos pavimentos estuda a resposta dos materiais ao carregamento repetido frente a níveis de tensão, geralmente bem abaixo da ruptura, tanto no que se refere às deformações elásticas quanto plásticas. A relação entre as tensões transientes e a correspondente deformação recuperável é por definição o módulo de resiliência do material.

Simplificadamente, um pavimento consiste de camada compactada, com alguma rigidez constituída por material resistente a deformação, colocada sobre o solo natural de rigidez mais baixa, suscetível a deformação permanente. Este mesmo modelo aplica-se ao pavimento ferroviário se considerarmos o lastro e o sublastro como uma única camada.

Em geral, a proteção ao subleito pode ser obtida assegurando-se que a tensão vertical devido ao carregamento de roda, seja mantida num nível baixo e aceitável na sua superfície. A figura II.2 mostra como a rigidez da camada superior pode promover um maior ou menor espraio das tensões sobre o subleito. Portanto, é necessária uma apropriada combinação da rigidez da camada, da espessura da camada e da sua resistência às deformações plásticas. Em suma, os princípios do projeto de um pavimento são dotar uma camada ou mais camadas estruturais com suficiente rigidez e espessura para proteger o subleito, enquanto asseguram que a própria camada não trinque ou deforme plasticamente. Em geral, considera-se que os pavimentos, são projetados para um período de vinte anos, estando sujeito ao longo deste tempo a milhões de repetições de carregamento de eixo.



**espraio do carregamento restrito      espraio do carregamento amplo**

Figura II.2 – Conceito de espraio do carregamento (BROWN e SELIG, 1991).

## II.2 - ENTENDIMENTO DO MODELO MECANÍSTICO

Segundo SELIG e WATERS (1994), a principal função dos modelos que representam a via férrea é inter-relacionar os componentes da via (trilhos, dormentes, fixações, lastro, sublastro e subleito) para devidamente representar as complexas interações que determinam o efeito do carregamento do tráfego sobre as tensões e deformações do sistema. Esta modelagem fornece uma base para prever o desempenho da via, além de permitir escolher alternativas viáveis sobre o aspecto técnico e econômico dentro de um projeto e estabelecer procedimentos de manutenção de uma via em operação. Porém uma análise precisa ainda é limitada por alguns fatores:

- Incertezas na magnitude do carregamento;
- Propriedades do lastro que mudam com o tráfego, com a manutenção e com as condições ambientais;
- Insuficiência de informações sobre as características do lastro, sublastro e subleito.

Por outro lado, a via está sujeita ao carregamento em três direções: vertical, lateral e longitudinal. No entanto, os modelos geotécnicos disponíveis somente consideram a componente vertical. Assim os efeitos combinados nas três direções não são representados.

Apresenta-se primeiro o modelo clássico baseado na hipótese de apoios contínuos e elásticos sob o trilho e a seguir o modelo de sistema em camadas que possibilita uma representação detalhada do lastro, sublastro e subleito.

### II.2.1 – Trilho sobre Apoios Contínuos e Elásticos (Viga Contínua sobre Apoios Elásticos)

Segundo HAY (1982), Winkler em 1867 estabeleceu um modelo para via férrea que se constituiu de trilhos de comprimento infinito e equidistantes, apoiados continuamente sobre molas de módulos de rigidez constantes, o que significa que as reações dos

apoios são proporcionais às suas deflexões. A equação a seguir expressa o citado modelo.

$$p = Cy \quad (II.1)$$

onde  $p$  é uma força por unidade de área,  $y$  é uma deflexão, e  $C$  é coeficiente de Winkler ou coeficiente de lastro, que é definido como uma tensão por unidade de comprimento que produz uma deflexão unitária no lastro, cuja dimensional é  $[F][L]^{-3}$ .

RIVES, PITA e PUENTES (1977) relatam que Zimmermann em 1888 formula um método para cálculo dos esforços na via férrea baseado nas hipóteses e modelo de Winkler e que pelo menos até a década de 1970 este método era muito utilizado na Europa.

HAY (1982) informa que Timoshenko em 1915 apresentou um trabalho em que a via poderia ser analisada com apoios discretos, formados por dormentes espaçados proximamente, utilizando o mesmo procedimento de viga contínua apoiada elasticamente.

AREA (1918) apresenta o primeiro relatório que condensa os resultados obtidos por um grupo de trabalho formado com objetivo de poder determinar os esforços atuantes na via férrea, sob a direção de A. N. TALBOT. O grupo foi formado em 1914 e teve os patrocínios da "American Society of Civil Engineers" (ASCE), da "American Railway Engineering Association" (AREA) e apoio da Universidade de Illinois. A Universidade facultou o emprego das instalações do seu laboratório de engenharia experimental e de sua equipe, e ainda, dois de seus professores tiveram participação importante no desenvolvimento dos trabalhos do grupo (H. F. Moore projetou e desenvolveu instrumentos para os ensaios de campo e laboratório; e H. M. Westergaard derivou as equações que descrevem a ação da via sobre apoios contínuos elásticos). No desenvolvimento dos trabalhos, vários métodos de análise da via foram examinados e devido a forma simplificada e ampla aplicabilidade concluiu-se que a abordagem através de apoios contínuos e elásticos sob o trilho era a mais conveniente. Considerou-se que a hipótese de apoios contínuos em lugar de apoios em dormentes não era uma imprecisão significativa, na medida que, nos EUA os espaçamentos de dormentes eram próximos e os perfis de trilhos robustos. Especialmente se a rigidez da via era determinada através de ensaios realizados em vias apoiadas sobre

dormentes transversais. Foi então introduzido o termo módulo de elasticidade do apoio do trilho ou módulo de via, que representa uma medida vertical da rigidez do apoio do trilho. O módulo de via é definido como uma força pelo comprimento unitário que cada trilho requer para provocar uma deflexão unitária na via. A dimensional do módulo de via é  $[F][L]^{-2}$ . A equação abaixo exprime esta relação.

$$p = - uy \quad (II.2)$$

onde  $p$  é a força por unidade de comprimento, proporcional à deflexão  $y$  medida pelo módulo de via  $u$ .

O módulo de via é um parâmetro global que reflete o espaçamento dos dormentes, as características dos dormentes e suas dimensões, a espessura do lastro, as condições de socaria do lastro, a rigidez do subleito, não sendo possível distinguir a contribuição isolada de cada camada do pavimento ferroviário.

Até 1960, nenhuma outra tentativa foi empreendida no sentido de implementar os procedimentos de Talbot.

HUTTER (1955), cf. RIVES, PITA e PUENTES (1977), desenvolveu o cálculo completo dos esforços em uma viga apoiada de forma descontínua tendo verificado que não existem diferenças significativas com os resultados obtidos supondo o trilho apoiado de forma uniforme e contínua.

### **II.2.2 - Sistema em Camadas**

No sistema em camadas a via é representada por um modelo estrutural, sob carregamento vertical, em que os componentes da via são considerados separadamente: trilhos, fixações, dormentes e camadas do lastro, sublastro e subleito. Os componentes do modelo estrutural são mostrados na figura II.3.



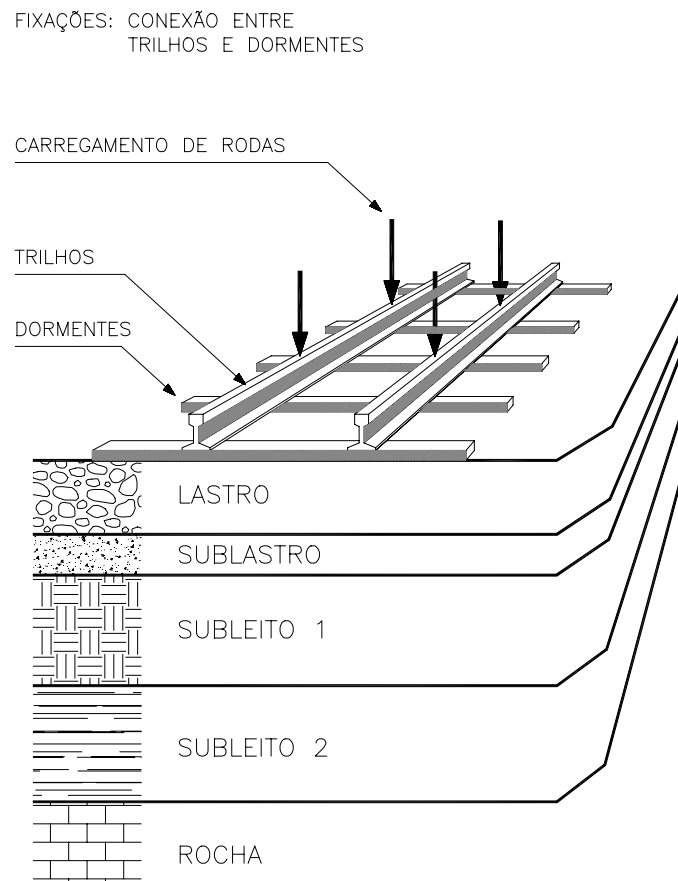


Figura II.3 – Modelo estrutural da via como sistema em camadas (SELIG e WATERS, 1994)

As camadas representadas na figura II.3 estendem-se horizontalmente até infinito. A camada da base tem profundidade infinita. Cada camada tem um módulo de resiliência e um coeficiente de Poisson. Nenhum deslizamento é permitido nas interfaces de camadas.

Existem disponíveis para uso vários programas computacionais que resolvem o modelo estrutural descrito. Estes programas basicamente são tridimensionais, multicamadas, usam propriedades de tensão/deformação não lineares para o lastro, sublastro e subleito objetivando a determinação da resposta elástica da estrutura da via.

## II.3 – MÉTODOS DE ANÁLISE DA VIA FÉRREA

Como já descrito anteriormente, a via férrea é um sistema em camadas que é representado por um modelo estrutural, sob carregamento vertical.

Inicialmente foram desenvolvidos os modelos com soluções analíticas e exatas. Nestes modelos a resposta da via é expressa por um único parâmetro: o módulo de via no caso do Método de Talbot; e o coeficiente e lastro no caso do método de Zimmermann.

Outro método que merece consideração é o da British Railways que foi montado no final da década de 1960 com base em resultados de um amplo número de trechos experimentais em ferrovias inglesas e ensaios triaxiais de carga repetida de laboratório.

Por fim, os métodos baseados em modelos numéricos que fornecem soluções aproximadas em que componentes da via são considerados separadamente: trilhos, fixações, dormentes e as camadas do lastro, sublastro e subleito. Cada camada tem um módulo de resiliência e um coeficiente de Poisson. Nenhum deslizamento é permitido nas interfaces de camadas. Dos programas computacionais que resolvem o modelo estrutural descrito serão descritos dois programas: o Geotrack e o Ferrovia.

### II.3.1 – Método de Talbot

No item II.2.1 deste capítulo foi apresentada a equação (II.2) que de acordo com AREA (1918) expressa o comportamento da via frente a um carregamento. A seguir, se reescreve a equação (II.2).

$$p = -uy \quad (II.2)$$

onde  $p$  é a força por unidade de comprimento, proporcional à deflexão  $y$  medida pelo módulo de via  $u$ . A equação diferencial para este modelo é apresentada adiante:

$$EI \frac{dy^4}{dx^4} + uy = 0 \quad (II.3)$$

onde:  $E$  = módulo de elasticidade do trilho,  
 $I$  = momento de inércia do trilho,  
 $u$  = módulo de via,  
 $y$  = deflexão da via.

A solução para a equação (II.3) considerando a deflexão do trilho,  $y(x)$ , a qualquer distância,  $x$ , ao longo do trilho a partir de um carregamento simples  $P$ , é

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

onde:  $P$  = carga de uma roda,  
 $e = 2,7183$  (Neperiano),  
 $\lambda = (u/4EI)^{1/4}$  = fator de amortecimento,  
 $x$  = distância para qualquer ponto a partir do carregamento ao longo do trilho.

As sucessivas derivações da equação da deflexão (II.4) fornecem a inclinação, o momento fletor, o cisalhamento, e a intensidade do carregamento. A deflexão máxima e o momento máximo ocorrem no ponto de aplicação do carregamento (debaixo da roda) onde  $x = 0$ . As equações, a seguir, foram obtidas inserindo  $x = 0$  em (II.4) e nas equações resultantes das derivações de (II.4).

$$Y_0 = -\frac{P}{(64EIu^3)^{1/4}} = \text{deflexão máxima} \quad (II.5)$$

$$M_0 = P \left( \frac{EI}{64u} \right)^{1/4} = \text{momento fletor máximo} \quad (II.6)$$

$$S_0 = -P/2 = \text{cisalhamento máximo} \quad (II.7)$$

$$P_0 = P \left( \frac{u}{64EI} \right)^{1/4} = \text{força máxima por metro contra o trilho} = -uY_0 \quad (II.8)$$

O módulo de via não pode ser determinado através de uma medida direta. Contudo, pode-se medir a deflexão e substituindo este valor na equação (II.5) obtém-se o módulo de via:

$$u = \left[ \left( \frac{P}{Y_0} \right)^4 \frac{1}{64EI} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (\text{II.9})$$

A fração que aparece na equação (II.9) e é indicada a seguir, por definição, é a rigidez da via.

$$K = \frac{P}{Y_0} \quad (\text{II.10})$$

AREA (1919) apresentou uma formulação para a determinação da tensão vertical em qualquer ponto do lastro com base em dados experimentais obtidos com modelos físicos instrumentados com células de carga, montados em laboratório. Nestes ensaios foram testados vários tipos de lastro com diferentes espessuras. A expressão é válida: para a determinação da tensão vertical sob a linha de centro do dormente; para profundidades de lastro de 0,10 a 0,70m; e para dormentes com largura de 0,20m.

$$\sigma_c = \frac{16,8\sigma_m}{h^{1,25}} \quad (\text{II.11})$$

onde:  $\sigma_c$  = tensão sob a linha de centro do dormente em lb/pol<sup>2</sup>,

$\sigma_m$  = tensão média uniformemente distribuída na base do dormente em lb/pol<sup>2</sup>,

$h$  = profundidade abaixo da base do dormente em polegadas.

A equação (II.11) é conhecida como fórmula de Talbot.

A “American Railway Engineering and Maintenance of Way Association” (AREMA) no seu Manual para Engenharia Ferroviária (AREMA, 1999) apresenta no seu capítulo 1 um exemplo de determinação da espessura de lastro para um caso específico baseado no método de Talbot.

### II.3.2 – Método de Zimmermann

RIVES, PITA e PUENTES (1977) apresentam o método de Zimmermann para cálculo dos esforços na via férrea baseado nas hipóteses e modelo de Winkler: trilhos de comprimento infinito eqüidistantes, apoiados continuamente sobre molas de módulos de rigidez constantes, o que significa que as reações dos apoios são proporcionais às suas deflexões. Reescreve-se a seguir a equação que expressa o citado modelo.

$$P=Cy \quad (II.1)$$

onde  $p$  é uma força por unidade de área,  $y$  é uma deflexão, e  $C$  é coeficiente de lastro, que é definido como uma tensão por unidade de comprimento que produz uma deflexão unitária no lastro.

O método de Zimmermann se desenvolve a partir do pressuposto que o trilho está assentado sobre uma viga de largura  $b$  e esta viga está continuamente apoiada sobre molas. Sobre a citada viga atua uma carga estática  $Q$  pontual, isolada, que se supõe ser representativa das ações do tráfego. Através da Resistência dos Materiais e das solicitações que atuam num elemento de viga  $dx$  é possível estabelecer a equação diferencial que expressa o modelo descrito.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + bCy = 0 \quad (II.12)$$

onde:  $E$  = módulo de elasticidade do trilho,

$I$  = momento de inércia do trilho,

$b$  = largura da viga

$C$  = coeficiente de lastro,

$y$  = deflexão da via.

A equação diferencial que integrada para o caso da carga pontual  $Q$  fornece os valores da deflexão e do momento fletor em qualquer ponto do trilho é:

$$y = \frac{Q}{2bC} \frac{1}{L} e^{-\frac{x}{L}} \left[ \cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (\text{II.13})$$

$$M = \frac{Q}{4} L e^{-\frac{x}{L}} \left[ \cos \frac{x}{L} - \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (\text{II.14})$$

sendo  $L = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bC}}$  = comprimento elástico,  $x$  = distância do ponto de aplicação da carga a algum ponto considerado do trilho e, ainda,  $e = 2,7183$  (neperiano).

O cálculo da tensão  $P_1$  que atua em cada ponto do apoio obtém-se a partir da hipótese de Winkler.

$$P_1 = Cy = \frac{Q}{2b} \sqrt[4]{\frac{bC}{4EI}} e^{-\frac{x}{L}} \left[ \cos \frac{x}{L} + \operatorname{sen} \frac{x}{L} \right] \quad (\text{III.15})$$

O prof. Eisenmann propôs valores para o coeficiente de lastro que são indicados na tabela II.1.

<b>TABELA II.1 – VALORES DO COEFICIENTE DE LASTRO (RIVES, PITA e PUENTES (1977))</b>	
<b>Infraestrutura</b>	<b>Coeficiente de Lastro (kgf/cm<sup>3</sup>)</b>
Ruim	2
Boa	5
Muito Boa	10

RIVES, PITA e PUENTES (1977) propõem valores para o coeficiente de lastro em função da qualidade da infra-estrutura e da espessura do lastro de acordo com a tabela II.2.

<b>TABELA II.2 – COEFICIENTE DE LASTRO EM FUNÇÃO DA ESPESSURA DO LASTRO (RIVES, PITA e PUENTES, 1977)</b>	
<b>Infraestrutura</b>	<b>Coefficiente de Lastro (kgf/cm<sup>3</sup>)</b>
Ruim	$0,275h + 0,972$
Boa	$0,194h + 0,101$
Muito Boa	$0,106h + 0,212$

### II.3.3 – Método British Railways

No final da década de 1960 foi empreendido um programa de cooperação entre a British Railways e a Entidade de Pesquisa e Experimentos da União Internacional de Ferrovias voltado para medições de tensões e distribuições de tensões sob várias combinações de espessuras de lastro, espaçamento de dormentes, tipo de dormente e técnica de manutenção, em pontos espalhados da linha. Os resultados dos ensaios foram concordantes com os resultados de trabalhos prévios de acordo com SELIG e WATERS (1994). Neste estudo foi verificado que:

- 1) Existe uma relação linear entre o carregamento dos dormentes e as tensões do subleito que é independente da velocidade e da disposição das rodas.
- 2) A distribuição de tensões verticais medidas pode ser razoavelmente prevista através da teoria da elasticidade e não há diferença significativa em termos de tensão entre os dormentes de madeira e os de concreto.
- 3) Há dispersão no nível de tensões com relação a pontos supostamente idênticos. Observa-se que o nível de tensões é altamente dependente das condições do lastro.
- 4) O fator mais importante a influenciar a tensão vertical no subleito para uma mesma espessura de lastro e igual reação trilho/dormente é a condição de compactação do lastro.
- 5) A condição de compactação está sujeita a um alto grau de dispersão o que tende mascarar as diferenças entre vários métodos de compactação.

- 6) A diferença de rigidez à flexão dos dormentes é de importância secundária, e para fins práticos, a distribuição de tensões verticais sobre o subleito para dormentes de madeira ou de concreto é similar.

De forma a obter parâmetros para compor um método de análise foram utilizados ensaios triaxiais de carga repetida com tensão principal maior (vertical) pulsante e tensão principal menor (horizontal) mantida constante. A figura II.4 apresenta resultados de ensaios de compressão de carga repetida sobre uma mesma amostra do subleito. No eixo das abscissas estão lançados os logaritmos do número de ciclos aplicados e no eixo das ordenadas estão indicadas as deformações permanentes. Cada curva correspondente a um par diferente da diferença das tensões principais ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ). Observa-se que existem duas famílias de curvas com comportamentos distintos:

- 1) Aquela família de curvas em que as deformações aumentam com índice crescente até alcançar a ruptura.
- 2) Aquela família de curvas em que as deformações aumentam com índice decrescente até chegar a uma condição de estabilidade.

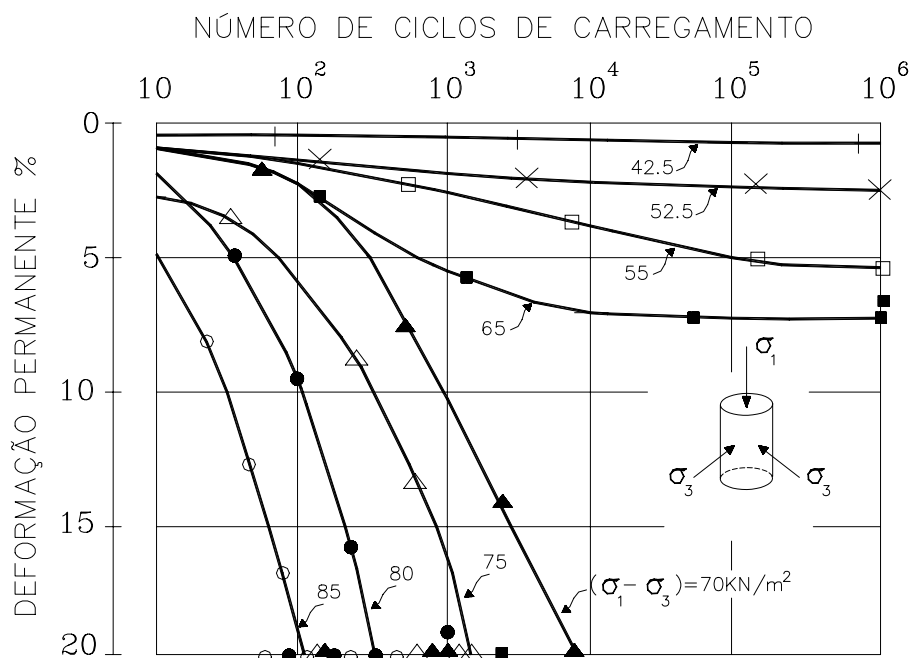


Figura II.4 – Resultados de ensaios triaxiais de carga repetida sobre uma mesma amostra de subleito submetida a diferentes valores de  $(\sigma_1 - \sigma_3)$ , SELIG e WATERS (1994).



A diferença de tensões principais ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) que separa estes dois grupos foi designada como tensão limiar.

A partir de resultados de ensaios realizados com três níveis de tensão confinante ( $\sigma_3$ ) foi visto que a tensão limiar era aproximadamente função linear da tensão confinante. O procedimento de dimensionamento do método faz uso desta relação quando permite um aumento na tensão limiar, com o aumento da profundidade do lastro.

Este método de dimensionamento da fundação da via pressupõe que um projeto equilibrado é alcançado quando a tensão induzida no subleito pelo eixo de carregamento mais pesado que comumente ocorre é igual à tensão limiar naquela profundidade no subleito.

A validação deste método de dimensionamento se deu através de uma série de ensaios de laboratório e campo. Os locais foram escolhidos para cobrir diferentes subleitos constituídos de diversos tipos geológicos de argila. A implantação dos locais se deu em pares pouco afastados, de modo a testar a mesma condição de subleito e assegurar o mesmo carregamento e velocidade devido ao tráfego. Em uma parte do local foram utilizadas espessuras de lastro sobre o subleito que de acordo com o método tornaria a linha estável. Na outra parte do mesmo local foram aplicadas espessuras de lastro que conduziriam a instabilidade da linha, a princípio.

A instrumentação instalada permitiu acompanhar os recalques do subleito junto aos dois trilhos ao longo de dez dormentes consecutivos, na medida em que aumentavam o número de passagens de eixos sobre o local. Os instrumentos utilizados foram placas de recalque posicionadas junto ao subleito conectadas a hastes cuja outra extremidade seguia até a superfície. Estas hastes eram envolvidas por tubos de PVC, para permitir livre movimentação. E em cada local foi implantada uma referência de nível.

Ainda, em cada local, foram abertas trincheiras para coleta de amostras do subleito. A seguir as amostras foram ensaiadas em laboratório.

Os trechos estáveis apresentaram recalques médios de 2mm, enquanto nos trechos instáveis os recalques médios alcançaram 73mm quando da passagem de 280.000

eixos de carga. Tais números apontam para um recalque de 7,14mm nos trechos estáveis quando da passagem de 1 milhão de eixos e de 216mm nos trechos instáveis para a passagem do mesmo 1 milhão de eixos.

O dimensionamento da fundação da via se faz pela determinação da espessura necessária de material granular sobre o subleito, que assegure um recalque aceitável durante a utilização do trecho. A espessura de lastro é obtida através de gráfico. Este gráfico é apresentado em duas versões. As duas versões contêm curvas que estão vinculadas ao carregamento por eixo. No eixo das ordenadas estão indicadas as espessuras de lastro. No eixo das abscissas é que existem duas possibilidades de entrada. Uma versão admite a entrada com a tensão limiar do subleito e a outra versão possibilita a entrada com módulo de resiliência do subleito.

A tensão limiar no subleito é considerada como sendo igual 50% da tensão de compressão última determinada no ensaio de compressão simples ou no ensaio de compressão triaxial.

Caso não se disponha dos dados de módulo de resiliência e tensão limiar do subleito, eles podem ser estimados consultando-se a tabela de correlações fornecida pelo estudo que formulou o método. Os dados de entrada na tabela são as características do solo ou CBR.

### **II.3.4 – Geotrack**

CHANG, AGEDOKE e SELIG (1980) desenvolveram um modelo de análise para a via férrea denominado Geotrack que permite que os componentes da via sejam considerados separadamente (trilhos, dormentes, lastro, sublastro e subleito) sob o carregamento de roda vertical. Geotrack é um modelo tridimensional, multicamadas, capaz de prever a resposta elástica da via férrea considerando os módulos resilientes do lastro e do subleito dependentes do estado de tensão. O estado de tensão do solo, calculado pelo Geotrack, é utilizado para prever as deformações permanentes da via.

Uma análise de sólidos prismáticos foi desenvolvida para se aproximar de uma solução tri-dimensional pela expansão da deformação e do carregamento dentro de uma série de Fourier na direção longitudinal. O sistema solo-lastro é tratado como um

sólido prismático de tal modo que as relações de deslocamento-força e a matriz de flexibilidade do sistema solo-lastro são assim calculadas. A matriz de flexibilidade do sistema solo-lastro é então combinada com a matriz de flexibilidade do sistema estrutura dormente-trilho, satisfazendo às condições de equilíbrio e compatibilidade, para encontrar uma resposta completa do sistema. A vantagem da análise dos sólidos prismáticos é que ela pode fornecer soluções tridimensionais de forma mais rápida do que análises tridimensionais por elementos finitos (CHANG, AGEDOKE e SELIG, 1980).

Na via férrea os dormentes repousam sobre o lastro, que não oferece nenhuma resistência significativa para que os dormentes levistem do lastro por conta da deformação do trilho causada pelo carregamento. O programa é provido de um procedimento iterativo que é utilizado para eliminar as tensões de tração, além de permitir a separação do lastro. Desta forma, nenhuma tensão de tração deve ser permitida desenvolver-se no modelo entre o lastro e os dormentes.

O modelo pode analisar até quatro eixos atuando sobre a grade. As camadas da via, lastro, sublastro e subleito são tratados como material elástico linear. Contudo o módulo pode ser representado por uma relação dependente do estado de tensões utilizando-se um esquema de solução iterativa. Neste caso, o problema é resolvido repetidamente para as condições de carregamento especificadas até que a relação módulo dependente da tensão para cada camada forneça resultados consistentes com as tensões da camada. O número de iterações é selecionado pelo usuário, mas três a quatro interações geralmente são suficientes para promover a convergência do módulo do material.

Os dados de entrada são as propriedades dos materiais, propriedades dos dormentes, propriedades dos trilhos e o carregamento.

As propriedades dos materiais incluem propriedades específicas, profundidades das camadas e tipo de modelo para o módulo de resiliência em cada camada de material. É necessário fornecer um valor inicial para o módulo de resiliência. Caso o modelo adotado seja de módulo constante, o valor inicial será o único utilizado nos cálculos. O programa é dotado de oito modelos de resiliência, em que cada um é identificado com um número e a escolha do modelo adequado para cada tipo de solo se faz pela indicação do número do modelo correspondente. A equação II.25, a ser apresentada,

refere-se ao modelo log-log, ainda são passíveis de utilização os modelos semi-log e aritmético. O coeficiente de Poisson deve variar entre 0,05 a 0,499. A espessura máxima da camada é 2,5m. A última camada é admitida como infinita, assim, nenhum valor de espessura é necessário nesta camada.

Os dormentes são considerados vigas elásticas lineares. Entre as propriedades dos dormentes o programa solicita a área da seção transversal, largura da base do dormente, que deve ser o valor correspondente à região do trilho e o peso do dormente. Adicionalmente fornece-se o módulo de Young (E) e o momento de inércia (I). Cada dormente é dividido em dez segmentos retangulares iguais, com as reações do lastro representadas por forças concentradas no centro de cada segmento. Estas forças são aplicadas na superfície do lastro como tensões uniformes sobre uma área circular cujo tamanho é função das dimensões do segmento de dormente. O número de segmentos de dormente criados pelo programa entre trilhos são usualmente seis. O efeito de cisalhamento entre o dormente e o lastro não é considerado neste modelo (CHANG, AGEDOKE e SELIG, 1980).

Os trilhos são representados como vigas elásticas lineares. Para o trilho informa-se, a área da seção transversal, peso por metro, módulo de Young (E) e o momento de inércia (I). Os trilhos são livres para girar nas extremidades e em cada dormente. A conexão entre os trilhos e dormentes é representada por uma mola linear, com uma constante de mola especificada que pode ser de tração, assim como de compressão.

O carregamento atuante sobre a via é disposto de tal forma que o eixo número 1 é posicionado sobre o dormente número 1. Somente carregamentos simétricos são considerados. O carregamento de roda é metade do carregamento de eixo aplicado sobre os trilhos. Os carregamentos de roda que caem entre dormentes devem ser divididos em duas componentes e são colocados sobre os dormentes adjacentes. O número máximo de dormentes considerados no cálculo é dezessete. O último dormente a apresentar resultados de saída deve ser o último dormente carregado mais cinco dormentes. Portanto, somente os dormentes 1 a 12 podem ser carregados.

A primeira parte dos dados de saída refere-se às informações relativas aos dados de entrada. A seguir, os resultados dos módulos de cada camada são fornecidos para cada interação. Os grupos de dados de saída são:

- Deflexão vertical do trilho, a reação trilho-dormente, a deflexão do dormente sob o trilho a cada dormente;
- Os momentos fletores atuantes sobre o trilho, sobre o dormente na posição do trilho e sobre o centro do dormente;
- O módulo de via;
- O deslocamento vertical e o completo estado de tensões tridimensionais e tensões principais causados pelo carregamento de roda e um ponto selecionado em cada camada;
- Se um carregamento composto (dois eixos ou mais de carga) é aplicado, a saída de dados inicialmente é dada para um eixo simples e, a seguir, a saída de dados para os eixos superpostos é apresentada.

A versão do Geotrack utilizada nesta tese é para Windows (RUST e SELIG, 1992), baseada no programa originalmente desenvolvido por CHANG, ADEGOKE e SELIG (1980). Foi fornecida a COPPE pelo prof. Selig em 1993, enviada ao prof. Medina.

### **II.3.5 – Ferrovia**

O programa Ferrovia foi criado por RODRIGUES (1993a) e atualizado em 2002. O modelo desenvolvido tem suas características específicas norteadas pelos seguintes requisitos:

- Calcular as respostas da via ao carregamento aplicado pelos trens, incluindo-se as tensões e deformações atuantes nas camadas de lastro, sublastro e subleito;
- Levar em conta a natureza tridimensional do pavimento ferroviário, e mesmo assim tornar o esforço computacional em nível aceitável para utilização rotineira;
- Incorporar as vantagens dos principais modelos já existentes.

Foi utilizado o método dos elementos finitos para a elaboração do modelo que reproduz a grade (trilhos e dormentes). Os trilhos e dormentes são representados por elementos de viga interconectados. A ligação entre trilhos e os dormentes se dá por meio de molas, que por sua vez representam o sistema de fixação. O grau de fixação é expresso pelo valor de  $K$ , desde zero até a ligação perfeita.

A estrutura em camadas constituídas por lastro, sublastro e subleito é simulada pelo método das camadas finitas. Para tal fim, aplica-se o programa ELASTMCF (RODRIGUES, 1991) na determinação da matriz de flexibilidade,  $[F]$ , do conjunto de camadas. Invertendo-se  $[F]$ , determina-se a matriz de rigidez  $[K_F]$  da estrutura em camadas. Da mesma forma obtém-se a matriz de rigidez  $[K_S]$  da grade. Os deslocamentos verticais e as rotações dos pontos nodais,  $\delta$ , são calculados resolvendo-se o sistema:

$$([K_S] + [K_F]) \delta = P \quad (II.16)$$

onde  $P$  é o vetor de cargas verticais e torques externos aplicados ao sistema. O programa está estruturado a partir de uma superposição de programas. É um recurso utilizado para poder lidar com o comportamento não linear dos solos e dos materiais granulares e permitir a execução do programa por partes, fazendo-se as interações necessárias de modo a compatibilizar os módulos resilientes das camadas com o carregamento. Como existe a possibilidade de ocorrência de ruptura localizada nessas camadas, em consequência das elevadas cargas dinâmicas aplicadas pelos trens, reforça-se a necessidade deste procedimento.

Em novembro de 2002, Rodrigues desenvolveu uma entrada de dados tipo Windows para o Ferrovias. Três conjuntos de dados devem ser preenchidos para alimentar o Ferrovias, que são: dados da grade; dados da fundação; e cargas aplicadas.

### Dados da Grade

#### ➤ Dados Gerais

Bitola = cm

Espaçamento entre dormentes = cm

K(rigidez da fixação) = kgf/cm

#### ➤ Trilhos

$E = \text{kgf/cm}^2$

$I = \text{cm}^4$

Largura da base = cm

Área da seção =  $\text{cm}^2$

➤ Dormentes

$E = \text{kgf/cm}^2$

$I = \text{cm}^4$

Largura da base = cm

Área da seção =  $\text{cm}^2$

Comprimento = cm

Tipo: Bi-bloco ou monobloco

Dados da Fundação

Nº de camadas

Nº de incrementos de carga = 4

➤ Propriedades das Camadas

Espessura = cm

Coefficiente de Poisson =

Coesão =  $\text{kgf/cm}^2$

Ângulo de Atrito = graus

Modelos (granular, coesivo, linear)

$K_1 = \text{kgf/cm}^2$

$K_2$

Subcamadas=5 (para lastro e sublastro) e 7 (para subleito)

Cargas Aplicadas

Nº do ponto nodal

Tipo de carga = força vertical ou momento

Valor da carga = compressão (sinal negativo) e em tf

Nº de Cargas Aplicadas

A operação do programa é realizada na seguinte seqüência:

1. Montagem da matriz de rigidez da grade  $[K_S]$ ;
2. A partir de valores iniciais de módulo de resiliência do sistema em camadas é montada a matriz de rigidez do conjunto de camadas  $[K_F]$ ;
3. Aplicação do carregamento externo e cálculo dos deslocamentos e rotações nodais;
4. Determinação do diagrama de tensões de contato entre cada dormente e o topo do lastro;
5. Aplicação do diagrama de tensões de contato sob os dormentes ao sistema em camadas, considerando-se a variação dos módulos resilientes das camadas com o estado de tensões, assim como o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com o programa ELASTMCF incremental, calculando-se as tensões e deformações em cada camada;
6. Com os novos módulos resilientes das subcamadas em que se divide cada camada, volta-se ao passo 2. Os passos 2 a 5 são repetidos no número de vezes necessário para que haja convergência de todos os resultados;
7. Cálculo dos momentos fletores e esforços cortantes nos trilhos e dormentes.

O Ferrovía indica os pontos onde ocorreram rupturas locais.

Tensões de contato negativas são descartadas no programa INFRA, de modo a evitar-se tensões de tração entre o dormente e o lastro. Da mesma forma, o programa não admite tensões de tração no cálculo dos módulos resilientes dos materiais granulares.

A malha de pontos nodais da grade foi montada com onze dormentes, cada um dividido em dez elementos de viga  $[K_S]$ , está mostrada na figura II.5.



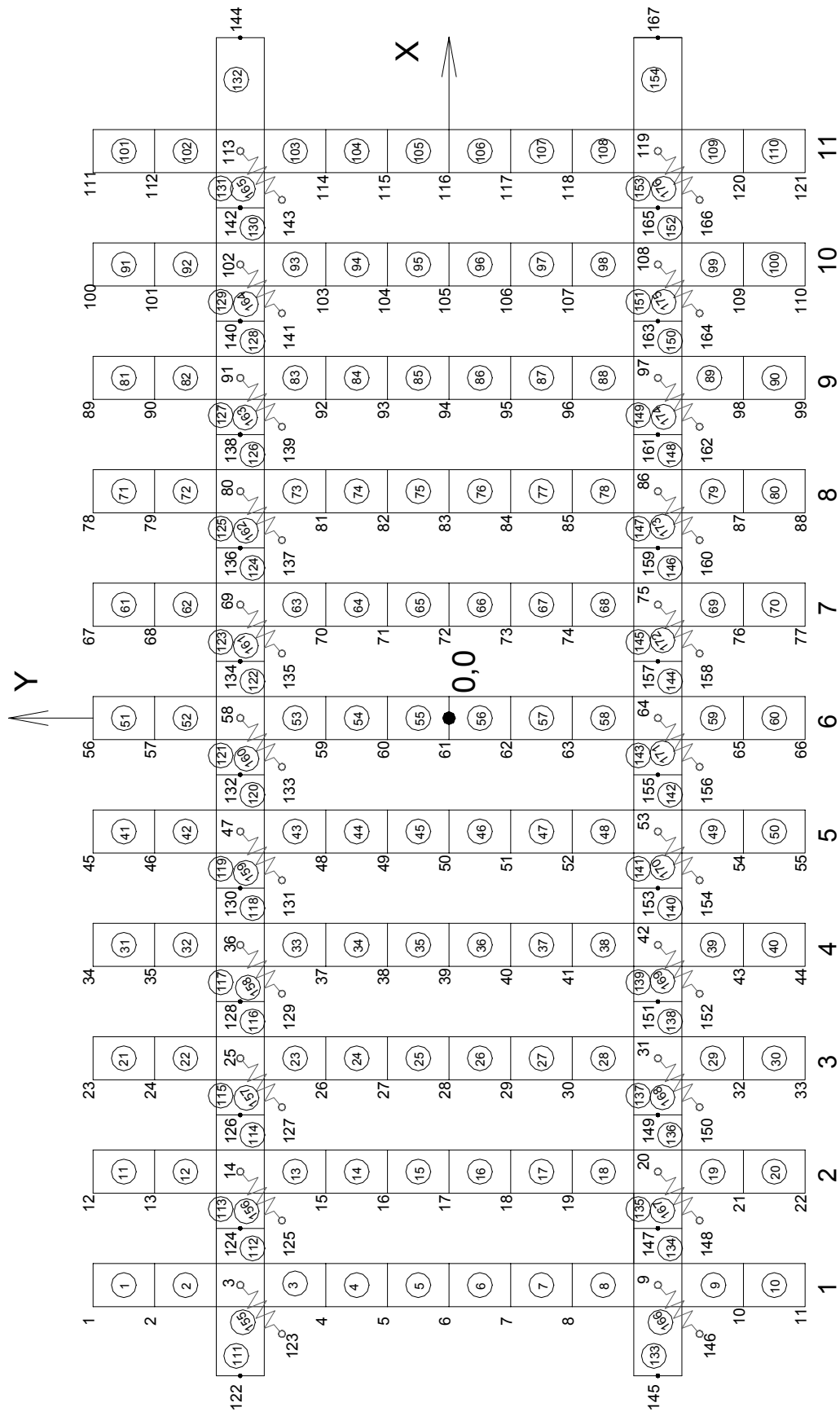


Figura II.5 – Malha de elementos finitos do Ferrovia (RODRIGUES, 1993a)

## II.4 - ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGA REPETIDA

### II.4.1 - Conceituação do Módulo de Resiliência

A relação entre as tensões transientes verticais e a correspondente deformação recuperável é por definição módulo de resiliência ( $M_R$ ). Desta forma, num solo ao se aplicar a Lei de Hooke generalizada, a partir do seu estado de tensões conhecido e das deformações medidas, determina-se o valor de  $E$  (ou  $M_R$ ). No entanto, o solo apresenta predominantemente comportamento elástico não linear, o que obriga a busca de relações empíricas entre o módulo de resiliência e o estado de tensões.

Ortigão (1993) mostra que o comportamento tensão-deformação dos solos pode ser: elástico linear, elástico não linear (com recuperação total e com histerese) e elasto-plástico, conforme esquema mostrado na figura II.6.

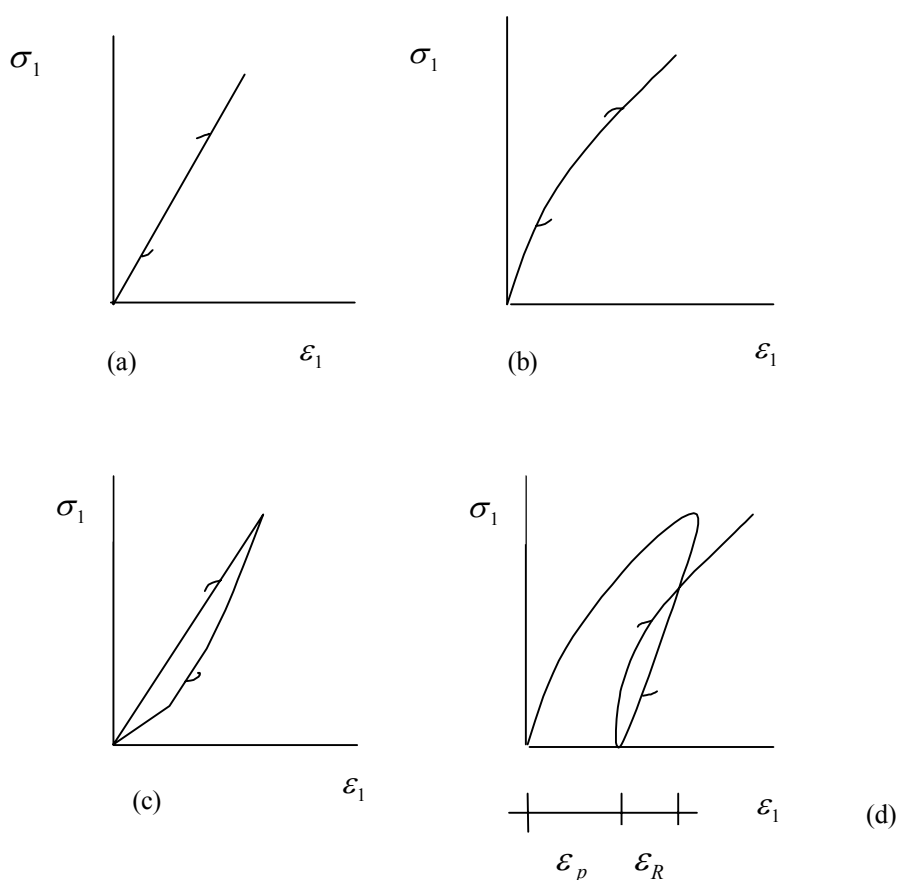


Figura II.6 – Comportamento de tensão-deformação: (a) – elástico linear; (b) – elástico não linear com recuperação total; (c) elástico não linear com histerese; (d) – elasto-plástico, (ORTIGÃO, 1993)

Através dos ensaios de carga repetida determina-se a relação entre o módulo de resiliência e o estado de tensões. Nestes ensaios a força aplicada é sempre de compressão, de zero a um máximo e depois diminui até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso, buscando-se uma reprodução das condições de campo. O tempo e a amplitude do pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões e deformações produzidas (MEDINA, 1997).

A força atuante devida ao carregamento é pequena quando comparada com a resistência do material do pavimento e depois de um número suficiente de ciclos para a mesma força atuante a deformação é praticamente toda recuperável e proporcional ao carregamento e pode ser considerada como elástica ou resiliente.

A figura II.7 mostra as deformações sofridas por uma amostra submetida ao ensaio de carga repetida. No estágio inicial das aplicações do carregamento, verifica-se uma considerável deformação permanente como esboçado na figura II.7. Com o acréscimo do número de repetições de carga a deformação plástica devido a cada carregamento diminui. Após 100 a 200 repetições, a deformação é praticamente toda recuperável. Denomina-se este estágio inicial de fase de condicionamento.

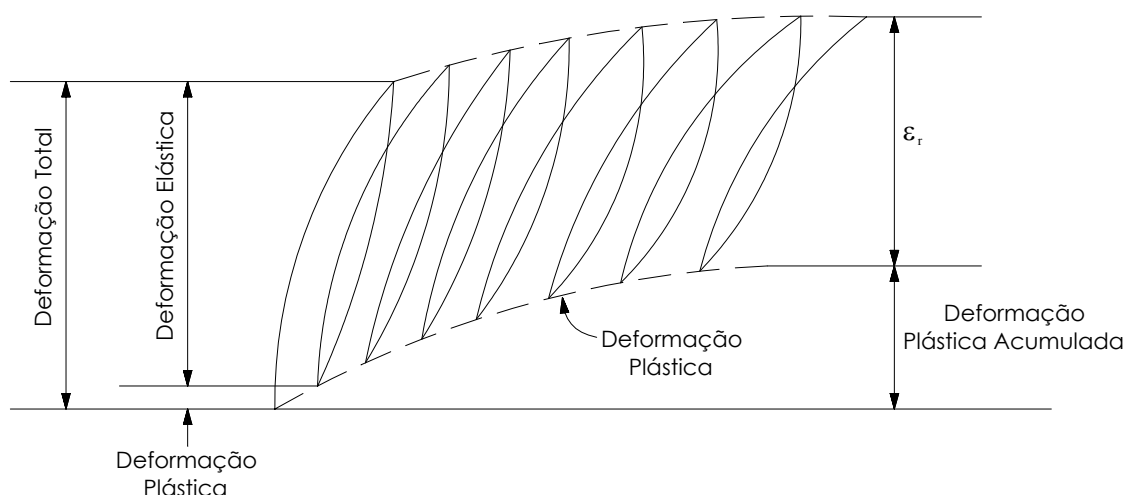


Figura II.7 – Deformações sob carregamento repetido (HUANG, 1993)

O estado de tensões num elemento do subleito ou de camada varia com a posição da carga móvel. Quando a carga está verticalmente acima do elemento, têm-se as tensões normais principais, horizontal ( $\sigma_3 = \sigma_h$ ) e vertical ( $\sigma_v = \sigma_1$ ). O ensaio triaxial é realizado, usualmente, a tensão confinante,  $\sigma_3$ , constante, e  $\sigma_1$ , variável; tem-se:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d \quad (\text{II.17})$$

onde  $\sigma_d$  é a tensão desvio variável.

Em planos inclinados em relação ao plano horizontal ocorrem tensões cisalhantes, cujos valores podem ser determinados pelo círculo de Möhr (MEDINA, 1997).

Os ensaios drenados são comumente usados já que, ao simular as condições de campo, a frequência do carregamento é baixa o bastante para permitir a dissipação das poropressões e acomodação das variações de volume. No entanto, como os materiais apresentam-se parcialmente saturados, é difícil medir a pressão negativa da água nos poros (sucção) e trabalhar com pressões efetivas. Desta forma, os resultados são expressos em termos de tensões totais.

Define-se o módulo de resiliência,  $M_R$ , no ensaio triaxial de cargas repetidas:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R} \quad (\text{II.18})$$

sendo  $\sigma_d$  a tensão desvio igual a ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) e  $\epsilon_R$  a deformação resiliente axial vertical:

$$\epsilon_R = \frac{\Delta H}{H} \quad (\text{II.19})$$

sendo  $\Delta H$  o deslocamento vertical máximo e  $H$  altura inicial do corpo-de-prova cilíndrico.

Como mostra a figura II.7  $\epsilon_R$  é somente a parcela elástica.

MILLER *et al.* (2000) colocam que amostras de solos classificadas com CH pela Unified Soil Classification System (USCS) com grau de saturação próximo a 100% são possivelmente submetidas a alguma poropressão durante ensaios cíclicos de carga repetida apesar da linha de drenagem ser mantida aberta. Os mesmos referem-se a estes ensaios como parcialmente drenados e reconhecem que esta situação é representativa de um lastro sobre um subleito de baixa capacidade suporte.

Devido ao fato do carregamento aplicado ser relativamente baixo, o ensaio de determinação do módulo de resiliência é um ensaio não destrutivo e a mesma amostra pode ser utilizada em muitos outros ensaios.

As cargas usualmente são aplicadas com uma freqüência de 1Hz (1ciclo/segundo) e duração de 0,1s. Segundo Huang (1993) em pesquisas realizadas na pista de teste da AASHO a duração do tempo de atuação da carga imposta a passagem de um veículo a uma velocidade de 48km/h e a 40cm de profundidade no subleito é de 0,1s, o que justifica a utilização do tempo de duração da aplicação da carga de 0,1s, tanto no caso rodoviário quanto a transposição desse valor para o caso ferroviário.

MCDONALD e RAYMOND (1984) afirmam que a freqüência de carregamento de 1Hz reflete as condições de solicitação numa via férrea, assim como entendem que uma onda com a forma trapezoidal simula adequadamente o pulso de carregamento para a estrutura de uma via.

MILLER *et al.* (2000) numa ampla investigação realizada na seção com baixo módulo de via no subleito do "Facility for Accelerated Service Testing" (FAST), do "Transportation Technology Center" (TCC) em Pueblo, Colorado, operado pela "Association of American Railroads" (AAR) verificaram através de células de carga que a forma da onda do pulso imposto pela passagem do trem era trapezoidal e que o tempo de atuação da carga era de 0,6 segundos.

A parcela plástica da deformação pode ser determinada através da seguinte expressão:

$$\varepsilon_p = KN^A \quad (\text{II.20})$$

onde  $N$  é o número de repetições de carga, e  $K$  e  $A$  são parâmetros experimentais obtidos dos ensaios triaxiais de carga repetida em que se registram os dois tipos de deformações, desde o início do ensaio (MEDINA, 1998).

#### II.4.2 – Modelos de Resiliência

O módulo de resiliência depende da natureza do solo (constituição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina), umidade, grau de saturação, densidade e estado de tensões.

MEDINA (1997) coloca que os solos e os materiais granulares (lastro e sublastro no caso ferroviário) não são elásticos lineares e portanto, não se aplica aos mesmos a lei de Hooke generalizada. Por outro lado, o solo quando solicitado pelo peso próprio e mais as tensões causadas pelas cargas dos veículos está sujeito a um estado de tensões que expressa a resposta a estas solicitações. O que se procura determinar nos ensaios triaxiais é a relação empírica:

$$M_R = f(\sigma_3, \sigma_d) \quad (\text{II.21})$$

para as condições de densidade e umidade presentes no solo.

Os modelos de resiliência que têm sido utilizados hoje no Brasil segundo MOTTA (1991) são os indicados na figura II.9.

Nos solos arenosos o módulo é dependente principalmente de  $\sigma_3$  ou da soma das tensões principais,  $\theta$ . Deste modo tem-se duas expressões:

$$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad (\text{II.22})$$

$$M_R = K_1' \theta^{K_2'} \quad (\text{II.23})$$

No caso do ensaio triaxial:  $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$

O modelo granular ou arenoso também se utiliza para as britas e para os lastros. Este modelo tem sido observado em solos com menos de 50% passando na peneira nº 200 (0,074mm) de origem saprolítica, laterítica ou sedimentar.

SVENSON (1980) sugeriu o modelo genérico areno-argiloso, representado na figura II.8 em escala log-log.

$$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2} \quad (\text{II.24})$$

onde  $K_2$  é negativo.

O modelo constante do  $M_R$  verifica-se nos solos saprolíticos, silto-arenosos, micáceos, de módulos baixos, como também em solos lateríticos fortemente cimentados de módulos altos.

A natureza da fração fina determina o comportamento à resiliência. A quantidade percentual de silte em relação à quantidade total de finos é determinante no comportamento resiliente, quando esta razão é menor que 50% o solo é menos resiliente. Esta observação refere-se a experiência brasileira com solos compactados no teor ótimo de umidade no Proctor normal (MEDINA, 1997).

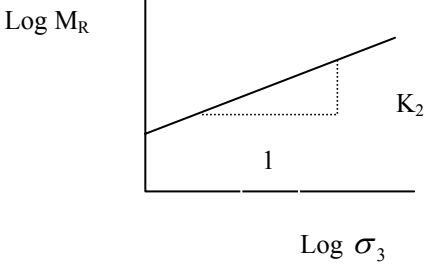
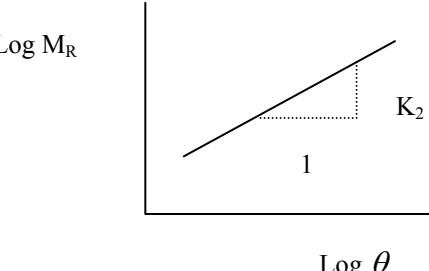
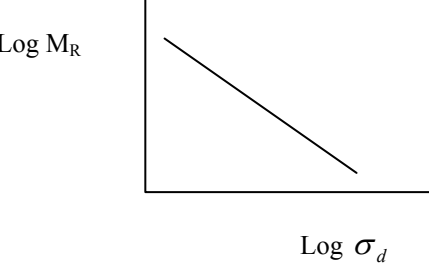
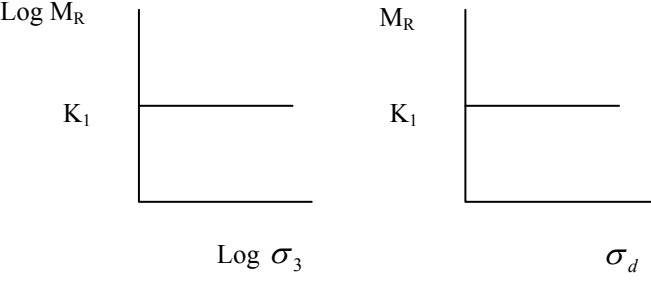
MODELO	EQUAÇÃO
<p style="text-align: center;">ARENOSO</p>  <p style="text-align: center;">Log <math>\sigma_3</math></p>	$M_R = K_1 \sigma_3^{k_2}$
<p style="text-align: center;">ARENOSO</p>  <p style="text-align: center;">Log <math>\theta</math></p>	$M_R = K_1 \theta^{k_2}$ $K_2 > 0$
<p style="text-align: center;">ARENO-ARGILOSO</p>  <p style="text-align: center;">Log <math>\sigma_d</math></p>	$M_R = K_1 \sigma_d^{k_2}$ $K_2 < 0$
 <p style="text-align: center;">Log <math>\sigma_3</math>                      <math>\sigma_d</math></p>	$M_R = K_1 = \text{constante}$

Figura II.8 – Modelos de resiliência utilizados no Brasil, (MEDINA, 1977)



## II.5 – COMPORTAMENTO RESILIENTE DO MATERIAL GRANULAR

### II.5.1 – Resultados de Ensaios de Brita Graduada

PÉREZ (1987) ensaiou brita graduada de rocha gnáissica da camada de base da BR-101, trecho Manilha-Duque, RJ, sob carregamento repetido na célula triaxial. A amostra foi compactada em corpos de prova de 100 mm de diâmetro com energia do Proctor modificada, na umidade ótima, em oito camadas iguais, seguindo-se a compressão final numa prensa até atingir a altura de 200mm. Após a retirada do molde, o corpo-de-prova foi envolvido por uma membrana de borracha, já instalado no pedestal da célula triaxial. Os ensaios foram realizados para valores de  $\sigma_3$  (kPa): 21 – 35 – 52, 5 – 70 – 105 – 140. E as razões de  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$  utilizadas foram: 2 – 3 e 4 para cada  $\sigma_3$ . A frequência de aplicação da carga foi de 1Hz com duração da carga de 0,1s, em condição de livre drenagem. Os resultados dos ensaios mostraram a influência destacada da tensão confinante  $\sigma_3$ , levando o módulo de resiliência a variar de 230MPa a 660MPa, com  $\sigma_3$  variando de 20,5kPa a 137kPa, como exemplo de um caso. Estes mesmos ensaios, ainda revelaram a pequena influência da variação da tensão desvio  $\sigma_d$  (variação no sentido da deformação específica axial). A brita II (diâmetro máximo de  $\frac{3}{4}$ " ou 19mm) alcançou módulos, em geral, maiores que os da brita I (diâmetro máximo  $\frac{3}{8}$ " ou 9,5mm). Os resultados destes ensaios estão apresentados na tabela II.3.

<b>TABELA II.3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS DE PÉREZ (1987)</b>					
<b>Amostra</b>	<b>W% do CP</b>	<b><math>\gamma_d</math> do CP(kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>M_R=K_1\theta^{K_2}</math>, <math>\theta</math> em kgf/cm<sup>2</sup></b>		
			<b>K<sub>1</sub></b>	<b>K<sub>2</sub></b>	<b>R<sup>2</sup></b>
Brita1 CP1			1368	0,78	0,96
Brita1 CP2			2528	0,49	0,83
Brita1 CP3	5,9	21,95	2501	0,46	0,85
Brita1 CP6	6,0	22,31	1237	0,64	0,95
Brita1 CP7	5,5	21,97	1179	0,57	0,95
Brita1 CP11			1196	0,56	0,94
Brita1 CP19	5,5	22,05	2058	0,38	0,59
Brita2 CP12	5,6	22,16	2153	0,23	0,42
Brita2 CP14	5,8	21,96	2116	0,24	0,30
Brita2 CP17	6,1	22,26	2157	0,24	0,27
Brita2 CP20	6,1	21,65	2054	0,47	0,59
Brita2 CP21	4,9	21,87	1175	0,69	0,90
Brita2 CP22	5,0	21,73	3180	0,51	0,80

MACÊDO(1996) realizou ensaios dinâmicos para determinação do  $M_R$  em britas graduadas. Os corpos de prova foram moldados no diâmetro de 10cm e na altura de 20cm. Os resultados são apresentados na tabela II.4.

<b>TABELA II.4 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS DE MACÊDO (1996)</b>					
<b>Amostra</b>	<b>W% do CP</b>	<b><math>\gamma_d</math> do CP(kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b><math>M_R=K_1\theta^{K_2}</math>, <math>\theta</math> em kgf/cm<sup>2</sup></b>		
			<b>K<sub>1</sub></b>	<b>K<sub>2</sub></b>	<b>R<sup>2</sup></b>
Brita Graduada	5,1	22,75	2167	0,36	0,80
Brita Graduada	5,0	22,94	1783	0,47	0,87
Brita Graduada	5,0	22,07	2435	0,32	0,65
Brita Graduada	5,0	22,87	3794	0,10	0,08
Brita Graduada	5,2	22,75	2019	0,37	0,75
Brita Graduada	5,6	22,38	5366	0,15	0,19
Brita Graduada	5,7	22,65	3893	0,08	0,08
Brita Graduada	6,1	22,63	1742	0,45	0,85

## II.5.2 – Resultados de Ensaios de Lastro

BROWN e SELIG (1991) mostram que grande parte do recalque da via é conseqüência da deformação plástica na camada do lastro. As principais razões para isto são as elevadas tensões impostas ao lastro e o afofamento a que o lastro é submetido periodicamente quando das operações de manutenção da via.

A partir de resultados de ensaios sobre o lastro em que a tensão confinante é mantida constante e a tensão desvio é ciclada entre zero e um valor selecionado abaixo da resistência de ruptura da amostra, verificou-se que a cada sucessivo ciclo de carregamento, o módulo de resiliência aumenta enquanto a deformação plástica diminui a cada ciclo. Esta tendência verifica-se desde que as características do material não mudem significativamente a partir da quebra dos grãos, de tal forma que os resultados de  $M_R$  e  $\varepsilon_p$  aumentam aproximadamente linearmente com o logaritmo do número de ciclos (NORMAN e SELIG, 1983). Esta mesma tendência foi observada no campo e em simulações através de sistema em camadas, em trabalhos realizados por SELIG e WATERS (1994).

STEWART (1986) realizou uma série de ensaios triaxiais de carregamento repetido sobre lastro para investigar a deformação permanente axial acumulada. O lastro ensaiado foi um granito de granulometria bem graduada com o tamanho máximo de partícula de 38mm (1,5”), especificação nº 5 da AREA (American Railway Engineering Association). As amostras foram compactadas sem adição de água, já que o ensaio foi realizado a seco. Na célula triaxial foi aplicado um vácuo para permitir a remoção do molde. Para uma dada tensão confinante ( $\sigma_3$ ) a deformação permanente no primeiro ciclo aumenta com o crescimento da tensão desvio ( $\sigma_d$ ). Da mesma forma, para um dado nível de tensão desvio, a deformação permanente no primeiro ciclo decresce, se a tensão confinante aumenta. Foi observado, também que, quando a tensão desvio era aumentada acima do máximo valor passado, a deformação permanente continuava a aumentar. Quando a tensão desvio era reduzida para valores menores do que o máximo passado, as deformações permanentes eram desprezíveis para os ciclos adicionais. Outra constatação importante foi verificada a partir destes ensaios, já que para uma mesma tensão confinante, a seqüência de aplicação das tensões não afetava o

valor da deformação permanente, desde que o número total de ciclos a cada nível de tensão fosse mantido constante.

SELIG e WATERS (1994) relatam os resultados obtidos com uma caixa especial de ensaio de lastro desenvolvida na Universidade de Massachusetts para simular as condições de campo, sob a ação do carregamento repetido. A base da caixa é flexível para representar o efeito do subleito. Tanto dormentes de madeira quanto de concreto podem ser empregados. A caixa de teste é dotada de instrumentação sobre um lado e nas extremidades de painéis que medem as tensões laterais do lastro. Os seguintes efeitos podem ser medidos no ensaio: quebra de lastro; mudanças na rigidez do lastro e no seu peso específico e as tensões residuais do lastro.

Uma das observações mais importantes com este aparato foi a ocorrência de tensões residuais horizontais verificadas através dos painéis laterais instrumentados. Os resultados mostraram que a tensão horizontal durante o estágio de carregamento decresce com o aumento do número de ciclos. Por outro lado, a tensão horizontal, no estágio de descarregamento, aumenta com o número de ciclos tornando-se aproximadamente igual à tensão horizontal no estágio carregado. Esta tensão horizontal no estágio de descarregamento é denominada de tensão residual. A tensão horizontal quando do descarregamento pode mesmo exceder a tensão horizontal quando há o carregamento. A grande mudança no valor da tensão horizontal residual ocorre no primeiro ciclo.

Outra constatação a partir dos ensaios de lastro na caixa de simulação é que, quando um carregamento grande é aplicado inicialmente, os carregamentos subseqüentes, sendo menores, não contribuem para o recalque. E na situação em que os carregamentos são aplicados em valores crescentes, cada nível de carregamento contribui para um recalque adicional. Conclui-se que o maior carregamento, que pode ser ocasionado por defeito de roda ou trilho, pode ser o maior fator no recalque da via mesmo com uma freqüência de ocorrência muito baixa.

Ainda, com base nos ensaios de lastro na caixa de simulação, foi possível verificar o comportamento do lastro com relação à quebra para diferentes situações de carregamento de roda. Na primeira situação, dois diferentes carregamentos de

roda (160kN e 223kN) foram aplicados durante um milhão de ciclos, onde constatou-se o dobro da quantidade de partículas finas (tamanhos menores que  $\frac{3}{8}$ " ) e o triplo da quantidade de partículas grosseiras (tamanhos maiores que  $\frac{3}{8}$ " ) para o carregamento maior com relação ao carregamento menor, sabendo-se que antes do ensaio o lastro foi peneirado para remoção de todas as partículas menores que  $\frac{3}{8}$ ". Na segunda situação, a quebra do lastro foi comparada após quinhentos mil ciclos com a obtida em outro ensaio em que o lastro foi rearranjado a cada cem mil ciclos, para simular o efeito da manutenção. Para o lastro rearranjado após cada cem mil ciclos, a quantidade de material fino gerada foi o dobro e a quantidade de material grosseiro gerada foi o triplo.

A tabela II.5 apresenta um resumo dos fatores que influenciam na resposta dos lastros às cargas dinâmicas, representando o consenso de vários trabalhos de laboratório com ensaios dinâmicos até então (DI PILATO *et al.*, 1983).

<b>TABELA II.5 – FATORES QUE INFLUEM NA REPOSTA DE MATERIAIS NÃO-COESIVOS (LASTRO, SUBLASTRO, AREIA E PEDREGULHO) ÀS CARGAS DINÂMICAS – DI PILATO <i>et al.</i>, 1983</b>		
<b>FATOR</b>	<b>COMPORTAMENTO RESILIENTE</b>	<b>COMPORTAMENTO PLÁSTICO</b>
nível de tensão (vertical e confinante)	significativo	(4)
tensão desvio	modesto (2)	significativo
densidade inicial	menor (3)	muito significativo
freqüência de carregamento	insignificante	-----
duração da carga	insignificante	-----
forma da partícula e textura	menor (cresce MR com angularidade)	-----
conteúdo de finos	MR decresce com crescimento de finos	-----
saturação	menor	muito significativo
história de tensões cíclicas	menor	significativo (5)

(1)  $MR = K_1 \sigma_3^{K_2}$ .

(2) Crescimento moderado de MR com  $\sigma_d$ .

- (3) Densidade é significativa em arranjo de partículas grossas; menos significativa quando a alta densidade é causada por finos que preenchem os vazios.
- (4) Não conclusivo.
- (5) Deformação permanente é menor se a tensão desvio é aplicada gradualmente crescendo de nível ao invés de ter um grande valor inicial.

Estas e outras observações permitiram a modificação das especificações de lastro para muitos países, como, por exemplo, o Canadá. [C.P. RAIL (1984)] e, pelo menos, um método de dimensionamento de espessura de lastro, como é o caso do método da British Rail citado por SELIG e WATERS (1994).

### II.5.3 – Resultados de Ensaio Triaxiais de Lastro

CHANG, ADEGOKE e SELIG (1980) desenvolveram um modelo de análise para a via férrea denominado Geotrack. Neste trabalho, apresentaram resultados de ensaios triaxiais de carga repetida para o lastro e sublastro do FAST. Estes resultados são expressos pelo modelo de resiliência utilizado pelo Geotrack, que é o modelo granular em função de  $\theta$  (primeiro invariante de tensões). E para que as constantes  $K_1$  e  $K_2$  se tornem adimensionais a seguinte expressão é empregada no Geotrack.

$$M_R = P_a K_1 \left( \frac{\theta}{P_a} \right)^{K_2} \quad (II.25)$$

onde  $P_a$  é a pressão atmosférica expressa na mesma unidade que  $M_R$ . A tabela II.6 reúne os valores de  $K_1$  e  $K_2$  para este caso.

<b>TABELA II.6 – RESULTADOS DE ENSAIOS DE CARGA REPETIDA (CHANG et al., 1980)</b>		
<b>Camada</b>	<b><math>K_1</math></b>	<b><math>K_2</math></b>
Lastro de Granito de Wyoming	1948	0,518
sublastro	840	0,720

No conjunto de informações para a utilização da versão para "Windows" elaborada por Jeanne Rust e E.T. Selig são fornecidos valores de  $K_1$  e  $K_2$  para utilização no modelo de resiliência da equação II.25. Estes valores são apresentados na tabela II.7 e referem-se a trabalhos específicos com o emprego do Geotrack.

TABELA II.7 – VALORES DE $K_1$ e $K_2$ SEGUNDO RUST e SELIG (1992)		
Camada	$K_1$	$K_2$
lastro	1569	0,535
	1058	0,593
	2067	0,509
sublastro	941	0,687
subleito	877	1,10
	654	1,08

SELIG e WATERS (1994) descrevem ensaios triaxiais de carga repetida realizados por Alva Hurtado, quando da elaboração de sua tese de doutorado em 1980, sobre o lastro de granito em que foram empregadas tensões confinantes ( $\sigma_3$ ) de 34kPa a 145kPa e tensões desvios ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) de 69kPa a 550kPa. Os resultados para as amostras compactas são mostradas na figura II.9

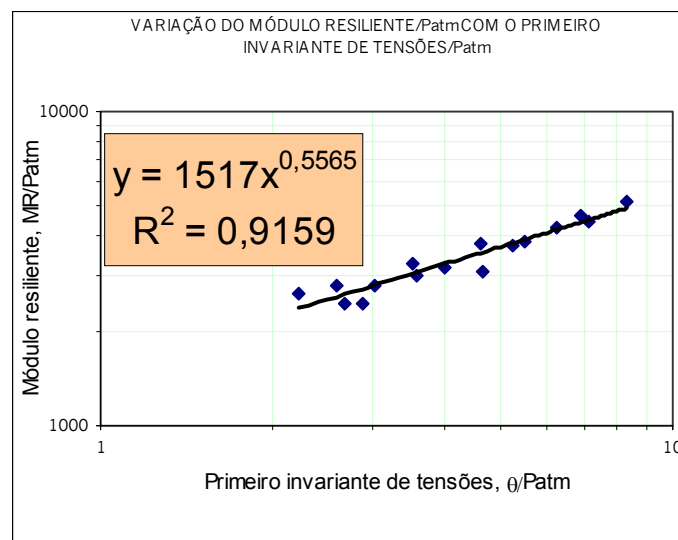


Figura II.9 – Relação entre  $y=M_R/P_{atm}$  versus  $x= \theta/P_{atm}$ , SELIG e WATERS (1994)

O modelo de resiliência utilizado na figura II.9 é o modelo granular em função de  $\theta$  (primeiro invariante de tensões) e os valores de  $K_1$  e  $K_2$  são 1517 e 0,557, respectivamente.

ARANGIE (1997) realizou uma investigação para verificar a influência da contaminação por finos no lastro, no que se refere ao seu comportamento resiliente. Um lastro de quartzito de recife foi submetido a ensaios triaxiais de carga repetida em amostras com diâmetro de 21cm e altura de 45cm. A forma da onda de carregamento aplicada nos ensaios é senoidal. Em função da velocidade do trem ser de 80km/h o carregamento repetido teve a frequência de 3Hz e duração de 0,1s. Um resultado típico da relação  $M_R$  em função de  $\theta$  para o lastro de quartzito é mostrado na figura II.10.

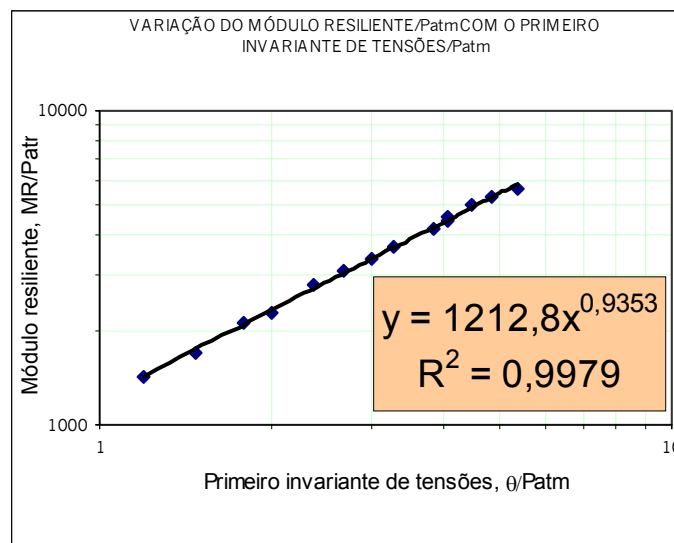


Figura II.10 – Relação entre  $y=M_R / P_{atm}$  versus  $x=\theta / P_{atm}$ , ARANGIE (1997)

De acordo com o modelo da equação II.25 e com os dados do ensaio se obtêm  $K_1=1213$  e  $K_2=0,935$ , como mostrado na figura II.10. Ainda, foi verificado pela pesquisa que: a influência do nível de tensão (carregamento por eixo) sobre a relação do módulo de resiliência versus estado de tensões é maior que o grau de contaminação por finos no lastro; e para linhas férreas com carregamento por eixo de 260kN o grau de contaminação tem somente uma leve influência no módulo de resiliência.

KOLISOJA e MÄKELÄ (2001) realizaram uma pesquisa de campo e laboratório para avaliar a resposta mecânica de uma ferrovia entre Korja e Kouvola, na Finlândia, no verão de 1999, devido à intenção da operadora ferroviária de introduzir eixos de carregamento de 250kN e 300kN. Os resultados obtidos por esse estudo para os ensaios triaxiais de carga repetida com as camadas ensaiadas para o modelo da equação II.25, estão apresentados na tabela II.8.



<b>TABELA II.8 – Resultados de ensaios de carga repetida (KOLISOJA e MÄKELÄ, 2001)</b>		
<b>Camada</b>	<b>K<sub>1</sub></b>	<b>K<sub>2</sub></b>
lastro peneirado	2000	0,50
lastro não-peneirado	1750	0,50
areia	1635	0,38
pedregulho	2265	0,50

## **II.6 - CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO**

A seguir, serão apresentados critérios e limites estabelecidos e aceitos no meio ferroviário que são utilizados para dimensionar ou qualificar a estrutura de um pavimento ferroviário em função da deflexão, módulo de via e tensões admissíveis.

### **II.6.1 - Deflexões**

Segundo HAY (1982) as características de suporte da via variam consideravelmente mesmo para vias com um bom padrão de manutenção. Isto se verifica devido à não uniformidade dos grãos de lastro, aos diferentes graus de compactação, quantidade de finos, cimentação e eventuais ocorrências de bombeamento do lastro. Acresce-se, a isto: características do dormente, como material, tamanho e idade; características do subleito; grau de nivelamento da linha.

HAY (1982) coloca que devido aos aspectos expostos anteriormente, não se sabe, qual é o valor de deflexão aceitável do trilho e qual o efeito de um número de deflexões sobre a estabilidade e a vida da via. A AREA (American Railway Engineering Association) sugere que 6,35mm é o limite desejável. O manual de Lundgren baseado nos estudos de Talbot indica valores limites para a deflexão que são apresentados na tabela II.9. Conclui-se que não existe um valor universal para a deflexão do trilho e, por outro lado, sabe-se que a deflexão depende da carga.

<b>TABELA II.9 – CRITÉRIO DE DEFLEXÃO DA VIA EM TERMOS DE DURABILIDADE HAY (1982)</b>	
<b>Deflexão (mm)</b>	<b>Comportamento da Via</b>
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.

Os valores de deflexão são exclusivamente devido a uma compressão do lastro ou devido ao fechamento de algum espaço entre trilho e placa de apoio, ou entre a placa de apoio e o dormente, mas referem-se a deflexões sob carregamento.

### II.6.2 – Módulo de Via

Caso a relação do carregamento com a deflexão fosse linear como ilustrado na curva *a* da figura II.11, o módulo de via,  $u$ , seria independente do valor de  $P$ , mas o que se verifica usualmente é que a relação do carregamento com a deflexão é não linear. Assim o valor de  $u$  depende do nível de carregamento. Um exemplo disto, é ilustrado pela curva *b* na figura II.11, em que o trecho inicial da curva representa o assentamento da via sob ação do carregamento.

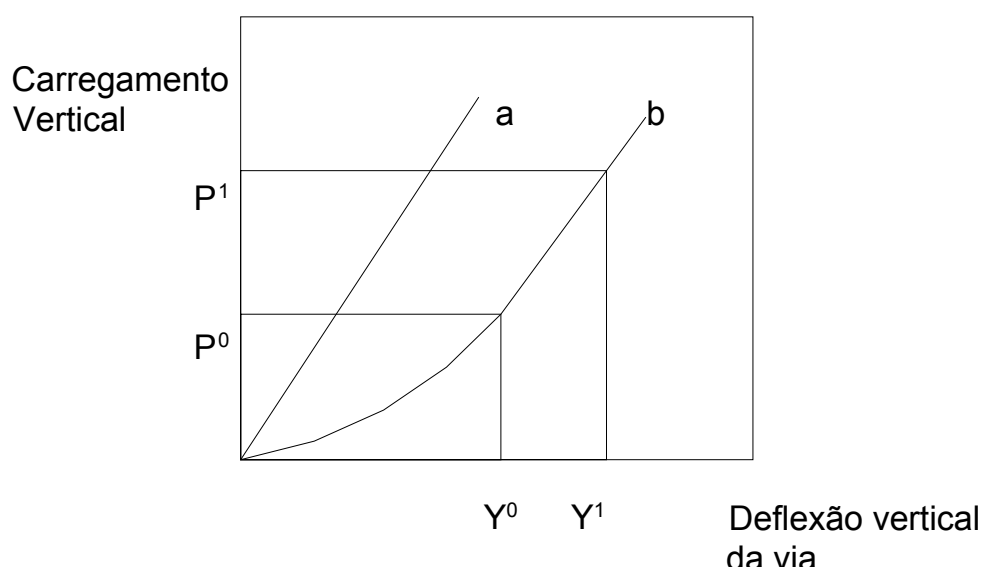


Figura II.11 –Curvas de carregamento versus deflexão (SELIG e WATERS, 1994)

De forma a considerar a não linearidade do comportamento da via, sob ação do carregamento, as equações II.9 e II.10 são revistas usando a expressão:

$$K = \frac{P_1 - P_0}{Y_1 - Y_0} \quad (\text{II.26})$$

A realização de um grande número de ensaios de campo em AREA(1918) demonstrou que o módulo de via variava com a carga de roda; os ensaios desenvolvidos por ZAREMBKI e CHOROS (1979) também confirmam esta tendência. Assim, estes últimos sugerem que o módulo de via deveria ser obtido com as cargas mais próximas possíveis das de serviço; chamam ainda a atenção que as diferenças observadas entre os resultados auferidos com carregamento e com descarregamento indicam que os valores do módulo de via são dependentes do tempo de duração da carga.

SELIG e LI (1994) citam que o fator dominante a influenciar o módulo de via é o módulo de resiliência do subleito, a tal ponto que uma mudança do módulo de via, no campo, é inicialmente uma indicação de mudança das condições do subleito. E ainda, que os parâmetros que se seguem em ordem de importância a afetarem o módulo de via são a espessura de material granular e a rigidez da fixação, que geralmente um aumento na espessura do lastro e na rigidez da fixação conduz a um crescimento do valor do módulo de via. Outros aspectos que os mesmos autores destacam adicionalmente são:

- 1) a maior causa para o módulo de via ser mais baixo com os dormentes de madeira do que com os dormentes de concreto é a maior compressibilidade ou maior resiliência da madeira;
- 2) um maior módulo de via é geralmente entendido como capaz de fornecer um melhor desempenho da via. Contudo, haverá, provavelmente, um limite acima do qual o módulo é tão alto que não produz um desempenho satisfatório. Este limite superior do módulo de via tem, ainda, que ser definido.

SHAHU, RAO e YUDHBIR (1999) num estudo paramétrico para verificar a resposta resiliente da via férrea ao carregamento constataram que o módulo de resiliência do subleito tem a maior influência sobre o módulo de via. Um aumento do módulo do subleito de 10 para 50MPa aumenta o módulo de via em cinco vezes.

HAY (1982) e o Manual da AREA (1991) sugerem que o valor mínimo necessário para o módulo de via é 14MPa para assegurar um desempenho satisfatório para a via férrea. Com base em observações de campo, AHLF (1975) concluiu que uma linha com módulo de via menor que 14MPa era pobre, uma linha com módulo de via entre 14 e 28MPa era média, e uma linha com módulo de superior a 28MPa era boa. RAYMOND (1985) sugere que o módulo de via ótimo está no intervalo de 34 a 69MPa.

SELIG e LI (1994) num estudo com emprego do programa Geotrack chegaram à conclusão de que quando o valor do módulo de via é inferior a 28MPa, as deflexões crescem de forma significativa. Quando o módulo de via é superior a 28MPa, as variações das deflexões com as mudanças do módulo de via tornam-se mais graduais.

EBERSÖHN, TREVISIO e SELIG (1993) trataram a não linearidade entre o módulo de via e carga de roda, realçada por ZAREMBSKI e CHOROS (1979), considerando a relação entre a carga de roda e a deflexão como sendo bilinear, definindo dois padrões de comportamento: (i) um trecho inicial, de índice de rigidez mais baixo, chamado de intervalo de assentamento, anteriormente mencionado, retratando o “gap” da via; (ii) um segundo trecho, de índice de rigidez mais alto, chamado de intervalo de contato. A partir deste modelo, propõem um módulo de via de assentamento e um módulo de via de contato.

Como consequência do exposto, os conceitos apresentados podem ser estendidos da seguinte forma:

$$S = \frac{P_f - P_0}{y_f - y_0} \quad (II.27)$$

onde:  $S$  – índice de rigidez de assentamento ou contato;

$P_f$  – força aplicada no final do intervalo de assentamento ou do intervalo de contato;

$P_0$  - força aplicada no início do intervalo de assentamento ou do intervalo de contato;

$y_f$  - deflexão correspondente à  $P_f$ ;

$y_0$  - deflexão correspondente à  $P_0$ ;

Os módulos de via de assentamento e de contato seriam então:

$$u = \sqrt[3]{\frac{S^4}{64EI}} \quad (\text{II.28})$$

EBERSÖHN, TREVISO e SELIG (1993) chamam a atenção para o fato de que, se os módulos de assentamento e contato forem medidos ao longo do tempo numa via em tráfego, a intervalos regulares, as mudanças no módulo de assentamento podem ser usadas diretamente para uma avaliação da necessidade de socaria, enquanto, que variações no módulo de contato podem valer para identificar problemas estruturais na via e para investigar ações de manutenção apropriadas.

### II.6.3 – Tensões de Flexão no Trilho

O trilho é um perfil metálico com uma geometria modificada. Para a determinação das tensões de tração por flexão no trilho precisa-se conhecer o momento fletor máximo atuante que pode ser obtido através dos programas que resolvem o modelo de sistema em camadas ou pelo modelo da viga sobre base elástica. A equação II.29 calcula a tensão de flexão máxima no trilho (HAY, 1982).

$$\sigma = \frac{M_0 c}{I} \quad (\text{II.29})$$

onde:  $M_0$  = momento fletor máximo,  
 $c$  = distância da base do trilho a linha neutra,  
 $I$  = momento de inércia do trilho.

A equação (II.29) também é apresentada na forma indicada em (II.30)

$$\sigma = \frac{M_0}{W} \quad (\text{II.30})$$

onde:  $W$  = momento resistente.

HAY (1982) sugere para a definição da tensão admissível de tração a adoção de um fator de segurança de 2,2 para trilhos de barras curtas e 2,8 para trilhos longos

soldados com relação a tensão de escoamento do aço. Este fator de segurança é adotado em função de tensões térmicas, esforços de flexão laterais, superelevação não compensada, desgaste do trilho nas curvas, rugosidades da via.

A tabela II.10 apresenta valores da tensão de escoamento de aços utilizados na fabricação de trilhos no país (CBTU, 1985).

<b>TABELA II.10 – TENSÃO DE ESCOAMENTO DE TRILHOS</b>	
<b>Qualidade do Trilho</b>	<b>Tensão de Escoamento (MPa)</b>
Aço ao Carbono	487
Aço Alto Silício	567
Aço Cr-Mn-Si	619
Aço Niobrás 200	574
Boleto Endurecido	824
	588
	789

DUARTE (1989) informa que, para trilhos usualmente utilizados no país em linhas de tráfego intenso, admite-se como tensão de flexão máxima o valor de 150MPa.

#### **II.6.4 – Tensões de Flexão no Dormente**

Há não muito tempo atrás, as opções de dormentes restringiam-se ao dormente de madeira. Nos dias de hoje, existem outros tipos de dormente, especialmente os de concreto, o que amplia o escopo da discussão. Devido ao uso quase generalizado, o dormente de madeira serve como critério com relação ao uso de outro tipo de dormente (HAY, 1982).

Segundo HAY (1982) as primeiras análises do comportamento dos dormentes sob carregamento assumiram uma distribuição uniforme de tensões na base do dormente. Trabalhos do início do século XX de Cuenot na França e Talbot nos EUA mostraram que este conceito é errado. A distribuição de tensões na realidade nunca é uniforme. Como o lastro é formado por partículas sem coesão, a transmissão da tensão passada pelo dormente se dá em outra direção que não a vertical através de atrito entre as partículas, desta forma a tensão vertical no centro do dormente é maior do que aquela transmitida pelas suas extremidades.

As medições de deslocamentos do dormente ao longo de seu comprimento revelaram para vias que haviam sido fortemente socadas, recentemente, deslocamentos sob os trilhos de 10 a 12 vezes menores que os verificados no centro do dormente. Tal resultado mostra que sob os trilhos o lastro apresenta maior rigidez o que era esperado, já que o efeito da socaria no lastro se dá na região de influência dos trilhos. Talbot encontrou muitas diferenças nas tensões de contato dormente/lastro, tanto ao longo do comprimento quanto na largura dos dormentes, mesmo onde o lastro era altamente compactado. E ainda, os efeitos de vibração sobre a via, gerados pelo carregamento, acrescentam uma compactação adicional ao lastro.

A rigidez e a deformação do lastro a partir da qual atinge-se a ruptura não são constantes e variam ponto a ponto ao longo do dormente. Eventualmente ocorre no dormente uma grande depressão sob os trilhos em comparação com sua região central devido ao carregamento repetido. O dormente sob carregamento assume a posição mostrada na figura II.12(a). O momento máximo irá ocorrer no meio do dormente, e o dormente pode mesmo sofrer ruptura neste ponto devido as tensões exercidas pelo lastro. A condição oposta a esta, que é própria de um dormente recentemente socado, é indicada na figura II.12(b).

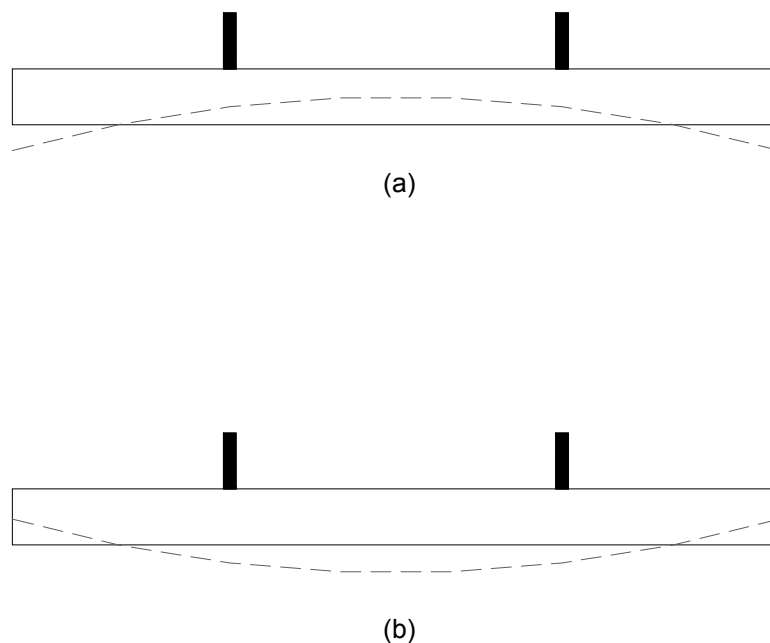


Figura II.12 – Deflexões do dormente.

A deflexão do dormente varia, inversamente com o momento de inércia da seção sob carregamento.

De acordo com HAY (1982) a tensão de flexão na base do dormente é determinada considerando-se o dormente como uma viga (figura II.13) em que se utiliza os princípios da mecânica para determinar os momentos fletores na posição do trilho e no centro do dormente. Na figura II.13, o carregamento atuante  $2P$  é assumido ser distribuído igualmente sobre os dois trilhos e, também considera-se que o suporte é uniforme, uma condição que se aproxima da situação de via mostrada na figura II.12(a).

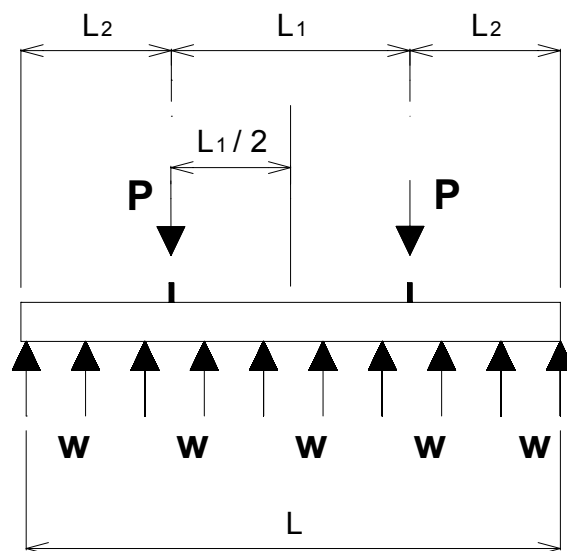


Figura II.13 – Análise teórica do dormente, HAY (1982).

Onde:

$$2P = wL \quad (\text{II.31})$$

$P$  = carga de roda

$L$  = comprimento do dormente

$w$  = carregamento distribuído pelo comprimento do dormente

$$L = L_1 + 2L_2 \quad (\text{II.32})$$



$$w=2P/L \quad (II.33)$$

Calculando-se os momentos, o momento fletor máximo no centro do dormente é  $M_C$ ,

$$M_C=(P/4)(L_1-2L_2) \quad (II.34)$$

e no trilho,

$$M_r=P(L_2)^2/L \quad (II.35)$$

A tensão de tração atuante no dormente é obtida pelas equações que se seguem:

$$M = \sigma I/c \quad (II.36)$$

$$M = \left( \sigma \frac{bh^3}{12} \right) \left( \frac{2}{h} \right) = \left( \frac{bh^2 \sigma}{6} \right) \quad (II.37)$$

onde:  $M$  = é o maior dos momentos fletores,  $M_c$  ou  $M_r$

$I$  = momento de inércia =  $bh^3/12$

$c$  = distância da base a linha neutra =  $h/2$ , onde  $I/c=bh^2/6$

$\sigma$  = tensão atuante de tração na base do dormente

$b$  = largura da base do dormente

$h$  = altura do dormente

Uma consideração que faz parte deste procedimento de cálculo é que o carregamento do eixo está concentrado sobre um dormente.

As propriedades mecânicas da madeira são dependentes, além da sua micro-estrutura, da sua densidade. Geralmente a densidade da madeira refere-se a madeira no estado seco, cuja umidade é 10 a 15%, conhecida como umidade de equilíbrio, BRINA (1979). A tabela II.11 reúne propriedades mecânicas de algumas madeiras brasileiras segundo PFEIL (1985).

<b>TABELA II.11 – PROPRIEDADES MECÂNICAS E TENSÕES ADMISSÍVEIS DE FLEXÃO DE ALGUMAS MADEIRAS BRASILEIRAS, PFEIL (1985)</b>				
Madeiras	Peso Especif. (kN/m <sup>3</sup> )	Características Mecânicas (madeira verde)		Tensões Admissíveis de flexão simples (MPa)
		Flexão Estática Limite de Resistência (MPa)	Módulo de Elasticidade flexão (MPa)	
Aroeira do sertão	12,1	152	15.200	22,8
Ipê-tabaco ou Ipê-amarelo	10,3	146	15.400	21,9
Eucalipto	10,4	114	13.600	17,2
Peroba-rosa	7,8	89,8	9.400	13,5
Pinho-do-paraná	5,4	58,2	10.500	8,7

Ao se focar os dormentes monobloco de concreto verifica-se que os mesmos são peças pré-tensionadas, que combinam menor peso com maior resistência a flexão. Neste tipo de dormente, muitos fios são colocados próximo à base, para combater a flexão. Depois que o concreto enrijece, os fios são cortados nas extremidades dos dormentes e tendem a contrair. Desta forma, a tendência de abertura de trinca na base é inibida, visto que a base sempre está no estado de compressão mesmo quando da passagem da carga, que só faz diminuir o valor da compressão, mas não chega a produzir tração na base do dormente.

A Cavan, fabricante de dormentes monobloco de concreto, numa memória de cálculo (CAVAN, 1994) apresentada a Companhia Brasileira de Trens Urbanos (CBTU) no corpo de uma proposta de fornecimento de dormentes monobloco de concreto para bitola larga tipo CD37 informa os seguintes dados, tabela II.12.

<b>TABELA II.12 – VALORES DE MOMENTOS ADMISSÍVEIS PARA O DORMENTE CD37</b>				
Momento do Ensaio	Apoio do Trilho		Centro	
	Positivo(kN.m)	Negativo(kN.m)	Positivo(kN.m)	Negativo(kN.m)
		27,36	15,46	15,66

Na tabela II.12, os valores de momento de ensaio podem ser tomados como momentos admissíveis, visto que estes valores são exigidos no ensaio de carregamento do dormente com carga repetida em laboratório para um carregamento de eixo de 220kN acrescido de um coeficiente impacto de 2,5.

O manual da AREA (1981) recomenda que os dormentes monobloco de concreto sejam produzidos com capacidade de suportar um momento fletor de 300.000lb.in (34,56kN.m) sob o trilho e 200.000lb.in (23,04kN.m) de momento negativo no centro do dormente.

Segundo o manual da AREA (1981) o procedimento de cálculo para a determinação da tensão de tração atuante na base do dormente é o mesmo já apresentado que fornece o momento fletor para o dormente de madeira, equação (II.36).

### II.6.5 – Tensões de Contato Dormente/Lastro

Dentro do enfoque assumido na figura II.13, a tensão de contato atuante,  $\sigma_c$  é função da largura do dormente, do comprimento do dormente e zona de socaria. A zona de socaria varia com o comprimento do dormente mas uma boa aproximação do comprimento da área de suporte pode ser tomada como 2/3 do comprimento do dormente segundo HAY (1982). A área de suporte é assim obtida:

$$A_s = 2/3 \times L \times b \quad (\text{II.38})$$

A tensão de contato será o carregamento do dormente dividido pela área do dormente,  $2P/A_s$ , assim:

$$\sigma_c = 3P/bL \quad (\text{II.39})$$

onde:  $\sigma_c$  = tensão de contato

$A_s$  = área total de suporte

$L$  = comprimento do dormente

$B$  = largura do dormente

$P$  = carga de roda sobre um dormente;  $2P$  é o carregamento de eixo sobre um dormente.

De acordo com AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE OF WAY ASSOCIATION, AREMA (1999) a tensão de contato admissível sobre o lastro é 0,4MPa.

Ainda, segundo HAY (1982), na prática, tem-se assumido que 40% do carregamento é transferido para os dois dormentes mais próximos da roda no caso dos dormentes de madeira e 60% no caso de dormentes monobloco de concreto.

### II.6.6 – Tensões no Subleito

As tensões atuantes sobre a superfície do subleito ou interior do mesmo podem ser obtidas pela aplicação dos métodos de cálculo vistos anteriormente.

A equação (II.11) conhecida como fórmula de Talbot para determinação da tensão vertical no lastro é utilizada neste caso para calcular a tensão na base do lastro ou no topo do subleito. No entanto, segundo HAY (1982) a tensão no subleito ( $\sigma_c$ ) não deve exceder a capacidade de carga última do subleito, que é,

$$q_{ult} = 5c = \frac{5s_u}{2} = 2,5s_u \quad (II.40)$$

$$\sigma_c \leq 2,5s_u \quad (II.41)$$

e para limitar as deformações permanentes insere-se em (II.41) um fator de segurança de 50%, então

$$\sigma_c \leq \frac{2,5s_u}{1,5} \leq 1,67s_u \quad (II.42)$$

Outra forma de controlar as deformações permanentes do subleito é limitar o valor da tensão limiar ( $\sigma_1 - \sigma_2$ ) em igual ou menor do que 65kPa, de acordo com a figura II.4. Os valores de  $\sigma_1$  e  $\sigma_2$  são calculados a partir do emprego dos programas Geotrack e Ferrovia.

YODER e WITCZAK (1975) estabeleceram um critério de tensão vertical admissível no subleito em função do CBR do material:

$$\sigma_{adm} = (0,553CBR^{1,5}) \times 0,07 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (\text{II.43})$$

STOPATTO (1987) adota a fórmula de Heukelom para limitar a tensão vertical no subleito.

$$\sigma_{Vadm} = \frac{0,006M_R}{1 + 0,7 \log N} \quad (\text{II.44})$$

onde:  $M_R$  = módulo de resiliência em kgf/cm<sup>2</sup>

$N$  = número de ciclos, que pode ser definido de acordo com a classe da ferrovia. Um exemplo são os nove grupos de linha da Rede Ferroviária Federal:

Grupo 1	$N = 2,2 \times 10^6$
Grupo 2 e 3	$N = 1,6 \times 10^6$
Grupo 4, 5 e 6	$N = 1,0 \times 10^6$
Grupo 7, 8 e 9	$N = 0,6 \times 10^6$

SANTOS (1998) ao abordar a fórmula de Heukelom chama atenção para o fato de não ser claro no trabalho original a maneira como os módulos resilientes foram medidos. SANTOS (1998) ao testar a validade da fórmula de Heukelom para solos lateríticos empregados como base, sub-base e para subleitos, também lateríticos, de rodovias no estado do Mato Grosso pôde verificar que para valores de  $N$  até  $10^5$  aplicações de carga, a fórmula claramente superestima os valores de  $\sigma_{Vadm}$  na maioria dos casos analisados.

## CAPÍTULO III

### CASO FLUMITRENS

#### III.1 – CARACTERIZAÇÃO DOS TRECHOS

O Caso Flumitrens, como aqui denominado, foi um projeto de pesquisa fruto de um contrato firmando pela FLUMITRENS, empresa estadual responsável naquela época pelo funcionamento da malha ferroviária dos subúrbios da cidade do Rio de Janeiro, com a COPPETEC, Termo Aditivo ao Convênio no 002/ASJUR/95, assinado em 26 de agosto de 1996.

O título formal do Caso Flumitrens é “Projeto de Atualização Tecnológica para Manutenção da Via Permanente”. O trabalho foi concebido com um desenvolvimento que cobriu as seguintes etapas:

1. Definição de critérios para qualificação e acompanhamento de desempenho do lastro, composto basicamente de levantamento do estado-da-arte sobre o assunto, amostragem e ensaio de lastro e mapeamento geológico das pedreiras fornecedoras à FLUMITRENS.
2. Definição da faixa de valores de deformabilidade adequada e critérios para sua medição de campo, diretamente ou por correlação.
3. Formulação dos fundamentos de uma nova estratégia de manutenção da via permanente, incorporando deformabilidade e geometria.

A primeira etapa envolveu um esforço de campo e laboratório. No campo foram abertas trincheiras na linha férrea em dezoito pontos espalhados ao longo da malha. Através da abertura das trincheiras foi possível identificar as espessuras das camadas dos materiais abaixo dos dormentes até alcançar o subleito. No trecho de material granular foram coletadas amostras de 0,2 em 0,2m e no nível do subleito foram coletadas amostras indeformadas (blocos e cilindros cravados). Foi coletado um total de 110 amostras ao longo da profundidade do lastro e subleito, e realizados, aproximadamente 470 ensaios de laboratório, distribuídos entre granulometria, forma do lastro, triaxial de carga repetida, Los Angeles, Treton,

densidade real dos grãos, LL, análise petrográfica, ISC, compressão simples, MCT e outros.

Também, na primeira etapa, foi realizado um mapeamento geológico das três pedreiras (Suruí, J. Serrão e Vigné) que abasteceram historicamente a Flumitrens. Nas pedreiras foram coletadas amostras para realização de análises petrográficas.

Ainda fez parte da primeira etapa uma revisão bibliográfica sobre critérios de seleção de lastro e desempenho de lastro aplicado.

Na segunda etapa, voltou-se aos mesmos pontos que foram investigados na primeira etapa para obtenção de parâmetros de elasticidade, foram realizados ensaios de módulo de via com aplicação de carga estática, de acordo MUNIZ DA SILVA (2002) e foto (III.1); foram realizadas, ainda, determinações de bacias de deflexões elásticas e dinâmicas, a partir do uso da viga Benkelman, com utilização de um vagão carregado com 927,8kN brutos, movimentando a baixa velocidade, de acordo MUNIZ DA SILVA (2002) e foto III.2.



Foto III.1 – Ensaio de módulo de via.



Foto III.2 – Ensaio de viga Benkelman.

A primeira etapa foi concluída em out/97 (COPPETEC, 1997) e a segunda etapa teve o seu término em abr/99 (COPPETEC, 1999). A terceira etapa não foi concluída nos termos formais do contrato devido à interrupção do Convênio em função da privatização da FLUMITRENS. No entanto, acredita-se que esta terceira etapa foi cumprida com a conclusão da tese de doutorado de Luiz Francisco Muniz da Silva em outubro de 2002, (MUNIZ DA SILVA, 2002).

### III.1.1 – Localização e Características Gerais

Inicialmente foram realizadas duas visitas a vários pontos da malha com a presença de técnicos da COPPE e da FLUMITRENS. Na escolha dos trechos foram cruzados três tipos de dados com o objetivo de obter uma representatividade da malha. Os dados considerados foram: intensidade de tráfego (mais de cem trens por dia, considerou-se tráfego intenso, e menos de cem trens por dia, considerou-se tráfego reduzido); tipo de dormente e fixação; capacidade de suporte do subleito. Além disso, foram consideradas opiniões da experiência profissional dos técnicos da FLUMITRENS.

Dados referentes à localização, ao histórico de manutenção, período de realização dos ensaios na segunda etapa, intensidade do tráfego ferroviário e outras informações relevantes dos trechos estudados são apresentados a partir de COPPETEC (1997)



**1) Dom Pedro II / Lauro Müller – km 1,370 – linha 4 (sigla DP)**

Neste local, houve troca de dormente e socaria mecanizada em novembro de 1996. Os trabalhos de campo da segunda etapa ocorreram em fevereiro de 1998. Trata-se de trecho de tráfego intenso.

**2) São Diogo / Lauro Müller (Viaduto sobre a Avenida Francisco Bicalho) – km 1,975 – linha 5 (sigla SD)**

Neste local, houve socaria mecanizada em 1994/95/96, e os trabalhos de campo, na segunda etapa, foram realizados em março de 1998. Verificou-se que a drenagem do viaduto no ponto estudado é precária. Trata-se de trecho de tráfego reduzido.

**3) Mangueira / São Francisco Xavier – km 5,195 – linha 1 (sigla M)**

Neste local houve em 1996, limpeza manual do lastro. Em dezembro de 1997 foram efetivados os ensaios da segunda etapa. Neste local, o esgoto, oriundo de uma Comunidade na região de montante, alaga a via férrea diminuindo a sua capacidade de suporte. Por outro lado, não foi possível alcançar o subleito devido à presença do nível d'água a 38cm da base do dormente, mas devido à linha estar encaixada num corte alto, com as laterais arrimadas por cortinas atirantadas, acredita-se que o subleito seja formado por solo residual.

**4) Piedade / Quintino – km 13,720 – linha 4 (sigla P)**

Trecho experimental preparado em julho de 1995, foi objeto da tese de mestrado do Engo José Marcio Cuconatto, em outro trabalho desenvolvido pelas duas instituições. Trata-se de um trecho de 40m de extensão que, anteriormente, apresentava lastro com contaminação disseminada (“bolsões de lama”) em todo o seu comprimento. O trecho foi dividido em quatro subtrechos, com as respectivas referências: P5 – foi relastrado e aplicado geocélula; P15 – foi relastrado e aplicado geotêxtil; P25 – foi apenas relastrado; P35 – foi mantido nas condições originais de contaminação. Em cada um dos subtrechos, foram instalados um piezômetro, um “bench-mark” e um medidor magnético de recalques. Nestes subtrechos não se conseguiu alcançar o subleito devido à espessa camada de lastro existente nestes locais. Em CUCONATTO (1997) verifica-se que o subleito está a 1,5m abaixo da base do dormente e que o subleito é formado por areia média pouco argilosa cinza. Os ensaios da segunda etapa tiveram lugar em dezembro de 1997. Trata-se de um trecho de tráfego intenso.

**5) Cascadura / Madureira – km 15,780 – linha 2 (sigla C)**

Durante a execução dos trabalhos de campo da primeira etapa verificou-se que o lastro apresentava-se concrecionado, a tal ponto que a escavação só avançava com o uso de alavanca. Por outro lado, a via neste trecho está sujeita a inundação devido ao transbordamento de um córrego quando ocorrem fortes chuvas. Durante a execução dos trabalhos de campo na segunda etapa, a linha 1, em remodelação, havia sido removida até o nível do seu subleito, o que fez com que a linha 2 estivesse desconfinada no seu lado esquerdo quando da realização dos ensaios, que se deram em dezembro de 1997. Trata-se de trecho de tráfego intenso.

**6) Oswaldo Cruz / Bento Ribeiro – km 18,350 – linha 1(sigla OC)**

Neste local, foram realizados serviços de substituição de dormentes e aplicação de trilho longo soldado (TLS) de 240m de comprimento em 1981, e de substituição de dormentes em 1977. Observa-se neste trecho uma grande quantidade de dormentes inservíveis ainda em uso na linha o que provoca deflexões elevadas da linha quando da passagem dos trens. Os trabalhos de campo, na segunda etapa, foram realizados em abril de 1998. Trata-se de trecho de tráfego intenso.

**7) Bento Ribeiro / Marechal Hermes – km 19,443 – linha 4(sigla BR)**

Neste local, houve substituição de dormentes em 1994. Os trabalhos de campo, na segunda etapa, foram realizados em janeiro de 1998. Trata-se de tráfego reduzido.

**8) Realengo / Padre Miguel – km 27,950 – linha 2(sigla R)**

Na abertura da linha na primeira etapa, no contato do lastro com o subleito foi observada a presença de lajotas de pedra com dimensões da ordem de 30x40cm. Neste local, houve substituição de dormentes em 1994. Os trabalhos de campo, na segunda etapa, foram realizados em janeiro de 1998. Trata-se de trecho de tráfego reduzido.

**9) Nova Iguaçu / Comendador Soares – km 37,080 – linha 1(sigla NI)**

A seção da via neste trecho é em aterro. Neste local houve desguarnecimento mecanizado com substituição de dormentes e lastro em 1980, substituição de dormentes em 1994 e socaria mecanizada em 1996. Em março de 1997 observou-se a existência de dormentação nova intercalada com dormentação apodrecida. Os trabalhos de campo na segunda etapa foram realizados em janeiro de 1998. Trata-se de trecho de tráfego reduzido.

**10) Comendador Soares / Austin – km 42,580 – linha 1(sigla CS)**

A via neste trecho cruza um talvegue e tem seção em aterro. Neste local, houve desguarnecimento mecanizado em 1987 e socaria em 1987/93/94/95/96, e os

trabalhos de campo, na segunda etapa, foram realizados em abril de 1998. Durante os ensaios da segunda etapa constatou-se que não havia ombro de lastro no lado esquerdo da via férrea, devido a uma perda de geometria da saia do aterro sobre o qual a linha está assentada. Trata-se de trecho de tráfego reduzido.

#### **11) Engenheiro Pedreira / Japeri – km 56,400 – linha 1 (sigla EP)**

Neste local, foram realizados serviços de substituição de lastro com emprego de manta geotêxtil como elemento separador de lastro e subleito e de implantação de drenagem profunda em 1986, e de socaria mecanizada em 1986/89/mar-97. Quando da abertura da linha na primeira etapa observou-se que o dormente monobloco de concreto apresentava na sua base mossas generalizadas devido ao atrito com as pedras do lastro. Os trabalhos de campo, na segunda etapa, foram realizados em novembro de 1997. Trata-se de trecho de tráfego reduzido.

#### **12) Vieira Fazenda / Del Castilho – km 9,885 – linha 1 (sigla VF)**

Neste local, foi observada a presença do nível d'água junto a superfície. Na abertura da linha o nível d'água encontrava-se a 0,18m abaixo da base do dormente. No trecho, houve substituição de lastro, aplicação de dormente monobloco de concreto protendido e correção geométrica em maio de 1996, e os trabalhos de campo, na segunda etapa, foram realizados em fevereiro de 1998. Trata-se de trecho de tráfego reduzido.

#### **13) Costa Barros / Pavuna – km 25,804 – linha 1 (sigla CB)**

Na abertura da linha o nível d'água encontrava-se a 0,50m abaixo da base do dormente. Neste local, foram realizados serviços de: substituição de lastro com emprego de manta geotêxtil como elemento separador de lastro e subleito; de aplicação de dormente monobloco de concreto protendido; e de correção geométrica, em dezembro de 1994. Os trabalhos de campo, na segunda etapa, foram realizados em janeiro de 1998, quando se constatou ausência de ombro de lastro, no lado direito da via férrea. Trata-se de trecho de tráfego reduzido.

#### **14) Triagem / Manguinhos – km 6,412 – linha 2 (sigla T)**

O trecho é freqüentemente inundado pelo Rio Faria. Neste local, foram desenvolvidos ensaios na linha para determinação de módulo de via e medições de cargas de roda nos sentidos horizontal e vertical, em trabalhos conduzidos pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT), em 1995.

Houve revisão das fixações em setembro de 1994, e os trabalhos de campo na segunda etapa foram realizados em dezembro de 1997. O local dos ensaios, durante a segunda etapa, foi deslocado para o km 6,358, como consequência da linha estar interrompida para execução de uma nova ponte sobre o rio Faria. Trata-se de trecho de tráfego reduzido.

### 15) Duque de Caxias / Gramacho – km 19,720 – linha 1 (sigla DC)

O prolongamento da linha de Caxias para Gramacho ocorreu na década de 70. Neste local, houve revisão das fixações e socaria mecanizada em outubro de 1994, e os trabalhos de campo, na segunda etapa, foram realizados em março de 1998. Trata-se de trecho de tráfego reduzido.

## III.1.2 – Estruturas do Pavimento Ferroviário

De forma a consolidar dados pertinentes as estruturas do pavimento ferroviário, obtidos nas duas primeiras etapas para cada trecho, são apresentadas as tabelas III.1 a III.18. Nestas tabelas estão reunidos dados de localização, espessuras de camadas, classificação de camada e resultados de ensaios. Ainda nas referidas tabelas algumas colunas cujos títulos estão abreviados têm o seu significado completamente enunciado a seguir:

$F_I$  – Para avaliação da contaminação granulométrica, SELIG e WATERS (1994) apresentam o “fouling index”,  $F_I$ , índice de contaminação do lastro, expresso por:

$$F_I = P_4 + P_{200} \quad (\text{III.1})$$

onde  $P_4$  e  $P_{200}$  são as percentagens em pesos passantes, respectivamente, nas peneiras 4 e 200. Sugerem ainda a seguinte classificação:

$F_I < 1$	lastro limpo (L)
$1 \leq F_I < 10$	lastro moderadamente limpo (ML)
$10 \leq F_I < 20$	lastro moderadamente contaminado (MC)
$20 \leq F_I < 40$	lastro contaminado (C)
$F_I \geq 40$	lastro altamente contaminado (AC)

**CU** – Coeficiente de uniformidade =  $D_{60}/D_{10}$ , por exemplo, lastros novos ao serem aplicados na linha com granulometrias uniformes, como as prescritas pela norma

brasileira vigente apresentam  $CU < 4$ . REINSCHMIDT *et al.* (1989) verificaram que quando os vazios do lastro estão preenchidos de finos o valor de CU é aproximadamente 36 e, ainda, lastros contaminados com  $CU > 36$  mostram um acentuado decréscimo de estabilidade, porque os finos começam a preponderar no comportamento tensão-deformação.

**USCS** – Classificação Unificada de Solos (Unified Soil Classification System)

**HRB** – Classificação do “Highway Research Board” para solos

$\gamma_{NAT}$  – Peso Específico Natural

**(S)** - Peso Específico Natural na Superfície do Lastro

**(B)** – Peso Específico Natural do Lastro na Base do Dormente

**e** – Índice de vazios= volume de vazios/volume de sólidos

**MVa** - Módulo de Via de assentamento

**MVc** - Módulo de Via de contato

**TD** - Trilho direito

**TE** - Trilho esquerdo

**Defl. máx.** - Deflexão máxima determinada a partir do uso da viga Benkelman com utilização de vagão carregado com 927,8kN brutos, com carga de roda de 116kN, movimentado-se a baixa velocidade.

**$S_u$**  – Resistência ao cisalhamento não drenada do solo, obtida no ensaio de compressão simples.

**ISC** – Índice de suporte Califórnia.

**PPL** – Penetrômetro de peso leve, por correlação fornece o  $N_{SPT}$ , tradicionalmente obtido nas sondagens a percussão.



**TABELA III.2 - CARACTERIZAÇÃO DA VIA FÉRREA**

TABELA III.2 - CARACTERIZAÇÃO DA VIA FÉRREA																
TRECHO: São Diogo / Lauro Müller		KM: 1,975		LINHA: 5		GRADE: bibloco / RS		ESTADO DOS DORMENTES: Médio								
PROF. ref. base dorm.	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA							RESULTADOS DE ENSAIOS								
	Visual	Origem	F <sub>1</sub>	C <sub>u</sub>	USCS	HRB	γ <sub>NAT</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	e	MVa TD (MPa)	MVa TE (MPa)	MVc TD (MPa)	MVc TE (MPa)	Defl. máx. (10 <sup>-2</sup> mm)	S <sub>u</sub> (KPa)	ISC(%)	PPL
0 - 0,15	lastro laje	rocha metamórfica	AC	347			17,1(S)		63,4		130,0		282(TD)			

**TABELA III.3 - CARACTERIZAÇÃO DA VIA FÉRREA**

TABELA III.3 - CARACTERIZAÇÃO DA VIA FÉRREA																
TRECHO: Mangueira / São Francisco Xavier		KM: 5,195		LINHA: 1		GRADE: madeira / pandrol		ESTADO DOS DORMENTES: Ruim								
PROF. ref. base dorm.	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA						RESULTADOS DE ENSAIOS									
	Visual	Origem	F <sub>I</sub>	C <sub>u</sub>	USCS	HRB	γ <sup>NAT</sup> (KN/m <sup>3</sup> )	e	Mva TD (MPa)	Mva TE (MPa)	MVc TD (MPa)	MVc TE (MPa)	Defi. máx. (10 <sup>-2</sup> mm)	S <sub>u</sub> (KPa)	ISC(%)	PPL
0 - 0,60	lastro	rocha metamórfica	C	110			15,8(S)		11,6	11,6	48,8	48,8	586(TE)			
				410												
				267												
0,5																













TABELA III.9 - CARACTERIZAÇÃO DA VIA FÉRREA																
TRECHO: Oswaldo Cruz / Bento Ribeiro		KM: 18,350		LINHA: 1		GRADE: Madeira / trefão		ESTADO DOS DORMENTES: Ruim								
PROF. ref. base dorm.	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA					RESULTADOS DE ENSAIOS										
	Visual	Origem	F <sub>I</sub>	C <sub>u</sub>	USCS	HRB	γ <sub>NAT</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	e	MV/a TD (MPa)	MV/a TE (MPa)	MV/c TD (MPa)	MV/c TE (MPa)	Defl. máx. (10 <sup>-2</sup> mm)	S <sub>u</sub> (KPa)	ISC(%)	PPL
0 - 0,80	lastro	rocha metamórfica	MC	7	SC		15(S) 14,4(B)		14,9	16,3	72,8	60,6	346(TE)			
				100												
				88												
				74												
0,80 - 1,34	areia fina pouco argilosa	aluvionar	C	SC	A26	19,5	0,58						10,85	19	N <sub>spt</sub> =7	
																1,0



TABELA III.11 - CARACTERIZAÇÃO DA VIA FÉRREA																
TRECHO: Realengo / Padre Miguel		KM: 27,950		LINHA: 2		GRADE: madeira / tirefão		ESTADO DOS DORMENTES: Ruim								
PROF. ref. base dorm.	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA						RESULTADOS DE ENSAIOS									
	Visual	Origem	F <sub>I</sub>	C <sub>u</sub>	USCS	HRB	γ <sub>NAT</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	e	Mva TD (MPa)	Mva TE (MPa)	MVc TD (MPa)	MVc TE (MPa)	Def. máx. (10 <sup>-2</sup> mm)	S <sub>u</sub> (KPa)	ISC(%)	PPL
0 - 0,48	lastro	rocha metamórfica	C	64			17,5(S)		19,4	14,1	86,1	54,0	424(TE)			
				74												
				123												
0,48 - 1,43	areia média argilosa cor cinza	aluvionar		ML	A24	20,7	0,37									
1,0																













**TABELA III.17 - CARACTERIZAÇÃO DA VIA FÉRREA**

TABELA III.17 - CARACTERIZAÇÃO DA VIA FÉRREA																	
TRECHO: Triagem / Mangueiros			LINHA: 2			GRADE: bibloco / RS			ESTADO DOS DORMENTES: Bom								
PROF. ref. base dorm.	CLASSIFICAÇÃO DA CAMADA						RESULTADOS DE ENSAIOS										
	Visual	Origem	F <sub>i</sub>	C <sub>u</sub>	USCS	HRB	γ <sub>NAT</sub> (KN/m <sup>3</sup> )	e	MVa TD (MPa)	MVa TE (MPa)	MVc TD (MPa)	MVc TE (MPa)	Defl. máx. (10 <sup>-2</sup> mm)	S <sub>u</sub> (KPa)	ISC(%)	PPL	
0 - 0,60	lastro	rocha metamórfica	C	200					14	46,9	64,0	90,9	296(TE)				
				133													
				200													
0,60 - 1,30	argila arenosa	aluvionar			SC	A26	18,7	0,8					35,2				
																	SC



## III.2 – ENSAIOS DINÂMICOS

### III.2.1 – Preparação das Amostras de Subleito e de Lastro

Nem todos os subleitos puderam ser amostrados por várias razões tais como, espessuras muito grandes de lastro a escavar para alcançar o subleito, presença do nível d'água em dois casos e, ainda, tempo disponível com a linha fora de operação reduzido para a coleta de uma amostra indeformada. Dos dezoito trechos investigados em nove deles foi possível alcançar o subleito, onde foram coletadas amostras indeformadas (três blocos e seis cilindros de 4"x8") e deformadas. Sobre estas amostras foram realizados nove ensaios de carga repetida. Seis corpos-de-prova foram esculpidos a partir de amostras indeformadas e três corpos-de-prova foram obtidos pela compactação das amostras em moldes tripartidos. Os corpos-de-prova oriundos de amostras deformadas foram compactados na energia do Proctor normal, por camadas, com emprego de soquete. Os corpos-de-prova de amostras de solo oriundas do subleito tiveram as dimensões de 10cm de diâmetro e 20cm de altura.

Os corpos-de-prova de material do subleito, conformados a partir de amostras indeformadas, foram ensaiados na umidade natural, enquanto que os corpos-de-prova erigidos pela compactação das amostras tiveram adição de água em quantidade suficiente para alcançar uma umidade próxima à ótima.

As amostras de lastro, todas deformadas, foram peneiradas e as pedras retidas na peneira de 1,5" foram excluídas mesmo sabendo-se que um lastro novo é formado por partículas de 3/8 a 2,5". Este procedimento visou compatibilizar as dimensões das partículas das amostras com o diâmetro do corpo-de-prova de 15cm (maior diâmetro aceito pelo aparato de ensaio). Nas amostras escalpeladas foi adicionada uma quantidade de água para permitir a compactação do corpo-de-prova por camada em molde tripartido. A adição de água é só para permitir a desmoldagem, a colocação da membrana e o início do ensaio propriamente dito, sem que haja o desmoronamento do corpo-de-prova. A energia de compactação empregada foi a do Proctor normal transmitida à amostra pela queda livre de um soquete, buscando-se representar o arranjo de campo.

Após a realização do ensaio na umidade de moldagem, o corpo-de-prova era deixado ao ar livre para secar e após no mínimo três dias voltava-se com ele à prensa para



execução de novo ensaio na condição seca. Este procedimento foi adotado com o objetivo de representar condições limites que ocorrem no campo com o lastro em termos de umidade e ao mesmo tempo procurava-se investigar a influência da umidade no módulo de resiliência.

Em alguns poucos casos, devido à pequena quantidade de amostra de lastro para a montagem do corpo-de-prova de 15 x 30cm, foram montados corpos-de-prova de 10 x 20cm. Nestes casos, as amostras de lastro foram formadas com material passante na peneira de 1”.

De acordo com os procedimentos descritos anteriormente foram moldados com amostras de lastro vinte e oito corpos-de-prova sendo vinte e três com as dimensões de 15 x 30cm e cinco com as dimensões de 10 x 20cm. Nos corpos-de-prova de 15 x 30cm foram realizados vinte e três ensaios na condição úmida e dezenove na condição seca. Nos corpos-de-prova de 10 x 20cm foram realizados cinco ensaios em cada uma das duas condições. A fotos III.3 e III.4 mostram corpos-de-prova com as dimensões de 15 x 30cm e 10 x 20cm, respectivamente.

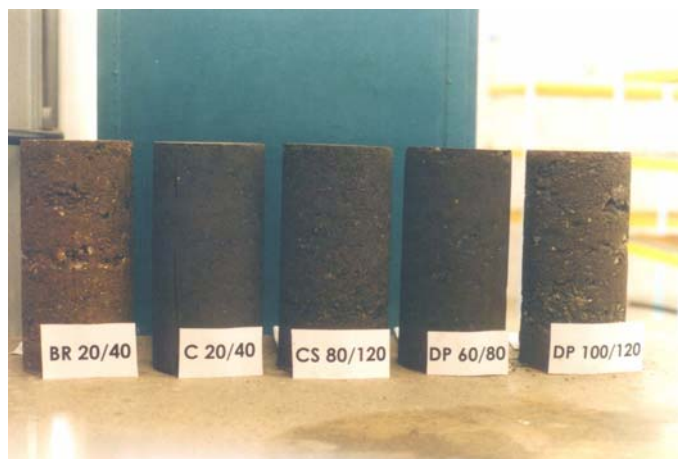


Foto III.3 – Corpos-de-prova moldados com lastro nas dimensões de 15 x 30cm.

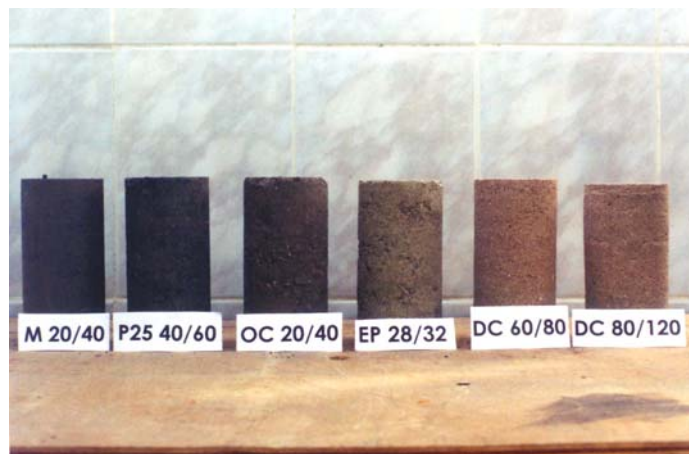


Foto III.4 – Corpos-de-prova moldados com amostras de lastro e de subleito nas dimensões de 10 x 20cm.

Um cuidado que deve ser considerado na montagem do ensaio de amostra de lastro é a utilização de membranas resistentes capazes de resistirem aos esforços provocados pelo atrito das pedras, devido as compressões e distensões que o corpo-de-prova é submetido durante o carregamento repetido, ver fotos III.5 e III.6.



Foto III.5 – Corpo-de-prova com amostra da profundidade de 20 a 40cm do trecho Costa Barros/Pavuna envolto pela membrana.



Foto III.6 – Corpo-de-prova com amostra da profundidade de 20 a 40cm do trecho Costa Barros/Pavuna.

Descreve-se, a seguir, um procedimento criado pelo Eng<sup>o</sup> Álvaro Dellê Viana, durante a realização dos ensaios desta tese, para a preparação de amostras de lastro com pequena quantidade finos, que desmoram após a desmoldagem. As fotos III.7 a III.25. Mostram a seqüência de ações que compõem o citado procedimento.



Foto III.7 – Colocação de um pedaço de plástico, extraído de um saco para coleta amostras de lastro, no interior do molde tripartido.



Foto III.8 – Fixação do plástico na parte externa do molde tripartido.

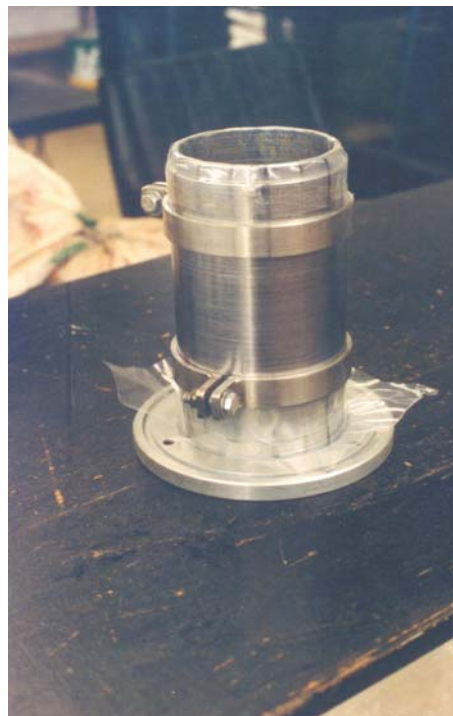


Foto III.9 – Colocação da base do molde tripartido.



Foto III.10 – Am. de lastro do trecho OC, prof.=0,0 a 20cm, material passante na peneira de 1", umedecido com água.



Foto III.11 – Máquina para compactação da amostra no molde tripartido.



Foto III.12 – Acerto do topo da amostra com molde tripartido.



Foto III.13 – Desconexão da base do molde tripartido.



Foto III.14 – Colocação de filtro de papel e disco auxiliar no topo do molde tripartido.



Foto III.15 – Inversão do molde para remoção da base.



Foto III.16 – Posicionamento de pedra porosa no topo do molde tripartido.



Foto III.17 – Inversão do molde tripartido para colocação na prensa.



Foto III.18 – Posicionamento do molde tripartido na prensa.



Foto III.19 – Colocação do “top-cap” sobre o molde tripartido.



Foto III.20 – Fixação do plástico no “top-cap” e na base da prensa.



Foto III.21 – Remoção do molde tripartido.



Foto III.22 – Colocação da membrana.



Foto III.23 – Remoção dos elásticos na base e corte do excedente de plástico.



Foto III.24 – Colocação dos elásticos de fixação da membrana na base.



Foto III.25 – Dobra e ajuste da altura da membrana ao “top-cap” e corte do excedente de plástico.



### III.2.2 – Realização do Ensaio

Os ensaios de carga repetida que foram realizados são drenados. A drenagem do corpo-de-prova se faz através de uma pedra porosa colocada na base do corpo-de-prova (fotos III.16, III.17 e III.18). No canto inferior esquerdo da foto III.19 se vê o ponto de saída da linha de drenagem. Nos ensaios realizados não se observou saída de água dos corpos-de-prova. Verificou-se a saída de ar pelo respectivo ponto de saída da drenagem quando a membrana perfurava em um determinado ponto devido ao atrito com as pedras. Este ar é o ar comprimido injetado dentro da célula triaxial (foto III.24) para estabelecer a tensão de confinamento  $\sigma_3$ , constante durante um determinado estágio de carga. A tensão vertical ou tensão desvio ( $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$ ) é dada pela aplicação de um carregamento de compressão, de forma cíclica, de zero até um valor máximo constante durante o estágio de carga. A frequência do carregamento cíclico é de um ciclo por segundo (1Hz) e o tempo de duração da carga é de 0,1s. A forma da onda de carregamento se assemelha a um trapézio e para efeito de cálculo numérico é tomada como uma semi-senóide ou um triângulo isósceles.



Foto III.26 – Visão da célula triaxial montada com o ensaio em andamento.

Os deslocamentos do corpo-de-prova devido a atuação do carregamento cíclico são registrados por dois transdutores eletrônicos fixados ao “top-cap” com as pontas de medição encostadas em hastes verticais apoiadas na base da prensa (foto III.26).

O ensaio é iniciado pela fase de condicionamento do corpo-de-prova para que possam ocorrer as grandes deformações permanentes que se verificam nas primeiras aplicações da tensão desvio. Esta fase é caracterizada pela aplicação de três estágios de quinhentos golpes. Em cada estágio aplicam-se três diferentes pares crescentes de tensões: primeiro estágio ( $\sigma_3 = 0,070\text{MPa}$ ;  $\sigma_d = 0,048\text{MPa}$ ); segundo estágio ( $\sigma_3 = 0,07\text{MPa}$ ;  $\sigma_d = 0,141\text{MPa}$ ); terceiro estágio ( $\sigma_3 = 0,105\text{MPa}$ ;  $\sigma_d = 0,211\text{MPa}$ ). Concluída a fase de condicionamento, passa-se à fase do ensaio de determinação do módulo de resiliência com aplicação de dezoito ciclos de carga, com diferentes pares de tensão. Cada ciclo constitui-se na aplicação de cinco golpes de carga em que são registradas a tensão confinante, a tensão desvio, a deformação resiliente. Com base nestes dados é calculado o módulo de resiliência em cada ciclo. A tabela III.19 indica os pares de tensão utilizados nos dezoito ciclos de carga.

<b>TABELA III.19 – CICLOS DE CARGA NO ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA</b>		
<b>Tensão Confinante, <math>\sigma_3</math> (MPa)</b>	<b>Tensão Desvio, <math>\sigma_d</math> (MPa)</b>	<b>Razão das Tensões(<math>\sigma_d/\sigma_3</math>)</b>
0,021	0,021	2
	0,041	3
	0,062	4
0,034	0,034	2
	0,069	3
	0,103	4
0,051	0,051	2
	0,103	3
	0,154	4
0,069	0,069	2
	0,137	3
	0,206	4
0,103	0,103	2
	0,206	3
	0,309	4
0,137	0,137	2
	0,275	3
	0,412	4

### III.2.3 – Resultados Obtidos

Em cada ensaio realizado, calculou-se o módulo de resiliência com os dados da tensão confinante, da tensão desvio, da deformação resiliente referentes aos dezoito ciclos de carga e por regressão linear, os valores de  $K_1$  e  $K_2$  do modelo de comportamento resiliente adotado.

Tanto para amostras de subleito como amostras de lastro adotou-se um único modelo, o modelo granular em função de  $\theta$  (primeiro invariante de tensões), expresso pela equação II.25. O valor da pressão atmosférica utilizado em (II.25) foi de 101,29kPa. A escolha deste modelo é concordante com exemplos de uso do Geotrack em CHANG, AGEDOKE e SELIG (1980), SELIG e HURTADO (1982), SELIG e WATERS (1994) e com outro programa Bisar-PC em (KOLISOJA e MÄKELA, 2001). RODRIGUES (1993a) em seu exemplo de uso do Ferrovias utiliza o modelo granular para as camadas do lastro e do sublastro.

A tabela III.20a, b, c reúne resultados de ensaios de caracterização das amostras de lastro e subleito assim como os valores de  $K_1$  e  $K_2$  do modelo de resiliência adotado. Os valores de coeficiente de uniformidade, CU, indicados na tabela III.20a, b, c referem-se a amostra com a granulometria integral e não a granulometria de moldagem dos corpos de prova.

As figuras III.1, III.2 e III.3 apresentam os resultados dos ensaios dinâmicos para as amostras de lastro nas condições úmida e seca, e para as amostras do subleito.

TABELA III.20a - RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS													
Trecho	(m)	Amostra	Material da Amostra	CP (cm)	w% do CP	$\gamma_{\text{úmido}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Gs	e	S%	CU	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>
<b>DP</b>	0,6 - 0,8	deformada	lastro	15 x 30	9,90	20,1	18,3	2,69	0,47	57	150	1,043	0,555
	1,0 - 1,2	deformada	lastro	15 x 30	5,60	20,0	19,0	2,69	0,41	37	150	3,655	0,352
<b>M</b>	0,0 - 0,2	deformada	lastro	15 x 30	4,80	22,0	21,0	2,63	0,25	50	25	1,835	0,477
	0,2 - 0,4	deformada	lastro	10 x 20	11,20	21,9	19,7	2,59	0,32	92	410	1,760	0,166
	0,2 - 0,4	deformada	lastro	15 x 30	2,50	19,0	18,51	2,59	0,4	16	410	5,610	0,180
	0,4 - 0,6	deformada	lastro	15 x 30	4,10	-	-	2,59	-	-	410	2,372	0,408
<b>P25</b>	0,4 - 0,6	deformada	lastro	10 x 20	5,50	22,0	20,1	2,70	0,30	50	127	1,610	0,390
	0,0 - 0,2	deformada	lastro	15 x 30	4,90	20,5	20,4	2,70	0,32	4	127	6,036	0,201
<b>C</b>	0,2 - 0,4	deformada	lastro	15 x 30	2,70	21,2	20,1	2,68	0,3	24	1105	1,651	0,551
	0,4 - 0,6	deformada	lastro	15 x 30	0,40	-	-	2,68	-	-	1105	2,256	0,565
	0,7 - 0,14	indeformada	solo aluv.	10 x 20	6,60	21,7	20,3	2,71	0,33	54	148	1,396	0,538
					0,7	20,1	20	2,71	0,36	5	148	3,126	0,574
					-	-	-	2,73	-	-	140	1,162	0,535
					-	-	-	2,73	-	-	140	1,935	0,579
					-	-	-	2,62	-	-	-	1,382	0,000

TABELA III.20b - RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS													
Trecho	(m)	Amostra	Material da Amostra	CP (cm)	w% do CP	$\gamma_{\text{úmido}}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	Gs	e	S%	CU	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>
<b>OC</b>	0,0 - 0,2	deformada	lastro	10 x 20	2,96	18,9	18,3	2,73	0,49	17	13	1.629	0,376
					2,33	18,4	18,0	2,73	0,51	12	13	2.649	0,224
	0,2 - 0,4	deformada	lastro	10 x 20	4,90	21,4	20,4	2,73	0,34	39	100	2.850	0,210
					0,60	21,0	20,9	2,73	0,31	5	100	8.358	0,142
	0,4 - 0,6	deformada	lastro	15 x 30	1,60	21,4	21,0	2,70	0,28	15	88	1.941	0,549
				0,80	21,2	21,0	2,70	0,28	8	88	2.727	0,600	
	0,8 - 1,0	indeformada	solo aluv.	10 x 20	-	-	-	-	-	-	-	1.079	0,164
<b>BR</b>	0,0 - 0,2	deformada	lastro	15 x 30	-	-	21,9	2,73	-	-	49	2.374	0,400
					-	-	-	2,75	-	-	49	2.575	0,622
	0,2 - 0,4	deformada	lastro	15 x 30	4,4	22,2	21,2	2,75	0,30	41	51	1.961	0,397
					0,2	20,9	19,8	2,75	0,32	2	51	3.489	0,522
	0,4 - 0,6	deformada	lastro	15 x 30	4,9	-	20,7	2,74	-	-	49	1.516	0,585
				0,4	-	-	2,74	-	-	49	2.799	0,651	
	0,63 - 1,0	indeformada	solo aluv.	10 x 20	-	-	-	2,67	-	-	-	2.807	0,068
					-	-	-	2,67	-	-	-	3.237	-0,048
<b>R</b>	0,0 - 0,2	deformada	lastro	15 x 30	-	-	-	2,71	-	-	64	1.151	0,660
					-	-	-	2,71	-	-	64	2.377	0,545
	0,2 - 0,4	deformada	lastro	15 x 30	7,6	21,7	20,2	2,69	0,33	61	74	1.293	0,547
					-	-	-	2,69	-	-	74	2.301	0,653
	0,56 - 0,8	indeformada	solo aluv.	10 x 20	7,6	19,1	17,7	2,65	0,5	41	-	1.089	0,3481
	0,4 - 0,6	deformada	lastro	15 x 30	5,6	18,9	17,9	2,71	0,51	29	115	1.186	0,517
	0,8 - 1,1	indeformada	at. solo res.	10 x 20	-	-	-	2,65	-	-	-	1.866	-0,566

TABELA III.20c - RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS													
Trecho	(m)	Amostra	Material da Amostra	CP (cm)	w% do CP	$\gamma_{\text{úmido}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Gs	e	S%	CU	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>
CS	0,0 - 0,2	deformada	lastro	15 x 30	-	-	-	-	-	-	73	1.491	0,608
	0,4 - 0,6	deformada	lastro	15 x 30	0,5	22,5	22,4	2,70	0,21	34	73	2.701	0,529
		deformada	escória	15 x 30	3,7	-	-	2,70	-	-	-	129	1.744
EP	0,8 - 1,0	deformada	escória	15 x 30	1	21,2	21,0	2,70	0,29	9	129	3.056	0,504
	0,28 - 0,32	deformada	lastro	10 x 20	15,6	13,9	12,0	2,70	1,24	34	20	781	0,459
		deformada	lastro	10 x 20	2,2	12,3	12,0	2,70	1,24	5	20	1.051	0,597
VF	0,42 - 1,3	indeformada	solo coluv.	10 x 20	0,7	21,5	21,3	2,78	0,30	6	45	8.701	0,337
	0,2 - 0,4	deformada	lastro	15 x 30	-	-	-	2,67	-	-	-	1.904	-0,300
CB	0,2 - 0,4	deformada	lastro	15 x 30	3,0	22,0	21,3	2,71	0,27	30	68	1.417	0,671
		deformada	lastro	15 x 30	-	-	-	2,71	-	-	68	3.141	0,594
DC	0,0 - 0,2	deformada	lastro	15 x 30	2,0	21,0	20,6	2,61	0,27	19	164	1.688	0,399
		deformada	lastro	15 x 30	0,3	20,5	20,4	2,61	0,28	3	164	2.346	0,268
	0,2 - 0,4	deformada	lastro	15 x 30	4,6	22,0	21,0	2,79	0,33	39	66	1.205	0,633
DC	0,4 - 0,6	deformada	lastro	15 x 30	1,2	22,0	21,7	2,79	0,28	11	66	2.156	0,661
		deformada	lastro	15 x 30	3,3	21,8	21,1	2,78	0,32	28	46	1.444	0,628
	0,6 - 0,8	deformada	solo res.	10 x 20	-	-	-	-	-	-	163	1.727	0,495
DC	0,8 - 1,2	deformada	solo res.	10 x 20	0,6	22,2	22,0	2,67	0,21	7	163	3.532	0,472
		deformada	solo res.	10 x 20	16,9	19,7	16,8	2,67	0,59	77	-	4.734	-0,532
DC	0,8 - 1,2	deformada	solo res.	10 x 20	3,2	17,4	16,9	2,67	0,58	15	-	5.017	0,049
		deformada	solo res.	10 x 20	16,0	19,1	16,5	2,68	0,63	68	-	5.368	-0,451
DC	0,8 - 1,2	deformada	solo res.	10 x 20	2,8	17,1	16,6	2,68	0,61	12	-	20.000	0,000

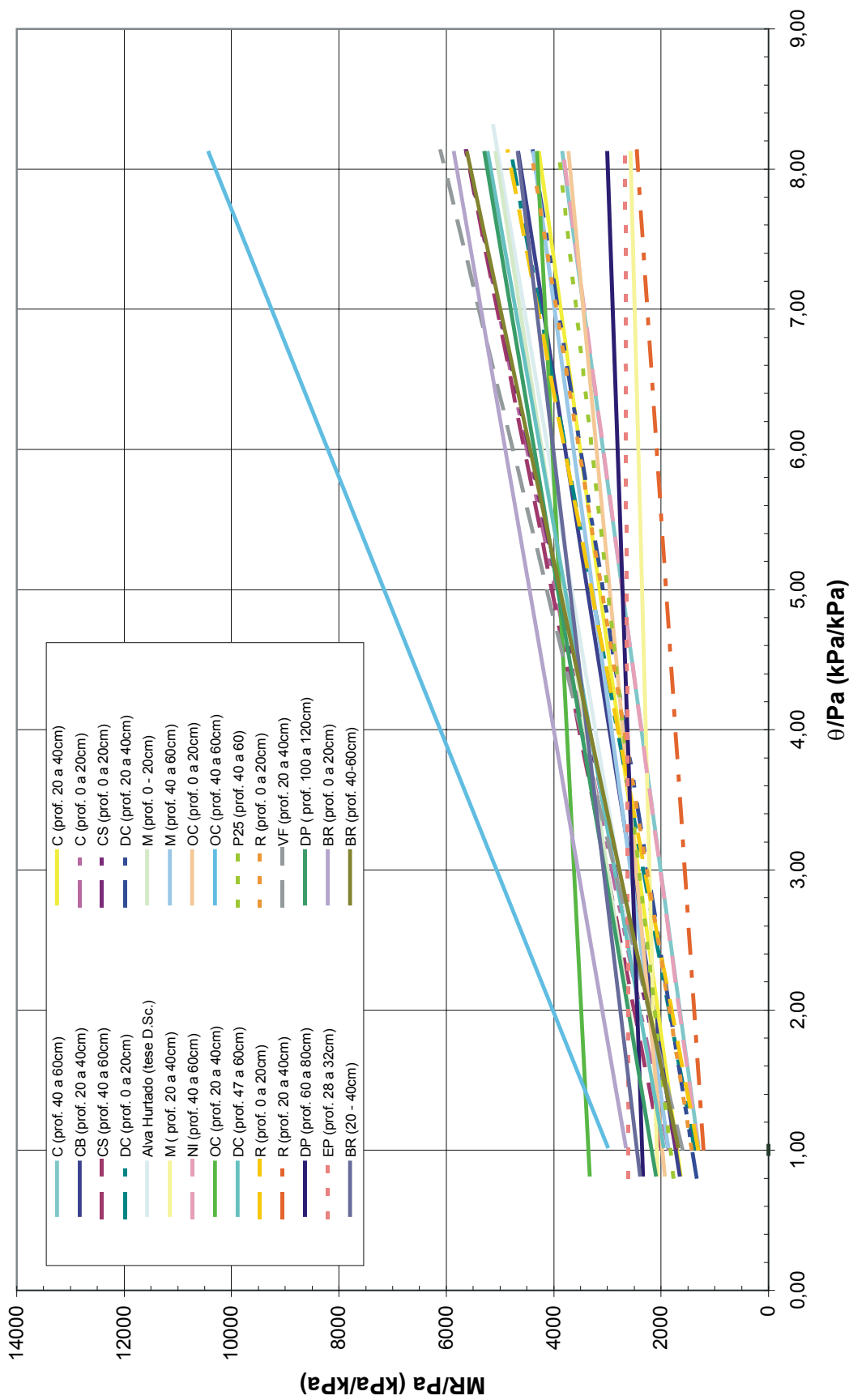


Figura III.1 – Resultados dos ensaios dinâmicos para amostras de lastro na condição úmida

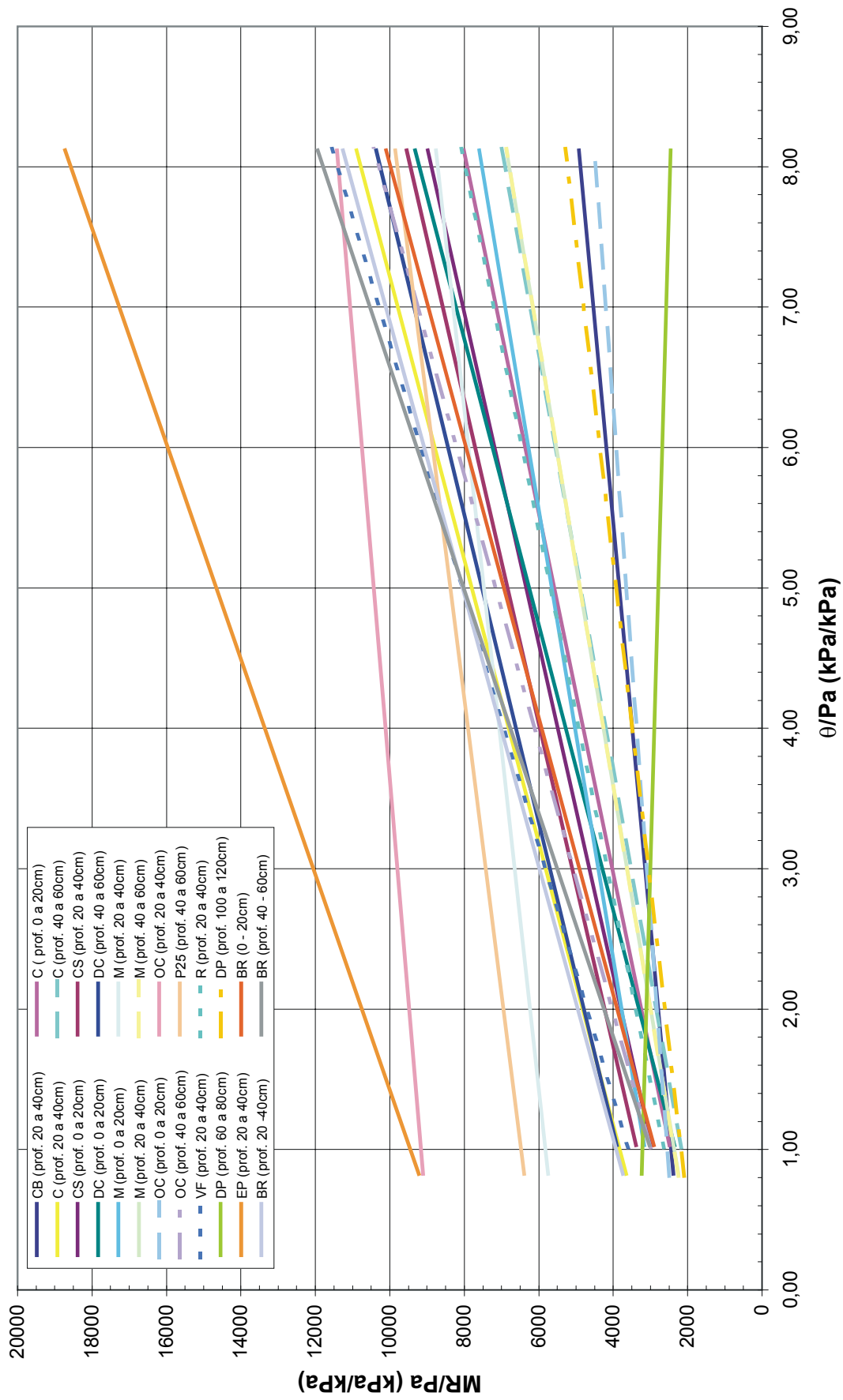


Figura III.2 – Resultados dos ensaios dinâmicos para amostras de lastro na condição seca



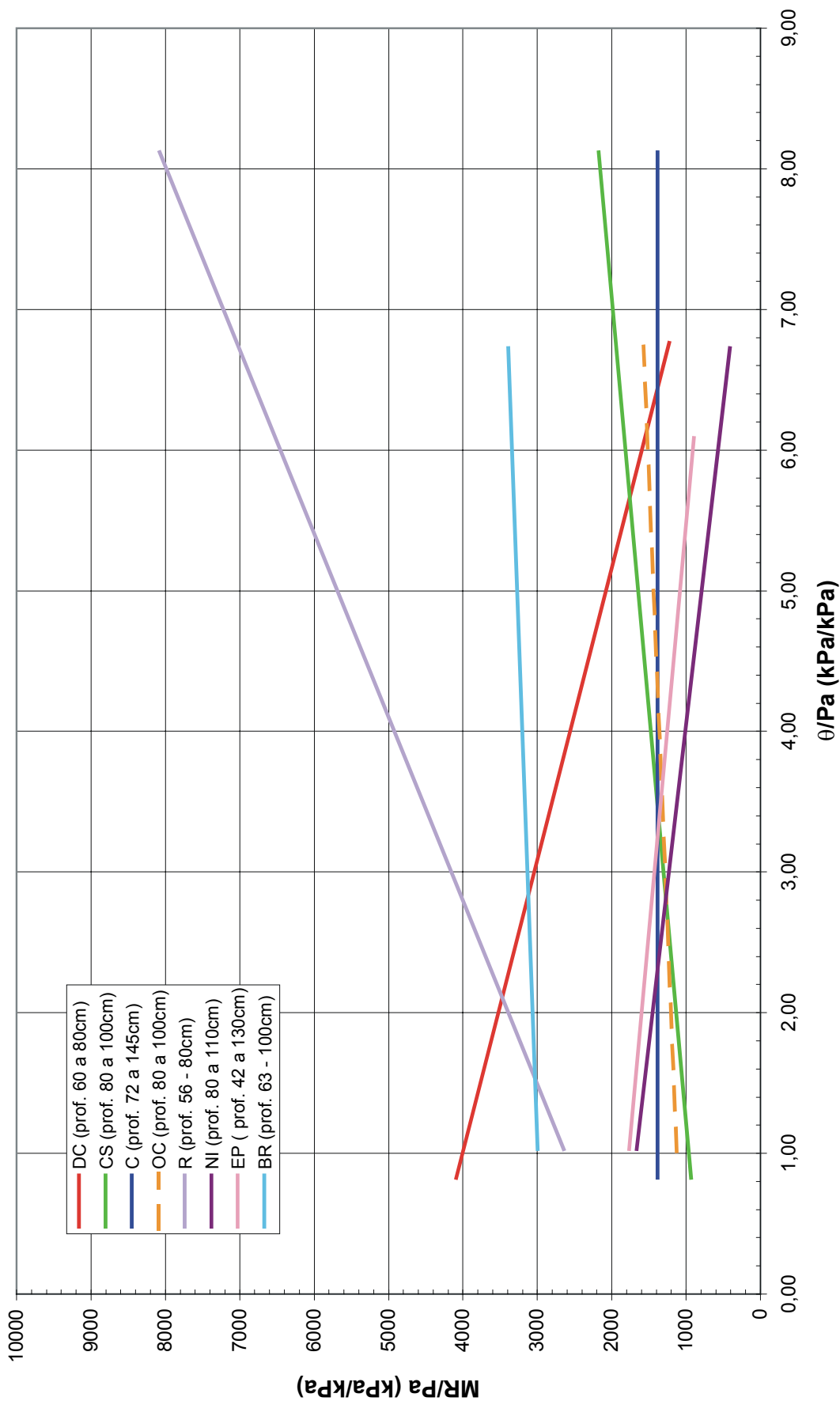


Figura III.3 – Resultados dos ensaios dinâmicos para amostras de subleito

### III.2.4 – Análise dos Resultados

Uma observação dos valores de peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) de lastro indicados nas tabelas III.1 a III.18 identifica os seguintes valores: 13,1kN/m<sup>3</sup> (superfície do lastro), 14,5kN/m<sup>3</sup> (base do dormente) e 19,6kN/m<sup>3</sup> (base do dormente), respectivamente os menores valores e o maior valor encontrado. Admitindo-se uma umidade ( $w$ ) de 5% e uma densidade real dos grãos ( $G_s$ ) de 2,65 para o lastro, com base na tabela III.20a, b, c, determinam-se índices de vazios ( $e$ ) de 0,4 e 0,9 correspondentes aos pesos específicos na base do dormente, citados anteriormente. Assim determina-se o intervalo de variação do índice de vazios do lastro, nos trechos estudados, na região próxima a superfície. É de se esperar índice de vazios de 0,6 para a condição de arranjo compacto de partículas de lastro e índice de vazios de 0,9 para condição de arranjo fofo com praticamente ausência de finos, coeficiente de uniformidade menor ou igual a 3 ( $CU \leq 3$ ), em ambos os casos. Este entendimento tem base no que foi investigado nos trechos Costa Barros / Pavuna e Vieira Fazenda / Del Castilho, respectivamente. Avançando-se, também é de se esperar índice de vazios de 0,4 para a condição de arranjo compacto de partículas de lastro e índice de vazios de 0,7 para condição de arranjo fofo com grande quantidade de finos, em ambos os casos,  $CU = 66$  e  $73$ . Estas situações referem-se aos trechos de Duque de Caxias / Gramacho e Comendador Soares / Austin, respectivamente.

Em geral, as amostras de lastro ensaiadas se enquadraram na condição de arranjo compacto de partículas e grande quantidade de finos. É o que indica a tabela III.20a,b,c com índice de vazios de aproximadamente 0,3 e tipicamente  $CU \geq 45$ . No campo esta situação foi caracterizada com  $e = 0,4$  nas proximidades da superfície do lastro. É de se esperar que a maiores profundidades este índice diminua devido à maior presença de finos e maiores tensões de peso próprio, chegando próximo ao valor de ensaiado  $e = 0,3$ , índice de vazios que predominou nos corpos-de-prova ensaiados.

Um único ensaio se aproximou da condição de arranjo compacto de partículas de lastro e pequena quantidade de finos. Foi o ensaio da amostra OC de 0,0 a 0,2m com  $e = 0,5$  e  $CU = 13$ . Lembrando que  $e = 0,6$  e  $CU \leq 3$  foram os valores desta condição no campo.

A condição de arranjo fofo dos grãos de lastro com pouca presença de finos, expressa pelos índices  $e = 0,9$  e  $CU \leq 3$  não se conseguiu reproduzir nos ensaios de carga repetida é o que mostra a tabela III.20a, b, c. Esta situação pôde ser identificada no trecho de Vieira Fazenda / Del Castilho na profundidade de 0,0 a 0,2m.

De acordo com tabela III.20a, b, c, os resultados obtidos nos ensaios de carga repetida sobre amostras de lastro têm  $K_1$  e  $K_2$  com valores semelhantes aos apresentados por PÉREZ (1987) e MACEDO (1996), mesmo estes resultados estando em  $\text{kgf/cm}^2$  é possível comparar com os resultados desta tese ao se entrar com o valor da pressão atmosférica em  $\text{kgf/cm}^2$  na equação (III.25), que exprime o modelo de resiliência adotado.

Os resultados obtidos nos ensaios de carga repetida sobre amostras de lastro também comparam muito bem com os apresentados por CHANG, AGEDOKE e SELIG (1980); SELIG e WATERS (1994); e KOLISOJA e MÄKELA (2001). No caso do resultado apresentado por ARANGIE (1997), o valor de  $K_1$  é semelhante aos obtidos aqui, no entanto o valor de  $K_2$  igual a 0,9 difere dos valores encontrados nesta tese.

Frente aos resultados obtidos verifica-se que o tamanho da maior pedra de um lastro com muitos finos, ora 1,5" (corpo-de-prova de 15 x 30cm), ora 1" (corpo-de-prova de 10 x 20cm) ou de uma brita 1 (diâmetro máximo de 3/8") ou de uma brita 2 (diâmetro máximo de 3/4") ou de um pedregulho (KOLISOJA e MÄKELA, 2001) não é um fator significativo no comportamento resiliente destes materiais.

Por outro lado, observa-se na tabela III.20a, b, c e nas figuras III.1, III.2 e III.3 que a umidade da amostra, também expressa pelo grau de saturação da amostra, são elementos definidores no comportamento resiliente dos lastros ensaiados.

A partir da tabela III.20a, b, c o parâmetro que se afigura mais interessante para correlacionar com os parâmetros de resiliência  $K_1$  e  $K_2$  é o índice de vazios das amostras de lastro. E o índice de vazios é um parâmetro que pode ser obtido no campo através da determinação do peso específico natural, da umidade e da densidade real dos grãos de lastro. No entanto, não se avançou no sentido de estabelecer uma correlação do índice de vazios com  $K_1$  e  $K_2$  nos ensaios realizados pelo fato dos índices de vazios obtidos estarem concentrados próximos ao valor 0,3, e

isto não permitiu uma boa correlação com  $K_1$ . Formulou-se uma correlação de  $K_2$  com  $K_1$  que permite ao se atribuir um valor a  $K_2$  determinar  $K_1$ , visto que  $K_2$  é um parâmetro com menor gama de variação. A correlação proposta tem a equação (III.2) para a condição úmida e a equação (III.3) para condição seca.

$$K_{1(\text{úmido})}=2630-2025K_{2(\text{úmido})} \quad R=0,68 \quad (\text{III.2})$$

$$K_{1(\text{seco})}=7000-7460K_{2(\text{seco})} \quad R=0,65 \quad (\text{III.3})$$

Os subleitos dos trechos estudados apresentaram valores de módulo de resiliência que indicam uma boa capacidade de suporte desta camada.

### III.3 – ANÁLISE DO MÓDULO DE VIA E DA VIGA BENKELMAN

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de módulo de via foram elaborados gráficos de carregamento por eixo (carga de duas rodas) com a deflexão (MUNIZ DA SILVA, 2002). Pôde-se observar que não há linearidade na relação carregamento versus deflexão; desta forma, adotou-se o conceito bilinear proposto por EBERSÖHN, TREVISO e SELIG (1993) dos módulos de via de assentamento e de contato que mostrou ajustar-se bem aos dados obtidos. A identificação da fronteira entre as fases de assentamento e de contato para cada trecho foi realizada a partir dos gráficos de carregamento por eixo com a deflexão. Considerou-se como fase de assentamento o segmento de reta que sai da origem ao ponto de inflexão da curva e como fase de contato o segmento de reta entre o ponto de inflexão e o final da curva. Os valores encontrados para os respectivos módulos estão apresentados nas tabelas III.1 a III.18.

Como o módulo de via varia com o nível de carregamento consultou-se o Relatório No 33.443 (1995) do IPT, que registrou medições reais da via, estáticas e dinâmicas. A máxima carga estática nominal que atua nas linhas da FLUMITRENS é de 205kN/eixo e a mínima é 150kN/eixo. O mesmo relatório apresenta medições de cargas verticais em seções instrumentadas que visaram quantificar o risco de descarrilamento em trechos críticos da FLUMITRENS. Os resultados destas medições estão resumidos na tabela III.21.

<b>TABELA III.21 – CARGAS VERTICAIS DE RODA EM SEÇÕES INSTRUMENTADAS PELO IPT (RELATÓRIO NO 33.443, 1995)</b>						
<b>Trecho Instrumentado</b>			<b>Dormente</b>	<b>Lotação</b>	<b>Carga Estática por Roda (kN)</b>	<b>Carga Dinâmica Máxima por Roda (kN)</b>
Cascadura-Madureira	Linha 1	Km15,540	Concreto monobloco	vazia	75	106,3
	Linha3	km15,705	madeira	média	88,75	125,8
Mangueira-S.F. Xavier	Linha 1	Km 5,330	madeira	cheia	95,62	152,9
	Linha 2	Km 5,330	madeira	vazia	81,87	120,7
Triagem-Manguinhos	Linha 2	Km 6,450	Concreto monobloco	cheia	102,5	122,4

Com base nos referidos dados é razoável considerar, em condições estáticas, um carregamento de eixo médio de 200kN para a malha toda. O que se pôde observar nas curvas de carregamento versus deflexão é que até o carregamento por eixo de 200kN o valor de módulo mais adequado para representar o comportamento da via nos trechos ensaiados é o módulo de assentamento.

A figura III.4 apresenta a relação dos módulos de via de assentamento com as deflexões de assentamento para todos os trechos estudados. Tais deflexões referem-se a fase de assentamento da via durante o ensaio, que é caracterizada pelo intervalo de zero até o carregamento que finaliza a fase de assentamento e inicia a fase de contato da via. Esta parcela inicial da deflexão reflete a soma dos vazios entre trilho/dormente e dormente/lastro. A partir da figura III.4 pôde-se reunir os trechos estudados em cinco grupos, conforme indicado na tabela III.22. Os módulos de via lançados na figura III.4 são os referentes ao mesmo trilho em que foi realizado o ensaio de viga Benkelman em cada trecho.

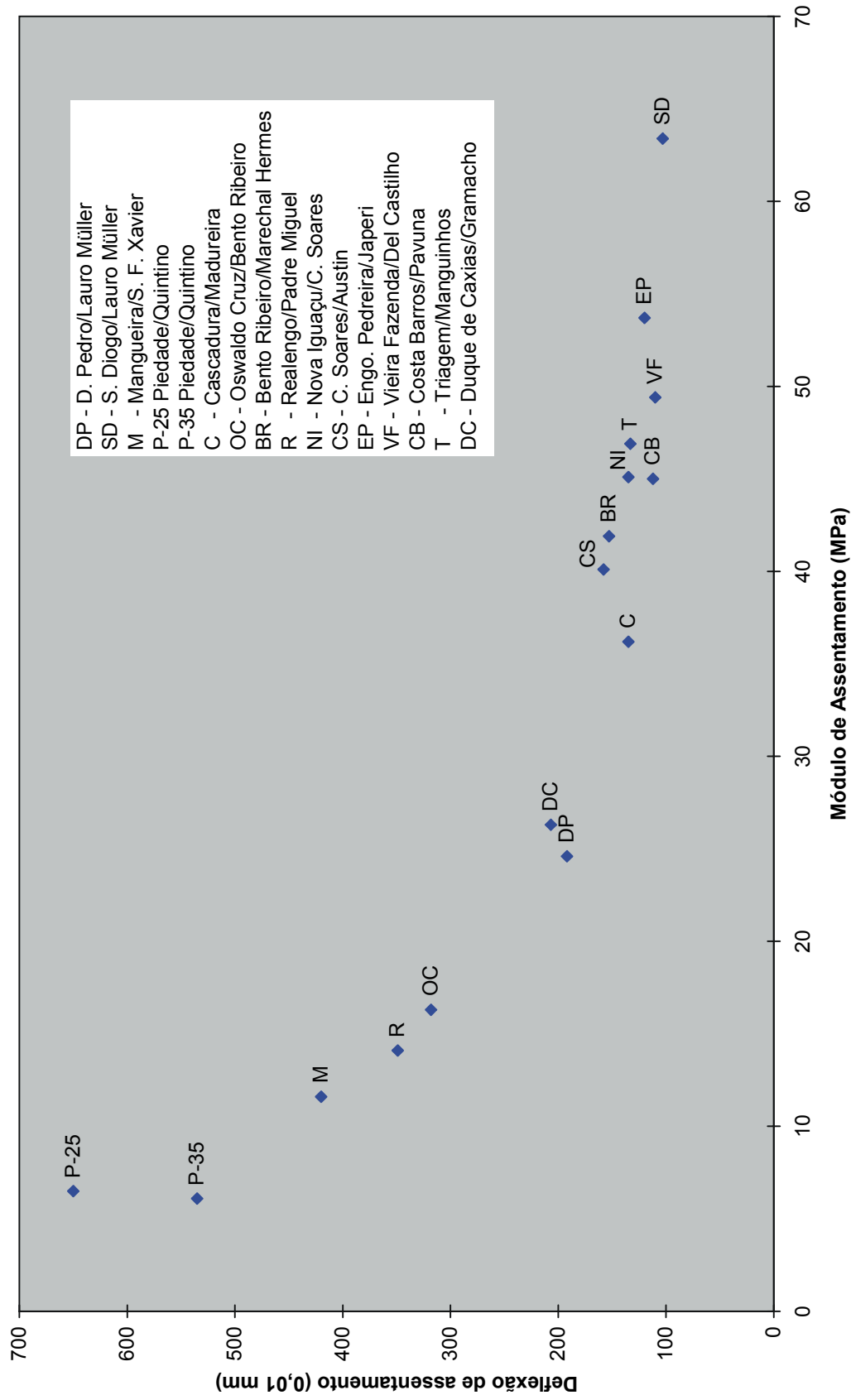


Figura III.4 – Módulo de via de assentamento.

**TABELA III.22 – VALORES DE MÓDULO DE VIA DE ASSENTAMENTO POR GRUPOS DE TRECHOS ESTUDADOS (COPPETEC, 1999)**

Grupo	Trechos	Tipo de Dormente	Estado dos Dormentes	Intervalo de Módulo de Via de Assentamento (MPa)	Intervalo de Deflexão de Assentamento (0,01mm)
1	<b>C,CS,CB,T, VF,EP,SD</b>	concreto	bom	36,2 a 63,4	103 a 158
2	<b>P25,P35</b>	concreto	bom	6,1 a 6,5	535 a 650
3	<b>DP,BR</b>	madeira	médio	24,6 a 41,9	153 a 192
4	<b>DC,NI</b>	madeira	médio	26,3 a 45,1	135 a 207
5	<b>M,R,OC</b>	madeira	ruim	11,6 a 16,3	318 a 420

O grupo 1 (dormentes de concreto) apresenta módulos de via de assentamento elevados com pequenas deflexões de assentamento que se constituem em indicativos de boas condições tanto das fixações da via quanto do estado de socaria do lastro. Já o grupo 2, apesar de ser formado por trechos com dormente de concreto, apresenta módulos de via de assentamento muito baixos que são acompanhados de deflexões de assentamento muito elevadas denotando a necessidade de adição e socaria de lastro. Por outro lado, uma análise das estruturas dos trechos do grupo 2 com o Geotrack e o Ferrovía pode aprofundar o entendimento sobre os aspectos que determinaram o comportamento descrito anteriormente. Os grupos 3 e 4 apresentam características semelhantes com valores de módulo de assentamento de via médios e deflexões pequenas. Apesar de ter havido similaridade de resultados nos grupos 3 e 4 na fase de assentamento, o mesmo não se verifica quando se analisa a fase de contato da via. Em vista disto, distinguiu-se estes dois grupos. Para o grupo 5, pelo estado ruim da dormentação e pelos reduzidos valores de módulo de via de assentamento com deflexões elevadas, conclui-se que o recomendável é uma remodelação com troca de dormentes e lastro.

Analisando-se os valores encontrados para os módulos de via de contato mostrados nas tabelas III.1 a III.18 verifica-se que estes são elevados, chegando-se a um valor médio de 80MPa. Observa-se, ainda, nestas tabelas que o subleito, onde pôde ser investigado, apresenta uma boa capacidade de suporte devido às características dos solos encontrados, o que está de acordo com as elevados módulos de via de contato encontrados. No trecho **P-25** foi encontrado o módulo de via de contato mais baixo, 29,7MPa. Vale lembrar: que os trechos **P5**, **P15**, **P25** e **P35** compõem o trecho experimental; que a escolha do referido trecho se deveu ao fato de ser um local de bolsão de lama; e que **P25** foi motivo apenas de relastro. Na primeira etapa do Projeto

Flumitrens no trecho **P25** não se chegou ao subleito, mas de acordo com CUCONATTO (1997) verifica-se que o subleito está a 1,5m abaixo da base do dormente e que é formado por areia média pouco argilosa. A grande espessura de material granular num provável estado de compactidade fofo deve ser a explicação para o baixo módulo de contato encontrado neste trecho.

A figura III.5 relaciona o módulo de via de contato com a deflexão de contato o que permite reunir os trechos estudados em três grupos, mostrados na tabela III.23. Os módulos de via lançados na figura III.5 são os referentes ao mesmo trilho em que foi realizado o ensaio de viga Benkelman em cada trecho.

<b>TABELA III.23 – VALORES DE MÓDULO DE CONTATO E DE DEFLEXÃO DE CONTATO</b>			
<b>Grupo</b>	<b>Trechos</b>	<b>Intervalo de Módulo de Via de Contato (MPa)</b>	<b>Intervalo de Deflexão de Contato (0,01mm)</b>
1	<b>P35,CB,T,CS,VF,SD,EP,C, BR,DC</b>	73,3 a 137,2	15 a 85
2	<b>M,R,DP,OC,NI</b>	48,8 a 63,1	78 a 90
3	<b>P25</b>	29,7	90

Pela tabela III.23 verifica-se que os módulos de via de contato são elevados de uma forma geral, não indicando nenhuma deficiência de ordem estrutural da via férrea. O grupo 1, também aqui, fornece os maiores valores de módulo de via de contato, basicamente formado por trechos com dormente de concreto. Isto confirma uma tendência expressa na literatura onde linhas com dormentes de concreto apresentam módulos elevados devido a menor compressibilidade destes e maior rigidez, absorvendo grande parte das tensões que iriam para outras camadas. E o fato de no grupo 1 estarem inseridos dois trechos dotados de dormentes de madeira em estado médio de conservação deve-se, em parte, a boa capacidade de suporte do subleito e a ocorrência de uma mescla de dormentes novos com antigos. O grupo 2 formado por dormentes de madeira em estado de conservação ruim a razoável tem valores de módulo de via de contato considerados como bons segundo RAYMOND (1985) e SELIG e LI (1994) devido as boas características de suporte do subleito. O grupo 3 formado pelo trecho **P25** com dormentes monobloco de concreto e valor de módulo de contato de via de 29,7MPa ainda estaria acima do limite mínimo de 28MPa, abaixo do qual as deflexões crescem de forma significativa segundo SELIG e LI (1994). A



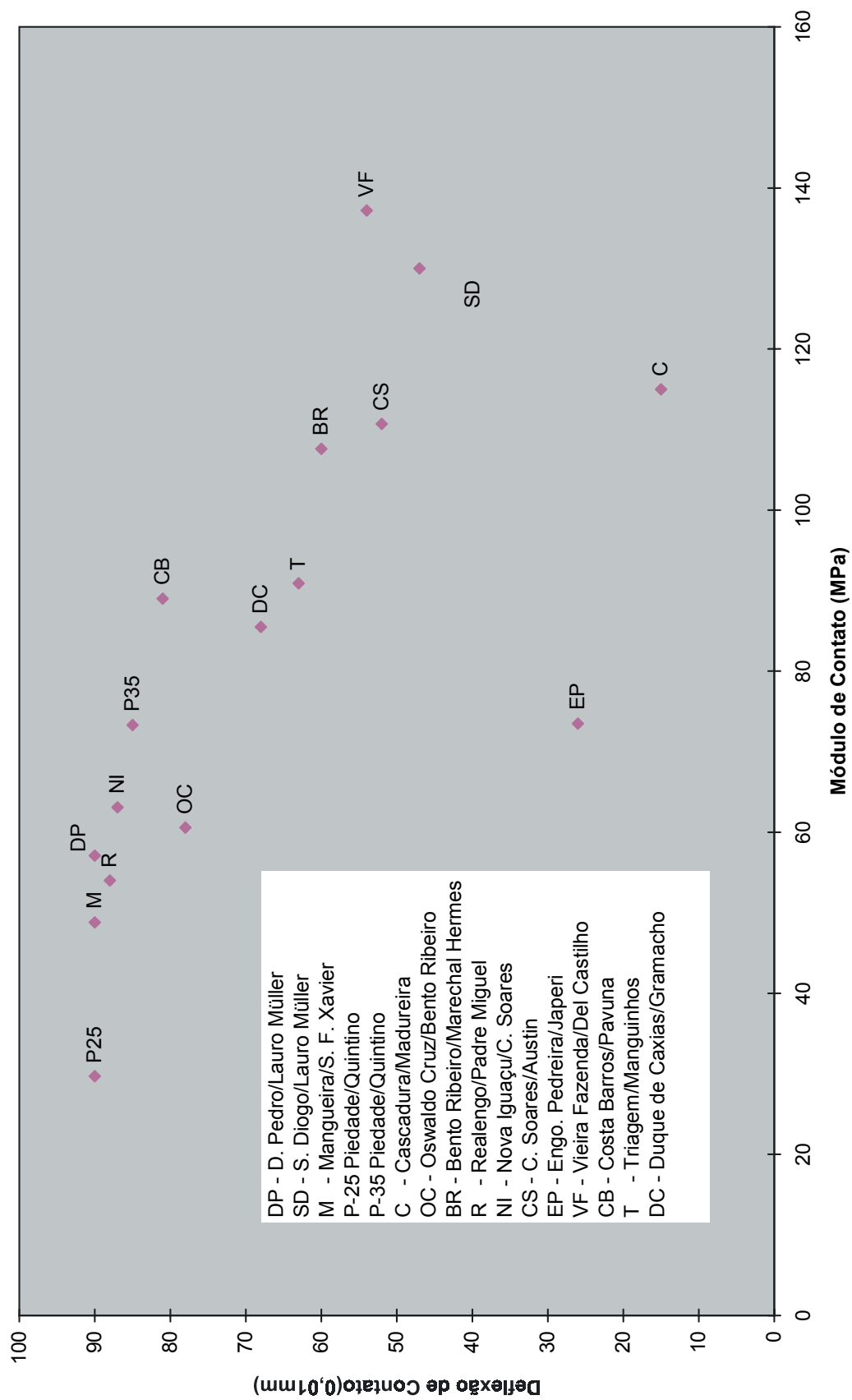


Figura III.5 – Módulo de via de contato

deflexões de contato são reduzidas na medida que refletem o comportamento estrutural da via que é guiado principalmente pelo subleito (SHAHU, RAO e YUDHBIR, 1999) que nos trechos estudados são bons.

As deflexões máximas obtidas nos ensaios com a viga Benkelman apresentadas nas tabelas III.1 a III.18 variaram no intervalo de 114 ( $10^{-2}$ mm) em **CB** a 812 ( $10^{-2}$ mm) em **NI**. Chama-se atenção para o fato que a deflexão obtida pela viga Benkelman é medida total que incorpora as fases de assentamento e contato da via, quando esta é carregada. MUNIZ DA SILVA (2002) adapta índices de avaliação da forma da bacia empregados nas rodovias para o caso ferroviário e efetua uma avaliação para o Caso Flumitrens que se mostra concordante com as análises realizadas neste capítulo referentes ao desempenho dos trechos estudados.

## CAPÍTULO IV

### PROCEDIMENTO DE PREVISÃO DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Neste Capítulo são abordados tópicos que vão formar, juntamente com o conjunto de dados obtidos ao longo desta pesquisa, uma base para o desenvolvimento de um procedimento de previsão do comportamento tensão-deformação aplicado ao pavimento ferroviário, em geral, e particularmente ao Caso Flumitrens. Esta proposta está firmada no entendimento do mecanismo de comportamento da estrutura da via, sob ação do carregamento repetido. Para isto, o procedimento deve ter os seus fundamentos teóricos e experimentais bem esclarecidos, assim como, mostrar-se confiável para os especialistas e futuros usuários. Com relação aos procedimentos existentes deve apresentar vantagens comprovadas, sendo aplicável tanto a novos projetos como para avaliação de vias em operação. O que se pretende, neste último caso, é que através de um parâmetro de medição fácil possa caracterizar-se a resposta da via e a partir deste dado mais o conhecimento do perfil geotécnico seja possível fazer uma retroanálise do trecho, cujos dados possam servir de base para um sistema de gerência da manutenção da via.

Os resultados que vêm sendo obtidos no meio rodoviário e aeroportuário após a adoção dos princípios e aplicações do método da resiliência, principalmente, ao que se refere ao dimensionamento de pavimentos flexíveis, têm sido discutidos em inúmeros trabalhos, tais como, SVENSON (1980), PEREZ (1987), MEDINA (1988, e 1997), MOTTA (1991), RODRIGUES (1991), MACEDO (1996), SANTOS (1998), GUIMARÃES (2001).

A experiência acumulada no país pela observação sistemática de trechos de rodovia e divulgada sobre o comportamento dos pavimentos brasileiros permitem estabelecer certos entendimentos que divergem dos aceitos em outros países, devido às condições climáticas e características dos solos (MEDINA, 1988). Tais aspectos também devem ser considerados num novo procedimento de verificação estrutural do pavimento ferroviário.

Em resumo, o que se busca com a formulação de um procedimento de verificação estrutural do pavimento ferroviário é incorporar as novas técnicas de ensaio dos materiais particulados, os métodos racionais de cálculo de tensão-deformação nos diversos componentes (trilhos, dormentes, sublastro e subleito), a influência do clima e a aferição de desempenho, a partir do entendimento das causas dos mecanismos de deterioração que dependem do conjunto das camadas e do subleito.

#### **IV.1 – APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE ANÁLISE**

A metodologia de cálculo a ser empregada no procedimento de previsão tensão-deformação é baseada num método aproximado de cálculo. E isto ocorre, por ser muito difícil encontrar soluções analíticas ou exatas para um modelo tridimensional, multicamadas, que utiliza propriedades de tensão-deformação não lineares para o lastro, sublastro e subleito. Deste modo, são necessárias soluções aproximadas, através do emprego de alguma técnica que permita substituir o modelo matemático contínuo por outro discreto ou numérico. O uso dos computadores veio permitir que cada vez seja mais fácil trabalhar com um número maior de graus de liberdade e obter soluções mais próximas da real (MOTTA, 1991).

Neste Capítulo, também serão aplicados os tradicionais métodos de cálculo de Talbot, Zimmermann e o método BR juntamente com os programas Geotrack e Ferrovia aos trechos estudados da malha do Subúrbio do Rio de Janeiro para o conhecimento das tensões e deformações em todos os elementos estruturais que compõem o pavimento ferroviário. A aplicação destes métodos de análise se dará com base nas espessuras de camadas determinadas em cada trecho e resultados obtidos de módulo de resiliência das camadas e medidas de campo de módulos de via e viga Benkelman. Comparando os resultados obtidos por cada método com a resposta elástica medida da via (módulo de via e viga Benkelman) é possível verificar qual deles fornece resultados mais consistentes. As tensões e as deflexões calculadas serão comparadas com as admissíveis de acordo com os critérios correntes.

Para cada trecho será possível estabelecer uma deflexão limite, a partir da qual, as tensões em alguns dos componentes do pavimento ferroviário podem ser superior às admissíveis.

Entre os dezoito trechos que compõem o Caso Flumitrens foram escolhidos seis trechos considerados representativos do conjunto para serem estudados pelos métodos de análise tensão-deformação.

Os trechos escolhidos para o estudo são: São Diogo / Lauro Müller (**SD**); Piedade / Quintino, no subtrecho em que houve somente relastro (**P25**); Cascadura / Madureira (**C**); Realengo / Padre Miguel (**R**); Comendador Soares / Austin (**CS**); e Duque de Caxias / Gramacho (**DC**).

Em **SD** e **CS** os dormentes são bi-bloco de concreto, com espessuras de lastro de 0,15m e 0,80m respectivamente, e subleitos de deformabilidade opostas. Em **P25** e **C** os dormentes são monobloco de concreto sobre lastros de espessuras de 1,5m e 0,72m, respectivamente, com subleitos de baixa capacidade suporte no caso de **P25** e boa capacidade de suporte no caso de **C**. Em **R** e **DC** os dormentes são de madeira sobre lastros com espessuras de 0,48m e 0,60m, respectivamente, e subleitos de boa capacidade de suporte, o primeiro composto de solo aluvionar (**R**) e o outro formado por solo residual (**DC**).

Vale lembrar que os métodos de análise da via são alimentados por parâmetros estruturais e, portanto, não são capazes de simular situações que têm sua causa originada pela inadequação do estado de conservação da linha férrea. Por exemplo, a existência numa linha de três dormentes de madeiras em mau estado de conservação que não são mais capazes de firmar as fixações dos trilhos ocorrendo uma liberdade de movimento para os trilhos no sentido vertical. Tal situação proporciona a existência de vazios entre a base dos trilhos e os dormentes que são fechados e abertos rapidamente quando da passagem de uma composição com ampliação dos esforços sobre a via devido às maiores deflexões que passam a ocorrer na via. Ampliação do esforço vertical sobre a linha acarreta maiores tensões no lastro que levam a quebra do lastro permitindo uma acomodação do lastro o que faz com que exista um outro vazio entre o topo do lastro e base do dormente. Por fim, se este defeito não for corrigido a tempo pode causar uma ruptura do trilho por excesso de tensão de tração na flexão na base do trilho.

Três situações foram consideradas para a aplicação dos métodos de análise de modo a buscar reproduzir as solicitações a que a via esteve submetida em momentos diferentes de sua história considerando em cada caso a passagem dos trens de

passageiros ou a passagem do vagão teste, quando do ensaio da viga Benkelman. Estas situações serão apresentadas e analisadas nos itens IV.2 a IV.4. Em cada uma destas situações a entrada dos dados para aplicação dos métodos de análise, assim como a apresentação e a discussão dos resultados obtidos serão abordadas a partir dos elementos que compõem a via em estudo: trilhos, dormentes, lastro e subleito.

## **IV.2 – VIA NA CONDIÇÃO DO ESTUDO COM CARREGAMENTO DO VAGÃO TESTE**

Esta é a primeira situação em que os métodos de análise foram simulados para os trechos escolhidos do Caso Flumitrens. As condições de contorno desta situação são a via com as espessuras de camada determinadas quando da realização de abertura de trincheiras e submetida ao carregamento imposto pelo vagão teste quando da realização dos ensaios da viga Benkelman.

A aplicação da carga pelo vagão teste foi considerada como estática, visto que a passagem do mesmo durante a realização dos ensaios foi a uma velocidade muito baixa. O peso bruto do vagão teste carregado era 927,8kN e a transmissão deste peso sobre a via se dá através de quatro eixos, o que resulta em oito cargas de roda de 116kN. O posicionamento dos eixos com relação ao vagão se faz pela proximidade de dois eixos em cada extremidade. Estes dois eixos próximos formam um truque e a distância entre eixos no truque é de 1,75m. A distância entre os eixos mais próximos de cada truque é de 9,20m. Tal fato, leva a não considerar o carregamento aplicado à via pelo segundo truque. Desta forma, o carregamento considerado na aplicação dos programas Ferrovias e Geotrack foram dois eixos afastados de 1,75m com cargas de roda de 116kN. Os métodos de Zimmermann e Talbot não comportam a consideração anterior já que os mesmos só admitem o carregamento de uma roda.

### **IV.2.1 – Tensões e Deflexões nos Trilhos**

O afastamento entre trilhos ou bitola é de 1,60m. O TR-57 é o único perfil de trilho utilizado nas linhas dos trechos estudados. O módulo de elasticidade e o momento de inércia do trilho empregado foram admitidos em valores de 210.000MPa e

$2,730 \times 10^5 \text{m}^4$  respectivamente de acordo com CBTU (1985). O trilho ainda apresenta  $0,1397\text{m}$  de largura na base e  $72,58 \times 10^{-4} \text{m}^2$  de área na sua seção transversal.

A rigidez da fixação, segundo SELIG e LI (1994), é o parâmetro que expressa a compressão entre o topo do trilho e a base do dormente. Para dormentes de madeira, a principal contribuição é a compressão do próprio dormente, enquanto que em dormentes de concreto a principal contribuição é da almofada posicionada entre o trilho e o dormente. Na tabela IV.1 são indicados os valores de rigidez de fixação em função do tipo de dormente utilizado no presente caso. Estes valores de rigidez da fixação referentes aos dormentes de madeira e monobloco de concreto estão de acordo SELIG e LI (1994) e o que diz respeito ao dormente bi-bloco foi obtido a partir de um resultado de ensaio sobre almofada de borracha, fornecido pelo fabricante. Este resultado foi apresentado sob a forma de um gráfico no qual aparece uma curva que relaciona a força de compressão aplicada sobre almofada com o deslocamento, o que permite obter a rigidez para a carga de roda que esteja sendo utilizada.

<b>TABELA IV.1 – VALORES ADMITIDOS DE RIGIDEZ DA FIXAÇÃO</b>	
<b>Tipo de Dormente</b>	<b>Rigidez da Fixação (kN/m)</b>
Madeira	70.000
Monobloco de concreto	170.000
Bi-bloco de concreto	253.000

Os trechos escolhidos para o estudo apresentam três tipos de dormentes: madeira, monobloco de concreto e bibloco de concreto. Os dados referentes a cada um dos tipos utilizados nas simulações são apresentados a seguir na tabela IV.1a, de acordo com PFEIL (1985), CAVAN (1994) e DORBRÁS (2002).

TABELA IV.1a – DADOS DOS DORMENTES								
Tipo	Mód. Elast. (MPa)	Mom. de Inércia (m <sup>4</sup> )	Área Tranv. na Pos. do Trilho (m <sup>2</sup> )	Altura na Pos. do Trilho (m)	Larg. na Pos. do Trilho (m)	Comp. (m)	Área da base (m <sup>2</sup> )	Espaç. (m)
madeira	10.000	98x10 <sup>-6</sup>	0,041	0,17	0,24	2,80	0,672	0,54
monobloco	31.000	321x10 <sup>-6</sup>	0,072	0,26	0,30	2,90	1,17	0,60
bibloco	31.000	272x10 <sup>-6</sup>	0,065	0,22	0,29	2,40	0,39*	0,60

(\* )área da base de um bloco

As estruturas de pavimento ferroviário que compõem os trechos estudados estão apresentadas nas tabelas IV.2 a IV.7. Estas tabelas apresentam valores de  $K_1$  e  $K_2$  que são os parâmetros de resiliência dos materiais de acordo com a equação II.25. Nas camadas de lastro eles estão sempre indicadas em duas linhas, a primeira refere-se ao valor dos parâmetros obtidos durante o ensaio com as amostras no estado úmido e a segunda ao valor do estado seco. Quando estes valores aparecem entre parêntesis significa que os mesmos não foram obtidos através de ensaios, mas sim estimados. Estas tabelas também reúnem outros dados e parâmetros das camadas para utilização nos métodos de análise e, ainda, exibem os seguintes resultados obtidos pelos programas Geotrack e Ferrovia nas condições de lastro nos estados úmido e seco:

MVcampo – Módulo de Via de contato obtido no mesmo trilho em que foi realizada a viga Benkelman;

MVcalc. – Módulo de Via calculado através dos programas utilizados;

$\sigma_{t, \text{Trilho}}$  – Tensão de tração no patim gerada pela flexão do trilho;

$\sigma_{t, \text{Dorm.}}$  – Tensão de tração na base do dormente gerada pela flexão da peça;

$M_D$  – Momento atuante no dormente;

$\sigma_{c, z=0,02m}$  – Tensão vertical de compressão na profundidade de 0,02m abaixo da base do dormente. O mesmo se repete para  $z=0,10m$ ,  $z=0,30m$ ;

$\sigma_{c, \text{topo subleito}}$  – Tensão vertical de compressão no topo do subleito.

Em anexo, apresenta-se uma saída completa de dados dos programas Ferrovia e Geotrack para um mesmo trecho e uma mesma situação de solicitação para servir de exemplo da totalidade de resultados que são obtidos por estes programas.



Nos trechos de **SD** e **CS** foi utilizado unicamente o Ferrovias porque somente este programa admite a adoção de dormentes bi-bloco. O Geotrack só está habilitado para entrada de dados de dormentes do tipo monobloco de madeira ou de concreto.

Discutem-se, a seguir, os resultados de módulos de via calculados pelos programas quando comparados com os módulos de via obtidos em ensaios de campo.

Em **SD** o módulo de via úmido quase se igualou ao módulo de campo o que é concordante com a drenagem deficiente da laje do viaduto, como observado em COPPETEC (1997).



TABELA IV.3 - RESULTADOS DA ANÁLISE DA VIA NA CONDIÇÃO DO ESTUDO E CARGA DE RODA=116kN														
TRECHO: Piedade/Quintino (P25) KM: 13,720 LINHA:4 GRADE: monobloco / pandrol ESTADO DOS DORMENTES: Borm														
PROF. ref. base dorm.	DADOS DAS CAMADAS					RESULTADOS DOS PROGRAMAS								
	Visual	Origem	F <sub>1</sub>	C <sub>u</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	MVcampo (MPa)	MVcalc. (MPa)	$\sigma_t$ , Trilho (MPa)	M <sub>0</sub> (kN.m)	$\sigma_{e, z=0,02m}$	$\sigma_{e, z=0,10m}$	$\sigma_{e, z=0,30m}$	$\sigma_{e, topo subleito}$
0 - 0,60	lastrô	rocha metamórfica	ML	4	(1517) (1517)	(0,557) (0,577)	30	65	41	8,02	0,067	0,135	0,075	0,012
0,5				186	1610 (6036)	0,390 (0,201)	30	28	45	9,03	0,108	0,108	0,108	0,016
				127			FERROVIA (K <sub>1</sub> e K <sub>2</sub> no estado úmido)							
0,9	FERROVIA (K <sub>1</sub> e K <sub>2</sub> no estado seco)													
	1,5	areia média pouca argilosa cinza			(250)	0,000	30	91	39	7,89	0,073	0,145	0,087	0,007
GEOTRACK (K <sub>1</sub> e K <sub>2</sub> no estado seco)														
							30	39	41	8,29	0,134	0,134	0,011	

<b>TABELA IV.4 - RESULTADOS DA ANÁLISE DA VIA NA CONDIÇÃO DO ESTUDO E CARGA DE RODA=116kN</b>																					
TRECHO: Cascadura / Madureira			KM: 15,780		LINHA: 2 GRADE: monobloco/pandrol			ESTADO DOS DORMENTES: Bom													
PROF. ref. base dorm.	DADOS DAS CAMADAS						RESULTADOS DE ENSAIOS														
	Visual	Origem	F <sub>1</sub>	C <sub>u</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	MV/campo (MPa)	M <sub>0</sub> (kN.m)	σ <sub>e</sub> , z=0,02m	σ <sub>e</sub> , z=0,10m	σ <sub>e</sub> , z=0,30m	σ <sub>e</sub> , topo subleito (MPa)									
0 - 0,72	lastro	rocha metamórfica	AC	1105	1651	0,551	115	82	41	8,29	0,067	0,134	0,077	0,052							
					2256	0,565															
			148	1396	0,538	115	68	41	8,3	0,112	0,066	0,040									
				3126	0,574																
0,5			C	140	1162	0,535															
					1935	0,579															
0,72 - 1,45	areia média pouco argilosa cinza	aluvionar			1382	0,000															
														FERROVIA (K <sub>1</sub> e K <sub>2</sub> no estado seco)							
														115	101	39	8,15	0,074	0,141	0,078	0,047
														GEOTRACK (K <sub>1</sub> e K <sub>2</sub> no estado seco)							
1,0																					
														115	77	39	8,40	0,128	0,072	0,039	





TABELA IV.7 - RESULTADOS DA ANÁLISE DA VIA NA CONDIÇÃO DO ESTUDO E CARGA DE RODA=116kN														
TRECHO: Duque de Caxias / Gramacho    KM:19,7    LINHA: 1    GRADE: madeira / pandrol    ESTADO DOS DORMENTES: Médio														
PROF. ref. base dorm.	DADOS DAS CAMADAS						RESULTADOS DOS PROGRAMAS							
	Visual	Origem	F <sub>i</sub>	C <sub>u</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	M Vcampo (MPa)	M Vcalc. (MPa)	σ <sub>t</sub> , Trilho (MPa)	σ <sub>t</sub> , Dom. (MPa)	σ <sub>e</sub> , z=0,02m	σ <sub>e</sub> , z=0,10m	σ <sub>e</sub> , z=0,30m	σ <sub>e</sub> , topo subleito
0 - 0,60	lastr o	rocha metamórfica	C	66	1205	0,633	86	71	44	3,5	0,218	0,127	0,082	0,069
				46	1144,1 (2156)	0,628 (0,661)								
				163	1726,7	0,495								
				323	3531,9	0,472								
0,60 - 1,30	solo residual de gnaíse muito plástico	solo residual			4734	-0,532	86	84	43	2,9	0,226	0,134	0,082	0,065
				5368	-0,451									
1,0	solo residual de gnaíse muito plástico	solo residual					86	72	45	3,7	0,204	0,101	0,057	

Em **P25** como só se sabia que o lastro tinha uma espessura de 1,5m e o subleito apresentava baixa capacidade de suporte, de acordo com CUCONATTO (1997), elaborou-se com o Geotrack uma retroanálise atribuindo-se valores de módulo de resiliência para o subleito até encontrar um módulo de via calculado próximo ao módulo de via de campo. No entanto, observou-se uma discordância entre os valores de módulo de via obtidos pelo Geotrack e pelo Ferrovias em **P25**, mostrando uma resposta diferente do Ferrovias em relação ao Geotrack quando da existência de um subleito com baixo módulo de resiliência.

Em **C** os valores de módulo de via calculados pelo Ferrovias se aproximam bastante do valor de campo enquanto que os resultados do Geotrack são menores que os medidos. O fato é que em **C** o lastro apresentava camadas inteiramente concrecionadas (COPPETEC, 1997) devido à presença de alguma substância cimentante que fez com que o módulo de via aumentasse e, por outro lado, a amostra de lastro coletada deformada e recompatada em laboratório para ser submetida ao ensaio de carga repetida para determinação do módulo de resiliência perdeu o efeito cimentante o que não permitiu reproduzir totalmente o que acontecia no campo.

Em **R** os valores de módulo de via calculados tanto pelo Ferrovias quanto pelo Geotrack são próximos do valor de campo.

Em **CS** os módulos de via calculados pelo Ferrovias estão muito distantes do módulo de via de campo. Pode ser que em **CS** a ocorrência de minério de ferro no subleito, como foi detectado pela trincheira de investigação, seja localizada não chegando a representar o subleito do local e que este seja formado por um aterro de solo residual compactado, como no trecho **NI** vizinho a **CS**.

Em **DC** os resultados obtidos de módulo de via chegam perto do valor de módulo de via de campo.

Os módulos de via calculados apresentam uma concordância de razoável a boa com os módulos de via de campo nos trechos estudados. Esta constatação referenda a metodologia proposta nesta tese de identificação do estado tensão-deformação da via férrea a partir do conhecimento das espessuras das camadas que suportam a grade,



dos módulos de resiliência destas camadas, da utilização de programas baseados em métodos numéricos.

Em seqüência na análise, reúne-se na tabela IV.8 os resultados de tensões de flexão atuantes nos trilhos nos trechos estudados, expostos nas tabelas IV.2 a IV.7, juntamente com os resultados obtidos pela aplicação dos métodos de Zimmermann e Talbot, estando a via na condição do estudo e carregada pelo vagão teste.

<b>TABELA IV.8 – TENSÕES DE FLEXÃO NOS TRILHOS NA POSIÇÃO DO PATIM</b>						
<b>Trechos</b>	<b>Tensões (MPa)</b>					
	<b>Zimmermann</b>	<b>Talbot</b>	<b>Ferrovía Úmido</b>	<b>Ferrovía Seco</b>	<b>Geotrack Úmido</b>	<b>Geotrack Seco</b>
<b>SD</b>	67	52	40	36	-	-
<b>P25</b>	82	75	41	39	45	41
<b>C</b>	58	54	41	39	41	39
<b>R</b>	79	65	46	45	49	48
<b>CS</b>	70	54	57	49	-	-
<b>DC</b>	71	58	44	43	46	45

Os valores de coeficiente de lastro utilizados no método de Zimmermann foram obtidos por uma correlação com os valores do módulo de via obtidos nos ensaios de campo. Correlacionou-se o coeficiente de lastro de  $15\text{kgf/cm}^3$  ou  $150.000\text{kN/m}^3$  representativo de uma via muito boa segundo PORTO (1984) com o valor de  $137.000\text{kN/m}^2$ , maior módulo de via de contato obtido nos ensaios realizados. Julgou-se ser este procedimento adequado na medida que ele estabelece uma vinculação com os locais estudados. Por outro lado, a formulação proposta por RIVES, PITA e PUENTES (1977) para a obtenção do coeficiente de lastro, apresentada na tabela II.2, não ofereceu resultados consistentes.

Os valores de tensão de flexão nos trilhos mostrados na tabela IV.8 estão abaixo da tensão admissível de 150MPa. Por outro lado, observa-se que não existe uma relação direta entre o módulo de via calculado e as tensões de flexão no trilho. Verifica-se que

há influência dos tipos de dormentes e dos subleitos presentes em cada trecho. Já os valores de tensão de flexão nos trilhos obtidos pelos programas mostram-se sensíveis ao enrijecimento do lastro, do estado úmido para o estado seco ocorre uma diminuição da tensão calculada. Outra constatação é que os métodos tradicionais superestimam os valores das tensões de flexão nos trilhos em comparação com os resultados obtidos pelos programas.

As figuras IV.1 a IV.6 apresentam os resultados das bacias de deflexão obtidas através da viga Benkelman com a passagem do vagão teste, assim como, pelos métodos de análise da via. Vale lembrar que a deflexão obtida pela viga Benkelman é uma medida total que incorpora as fases de assentamento e contato da via, quando esta é carregada.

Outro aspecto a ressaltar é que as deflexões da viga Benkelman são medidas num ponto fixo, no caso o ponto de medição era posicionado na alma do trilho debaixo da roda mais externa do vagão, e as leituras eram realizadas à medida que o vagão se afastava do ponto a intervalos de 0,70m (ver foto III.2). Já as deflexões calculadas nesta tese pelos métodos de análise são os deslocamentos dos trilhos, na posição dos dormentes, para dois eixos de carga, afastados 1,75m, com cargas de roda de 116kN, carregamento igual ao do vagão teste.

No cálculo das deflexões pelos métodos tradicionais as mesmas foram calculadas inicialmente para uma carga pontual e, a seguir, estas mesmas deflexões foram defasadas de 1,75m e superpostas com as anteriores, para que finalmente os deslocamentos provocados pelas duas cargas fossem somados.

A deflexão da via férrea se dá no plano vertical, desta forma ela pode ser entendida como a soma de dois deslocamentos um horizontal e outro vertical, de tal forma que a extensão de uma bacia de deflexão é determinada pelo deslocamento horizontal e, por sua vez, a profundidade da bacia de deflexão pelo deslocamento vertical. É o que se observa nas figuras IV.1 a IV.6 é que a extensão das curvas calculadas está na mesma ordem de grandeza das curvas medidas pela viga Benkelman. Isto ocorre porque na direção horizontal não há praticamente espaços vazios a serem fechados quando da aplicação da carga e, também, a via é travada pelos dormentes imersos no lastro. Na direção vertical os deslocamentos máximos calculados são pelo menos duas vezes menor que os medidos, a exceção é em **CS** onde as deflexões calculadas

com o programa Ferrovia são consequência de um desajuste entre o módulo de via calculado e o medido.

Em **P25** as deflexões calculadas pelo Geotrack são bem maiores que as calculadas pelo Ferrovia e isto é fruto do ajuste do valor do módulo de resiliência do subleito que foi efetivado através da retroanálise pelo Geotrack até obter o módulo de via de campo. Nos demais trechos os métodos de análise, de uma forma geral, mostram valores de deflexão próximos entre si.

Uma forma de se obter medidas de deflexão com a viga Benkelman que reflitam somente a fase de contato da via é a realização do ensaio com a passagem de um vagão parcialmente carregado, a ponto de vencer a fase de assentamento, a seguir, a realização de um outro ensaio com a passagem do vagão teste. Tal procedimento permitirá que as leituras obtidas pelo vagão teste sejam diminuídas das registradas pelo vagão parcialmente carregado assegurando que a medida final do ensaio com a viga retrate somente a fase de contato.

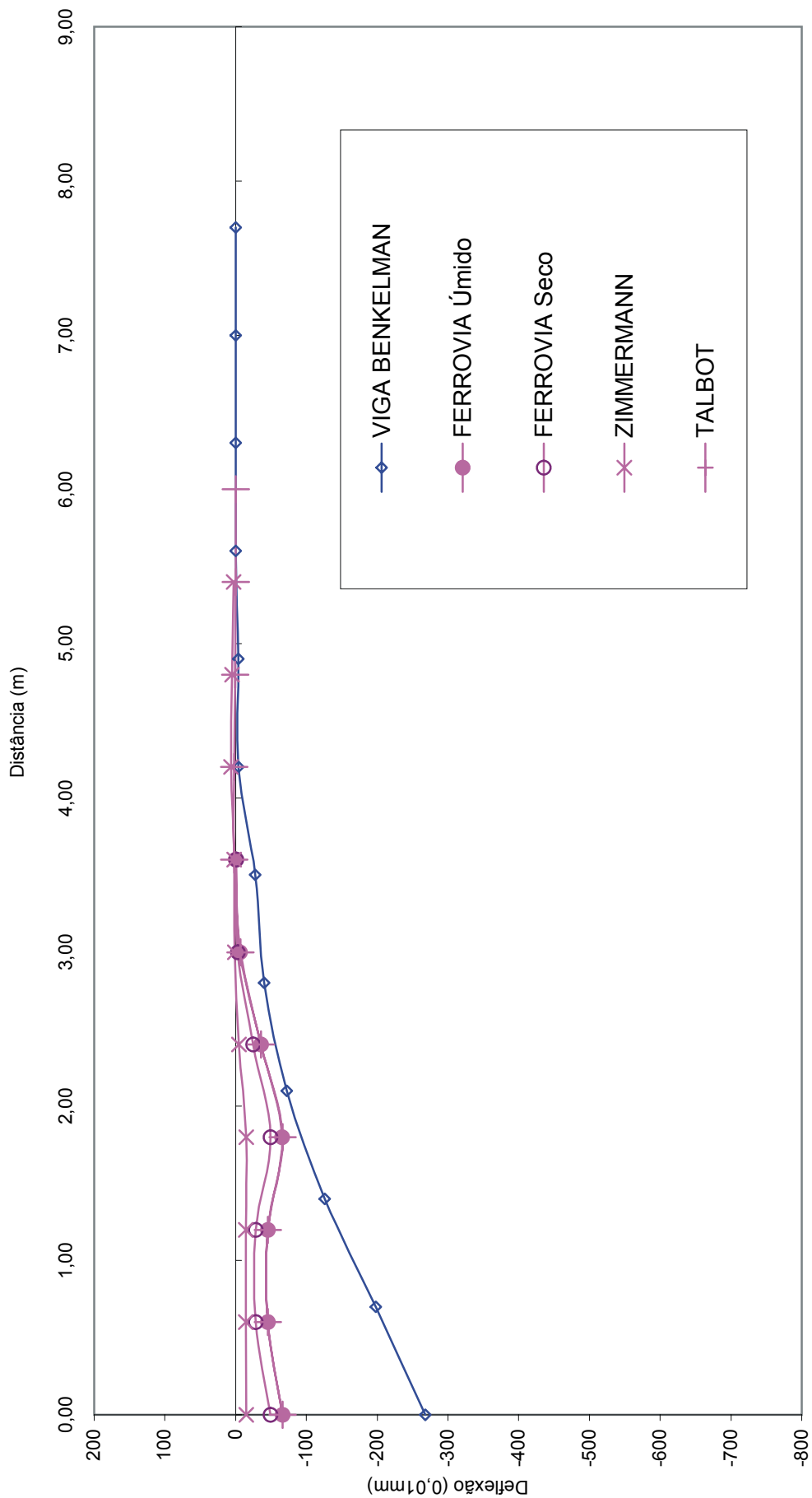


FIGURA IV.1 - BACIAS DE DEFLEXÃO DO TRECHO SÃO DIOGO/LAURO MÜLLER

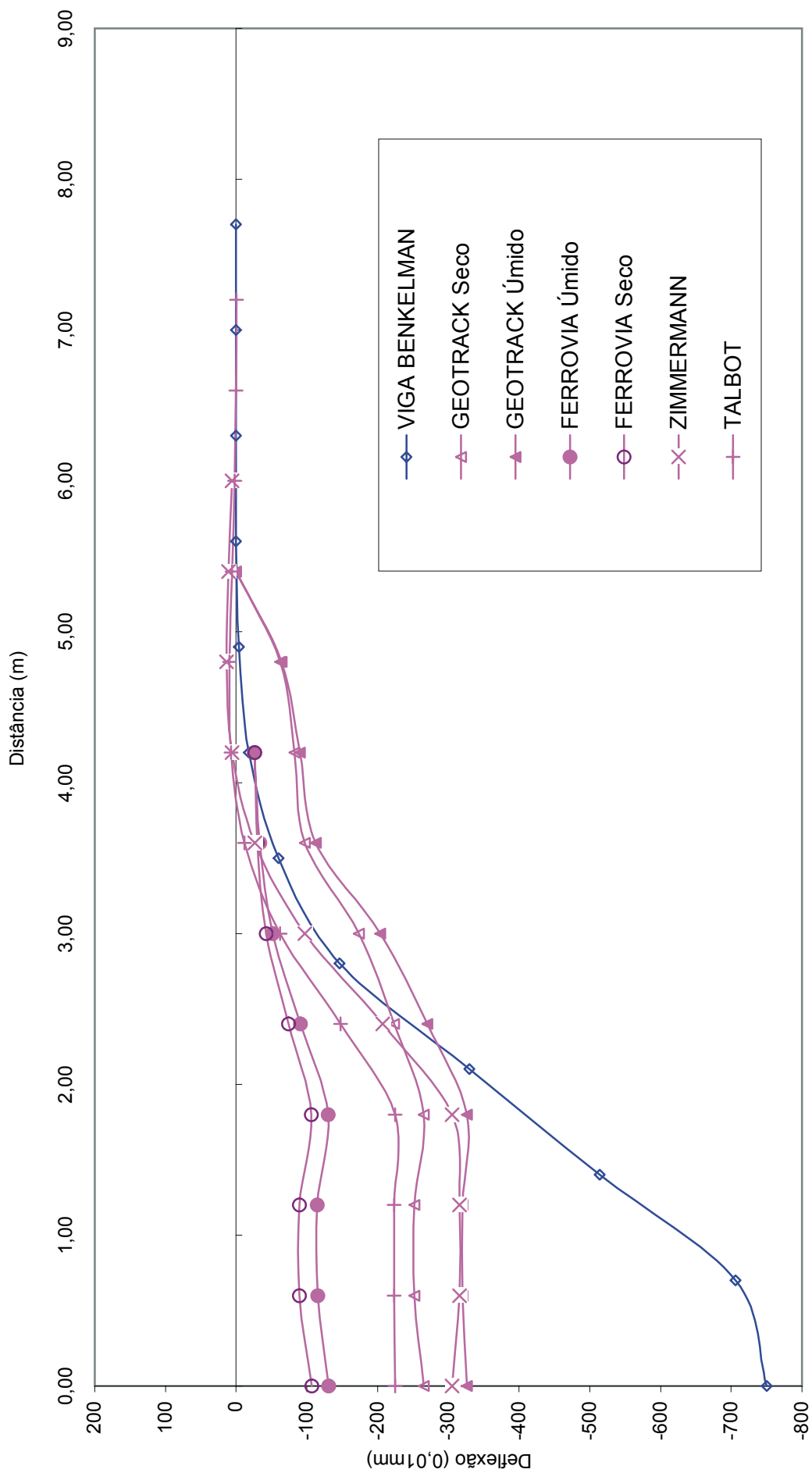


FIGURA IV.2 - BACIAS DE DEFLEXÃO DO TRECHO PIEDADE/QUINTINO - P25

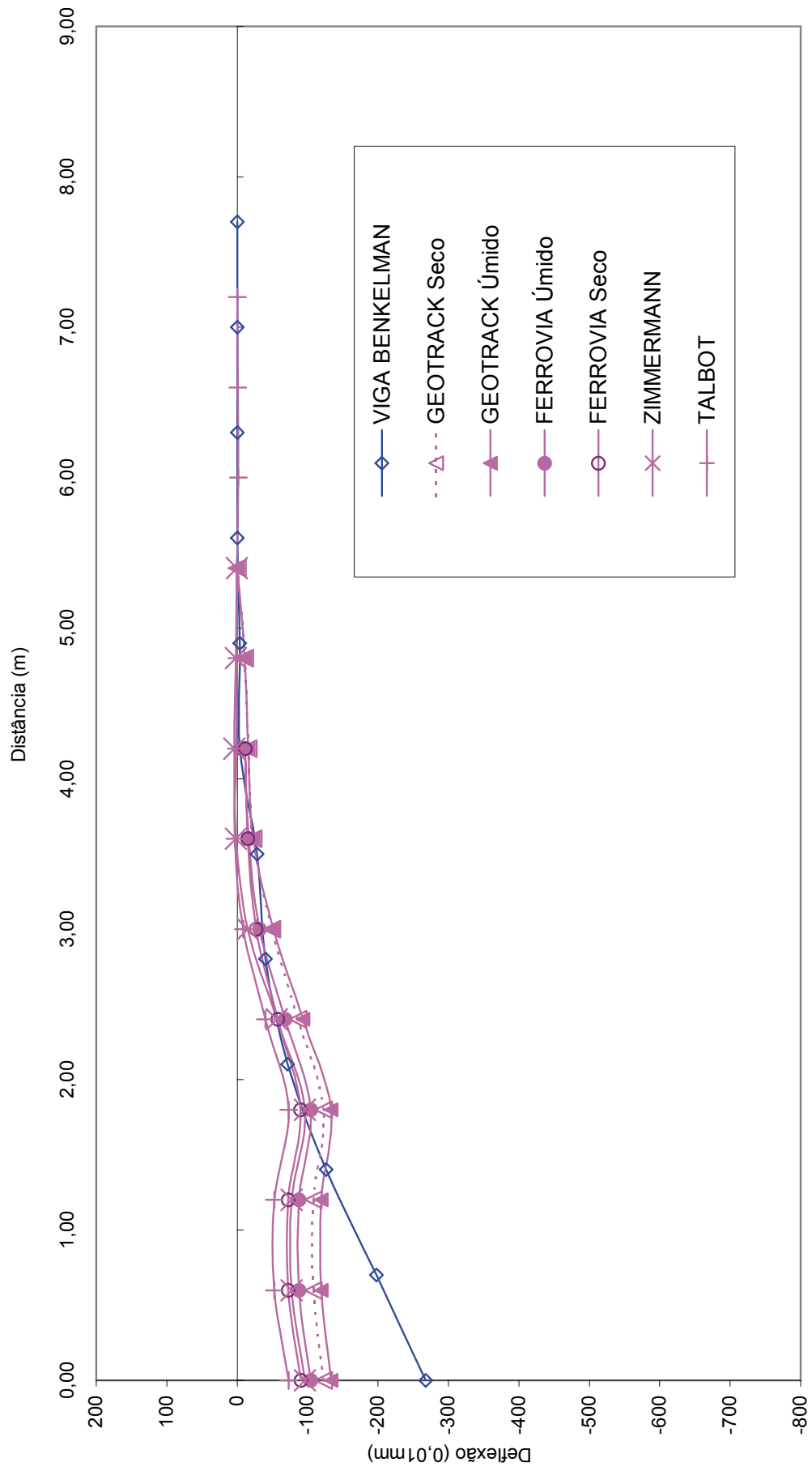


FIGURA IV.3 - BACIAS DE DEFLEXÃO DO TRECHO CASCADURA/MADUREIRA

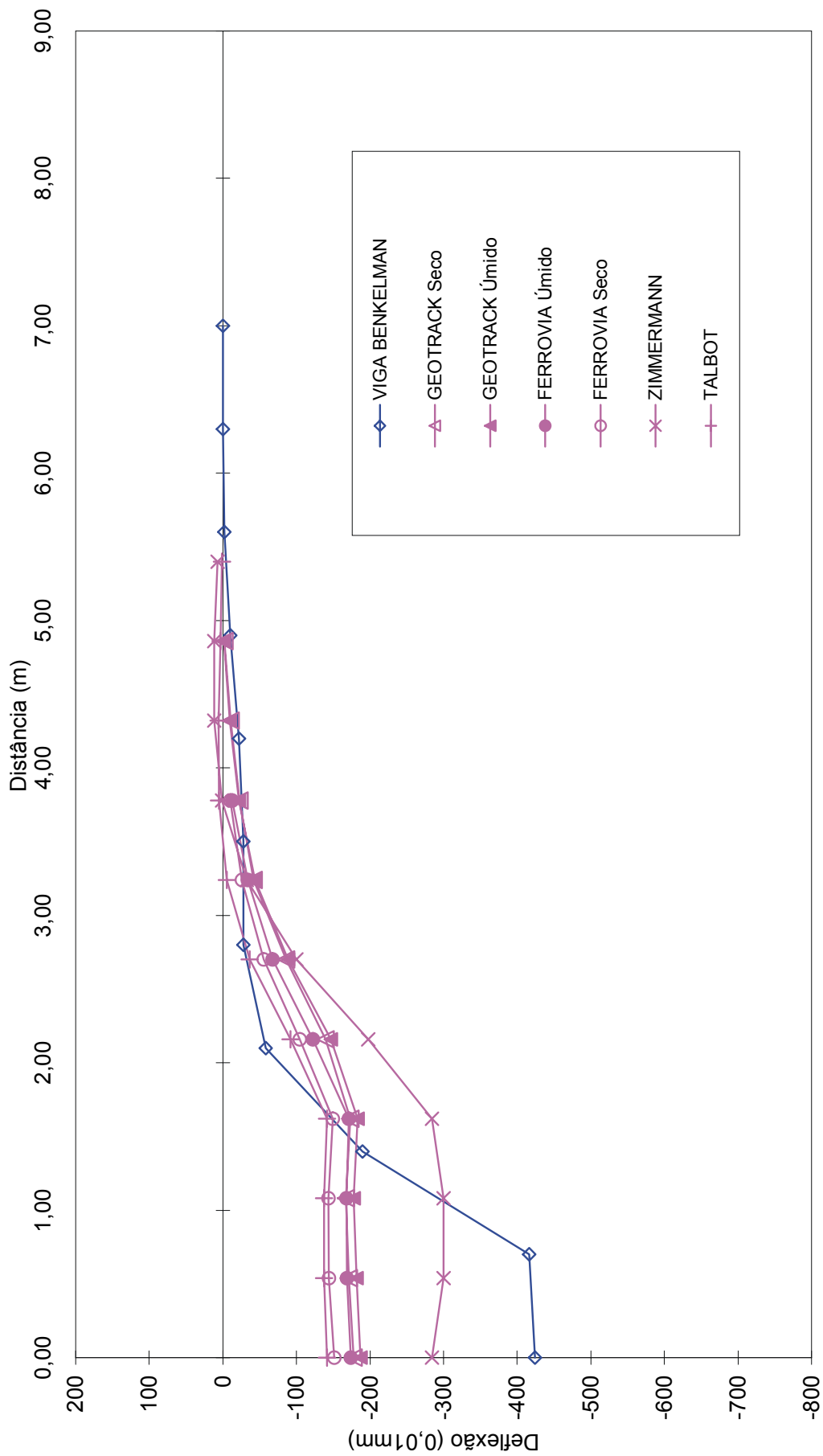


FIGURA IV.4 - BACIAS DE DEFLEXÃO DO TRECHO REALENGO/PADRE MIGUEL

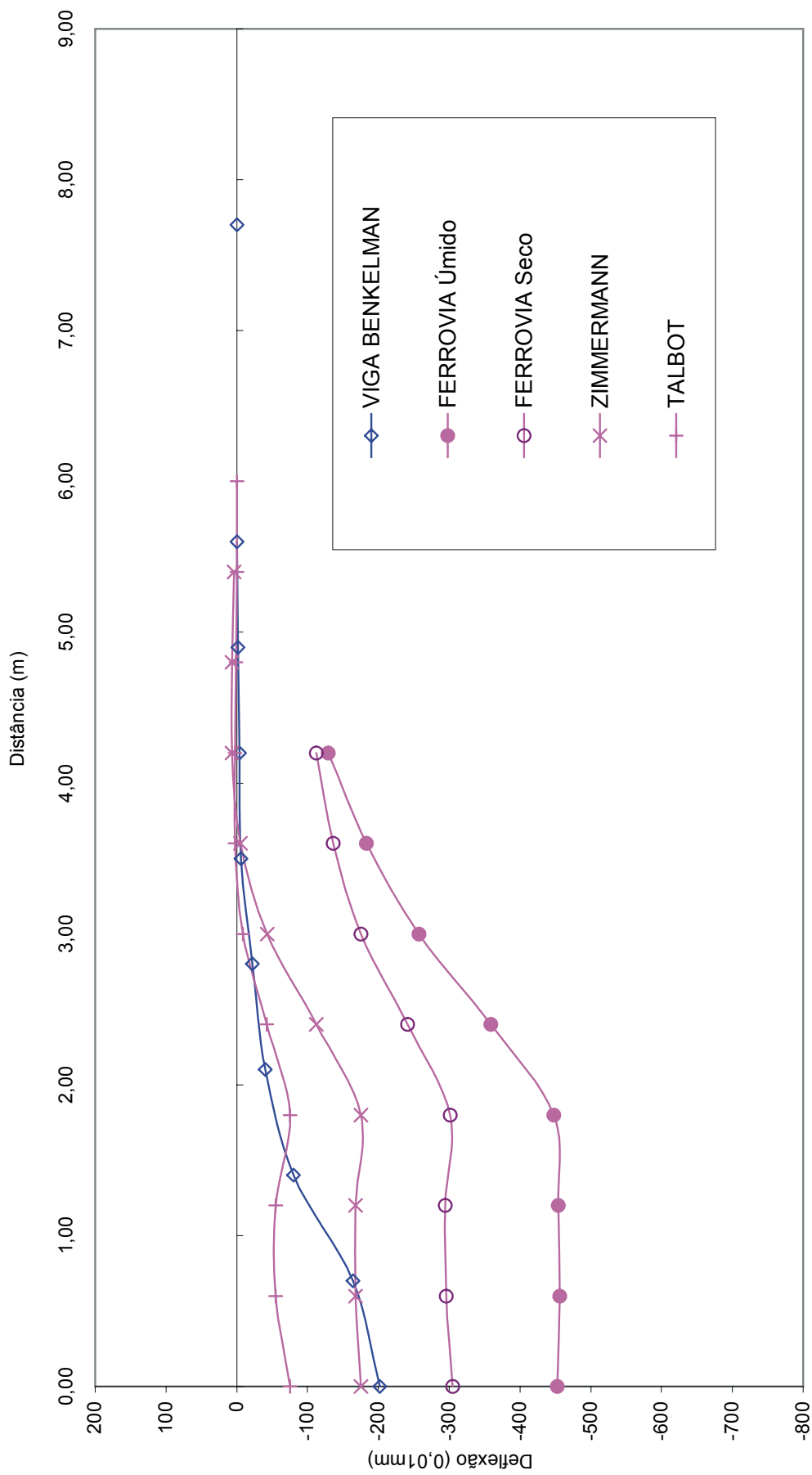


FIGURA IV.5 - BACIAS DE DEFLEXÃO DO TRECHO COMENDADOR SOARES/AUSTIN



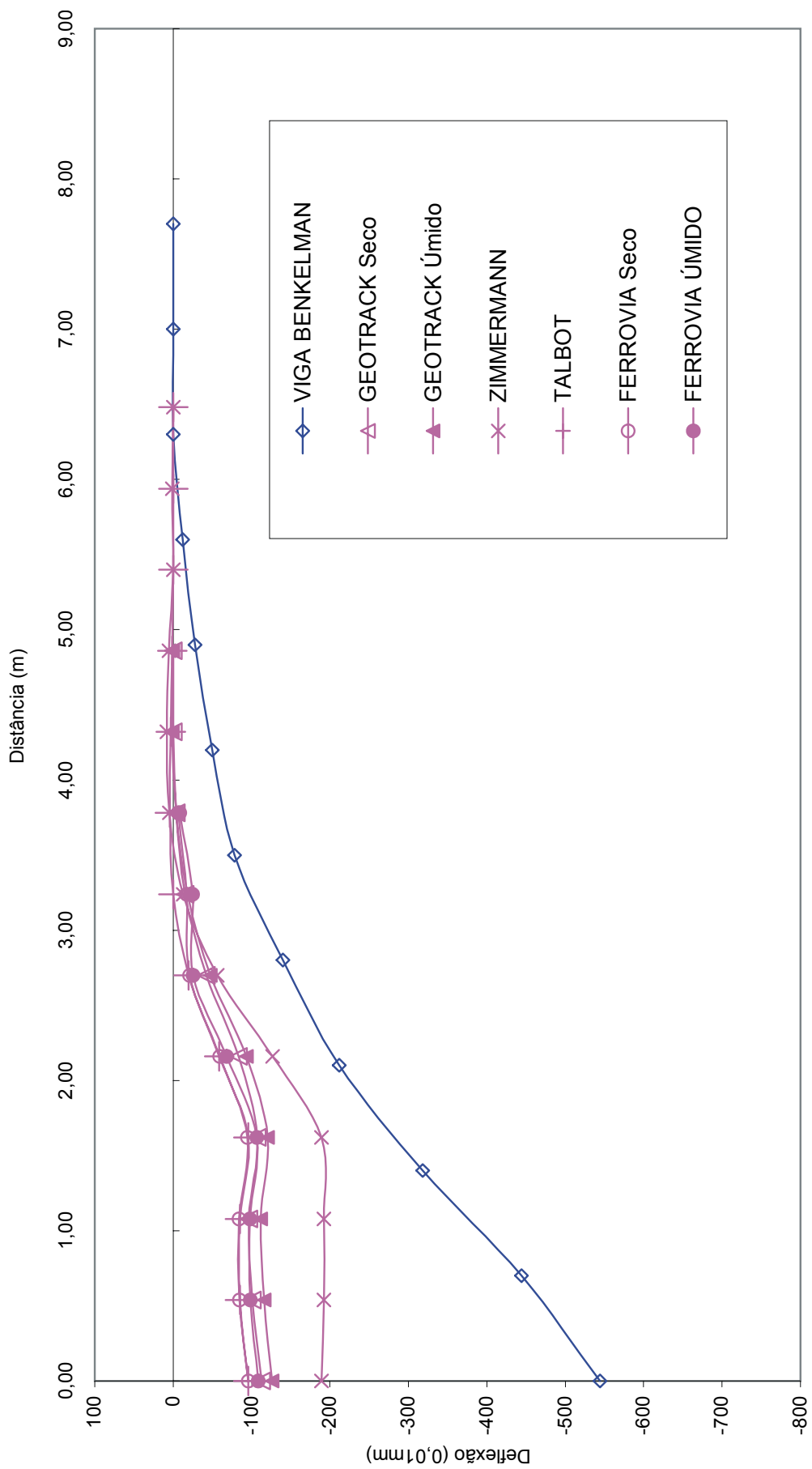


FIGURA IV.6 - BACIAS DE DEFLEXÃO DO TRECHO DUQUE DE CAXIAS/GRAMACHO

#### IV.2.2 – Tensões e Reações de Apoio nos Dormentes

Nos dormentes de madeira as tensões de flexão na base da peça foram calculadas pelo emprego da equação (II.36) com os momentos atuantes no dormente na posição do trilho, ou melhor, no local do dormente onde o trilho está apoiado. Os resultados calculados estão apresentados nas tabelas IV.5 e IV.7. Os valores das tensões de flexão nos dormentes em **R** e **DC** estão bem abaixo das tensões admissíveis de flexão simples apresentados na tabela II.11, que variam de 8,7 a 22,8MPa em função da espécie da madeira. Também se observa que as tensões de flexão na base dos dormentes diminuem à medida que o lastro se enrijece, quando passa do estado úmido para o seco, à semelhança do que ocorre com as tensões de flexão nos trilhos.

Para os dormentes do tipo monobloco de concreto indicou-se os momentos atuantes, na posição do trilho, obtidos pelos programas, nas tabelas IV.3 e IV.4 . Tanto em **P-25** quanto em **C** os dormentes são do tipo monobloco e o que se nota é um crescimento dos momentos para aproximadamente 8 a 9kN.m, duas vezes os valores de momentos obtidos para os dormentes de madeira. Acredita-se, que isto seja função da maior rigidez oferecida pelo dormente monobloco de concreto. No entanto, os valores de 8 a 9kN.m estão bem abaixo de 27kN.m, valor admitido pelo fabricante, ver tabela II.12.

Os momentos atuantes sobre os dormentes bi-bloco, na posição do trilho, obtidos com emprego do Ferrovía estão indicados nas tabelas IV.2 e IV.6. São valores de momento da mesma ordem de grandeza dos que atuam nos dormentes de madeira, por conta disto, julga-se que sejam admissíveis visto que o fabricante não fornece este dado na apresentação do seu produto.

Na tabela IV.9 é apresentada a distribuição do carregamento imposto pelo vagão teste nos dormentes. As colunas D1 a D7 referem-se aos dormentes sob a ação do carregamento. O dormentes D1 e D4 estão sujeitos às cargas de roda no caso do Ferrovía, mesmo a segunda carga não estando exatamente sobre o D4, principalmente no caso dos dormentes de madeira, mas assim foi considerado visto que as diferenças são pequenas e este fato traz facilidades na entrada de dados. No caso do Geotrack com dormentes de madeira, 76% da segunda carga de roda foi

colocada sobre o D4 e 24% sobre o D5. Ainda no Geotrack, mas com dormentes monoblocos, a segunda carga foi posicionada sobre o D4.

Uma análise da tabela IV.9 mostra que os resultados obtidos pelos dois programas estão muito próximos, mas em todos os trechos os resultados fornecidos pelo Ferrovía são de 3% a 12% maiores. Observa-se uma mudança na distribuição do carregamento quando o lastro passa do estado úmido para o estado seco. No estado úmido o carregamento é mais distribuído entre D1 a D4 enquanto que no estado seco as cargas crescem sob os pontos de aplicação das cargas, D1 e D4, e diminuem em D2 e D3, ocorrendo uma menor distribuição da carga. Nos trechos, **SD**, **P25**, **C**, que são de dormentes de concreto, as cargas são maiores nos pontos de aplicação das cargas (D1 e D4) do que para os trechos **R** e **DC** que são trechos de dormentes de madeira, mostrando uma tendência dos dormentes de concreto de distribuir menos a carga que os dormentes de madeira. Em **CS**, no estado úmido, houve a maior distribuição das cargas aplicadas entre D1 a D4, e isto é consequência do módulo de via calculado pelo Ferrovía neste trecho ter sido muito baixo, 15MPa, o que leva a estrutura do pavimento ferroviário comportar-se de forma mais flexível.

PROFILLIDIS (2000) relata que havia um entendimento na engenharia ferroviária, de base empírica, que quando a carga de roda era aplicada sobre um dormente então o dormente sob a carga suportava 50% da carga de roda e que cada dormente vizinho suportava 25%. Mas diz que medidas de tensão in situ mostraram que isto não se verificava e que análises por elementos finitos mostram a distribuição da carga ao longo dos sucessivos dormentes, para uma carga de roda de 100kN, como segue:

- Dormente sob a carga de roda – 40%
- Primeiro dormente vizinho – 23%
- Segundo dormente vizinho – 7%

Trechos		Estados do Lastro	Dormentes															
			D1		D2		D3		D4		D5		D6		D7			
			(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)		
SD	Ferrovia	Úmido	51,8	44,6	35,4	30,5	35,4	30,5	35,4	30,5	51,5	44,4	27,9	24,1	5,2	4,5	-2,0	-1,7
		Seco	56,1	48,4	32,7	28,2	32,7	28,2	32,7	28,2	56,0	48,3	27,8	24,0	3,2	2,7	-2,5	-2,2
P25	Ferrovia	Úmido	52,4	45,2	34,5	29,8	34,5	29,7	52,2	45,0	27,4	5,6	4,8	-0,8	-0,7	-1,4	-1,4	
		Seco	54,1	46,7	33,7	29,0	33,6	29,0	53,9	46,5	27,6	23,8	4,5	3,9	-1,6	-1,3		
C	Geotrack	Úmido	50,6	43,6	34,7	29,9	34,7	29,9	50,6	43,6	25,3	21,8	7,1	6,1	-1,6	-1,3		
		Seco	52,7	45,4	34,0	29,3	34,0	29,3	52,7	45,4	25,2	21,7	6,7	5,8	-2,6	-2,2		
R	Geotrack	Úmido	52,2	45,0	34,9	30,1	34,8	30,0	51,9	44,8	27,5	23,7	5,5	4,7	-1,3	-1,1		
		Seco	54,3	46,8	33,6	29,0	33,6	29,0	54,1	46,6	27,5	23,7	4,4	3,8	-1,6	-1,4		
CS	Ferrovia	Úmido	51,1	44,1	34,2	29,5	34,2	29,5	51,1	44,1	26,5	22,8	5,5	4,7	-1,2	-1,0		
		Seco	53,4	46,1	32,9	28,3	32,9	28,3	53,4	46,1	26,4	22,8	4,6	4,0	-1,5	-1,3		
DC	Geotrack	Úmido	44,2	38,1	39,3	33,8	39,0	33,6	43,4	37,4	27,2	23,5	10,3	8,9	1,1	1,0		
		Seco	44,9	38,7	39,0	33,6	38,8	33,4	44,1	38,0	27,3	23,5	9,8	8,4	0,8	0,7		
CS	Ferrovia	Úmido	41,5	35,8	36,4	31,4	34,7	29,9	39,2	33,8	29,3	25,2	12,7	10,9	4,1	3,5		
		Seco	42,5	36,7	36,1	31,1	34,1	29,4	39,9	34,4	29,7	25,6	12,5	10,8	3,6	3,1		
DC	Ferrovia	Úmido	42,0	36,2	40,0	34,4	39,6	34,2	41,2	35,5	27,2	23,4	11,8	10,1	1,9	1,7		
		Seco	46,3	39,9	38,0	32,7	37,8	32,6	45,6	39,3	27,4	23,6	9,0	7,8	0,6	0,5		
DC	Ferrovia	Úmido	44,8	38,6	39,6	34,1	39,3	33,9	44,0	38,0	27,4	23,6	9,5	8,2	0,1	0,1		
		Seco	45,7	39,4	39,1	33,7	38,9	33,5	45,0	38,8	27,4	23,7	8,8	7,6	-0,2	-0,2		
DC	Geotrack	Úmido	41,8	36,0	36,6	31,6	34,8	30,0	39,4	33,9	29,5	25,4	12,8	11,0	3,7	3,2		
		Seco	42,9	37,0	36,2	31,2	34,1	29,4	40,1	34,5	30,0	25,8	12,7	10,9	3,0	2,6		

Adaptando-se a distribuição de carregamento apresentada por PROFILLIDIS (2000) para o caso da atuação de dois eixos de carga, a partir do princípio de superposição de efeitos, determina-se a distribuição percentual indicada na tabela IV.10. Nesta mesma tabela reúne-se as médias das distribuições de carregamento por tipos de dormentes calculadas para os trechos em estudo e apresentadas na tabela IV.9.

<b>TABELA IV.10 – DISTRIBUIÇÃO MÉDIA DO CARREGAMENTO NOS DORMENTES</b>						
<b>Tipo de Dormente</b>	<b>Dormentes</b>					
	<b>D1 (%)</b>	<b>D2 (%)</b>	<b>D3 (%)</b>	<b>D4 (%)</b>	<b>D5 (%)</b>	<b>D6 (%)</b>
<b>Concreto (este estudo)</b>	46	29	29	46	21	5
<b>Madeira (este estudo)</b>	38	33	32	36	24	10
<b>PROFILLIDIS (2000)</b>	40	30	30	40	23	7

A distribuição proposta por PROFILLIDIS (2000) está entre as encontradas, nesta tese, para os dormentes de madeira e para os dormentes de concreto, o que é razoável na medida em que a distribuição sugerida por ele é mais genérica dos que as encontradas neste estudo que são para tipos específicos de dormentes.

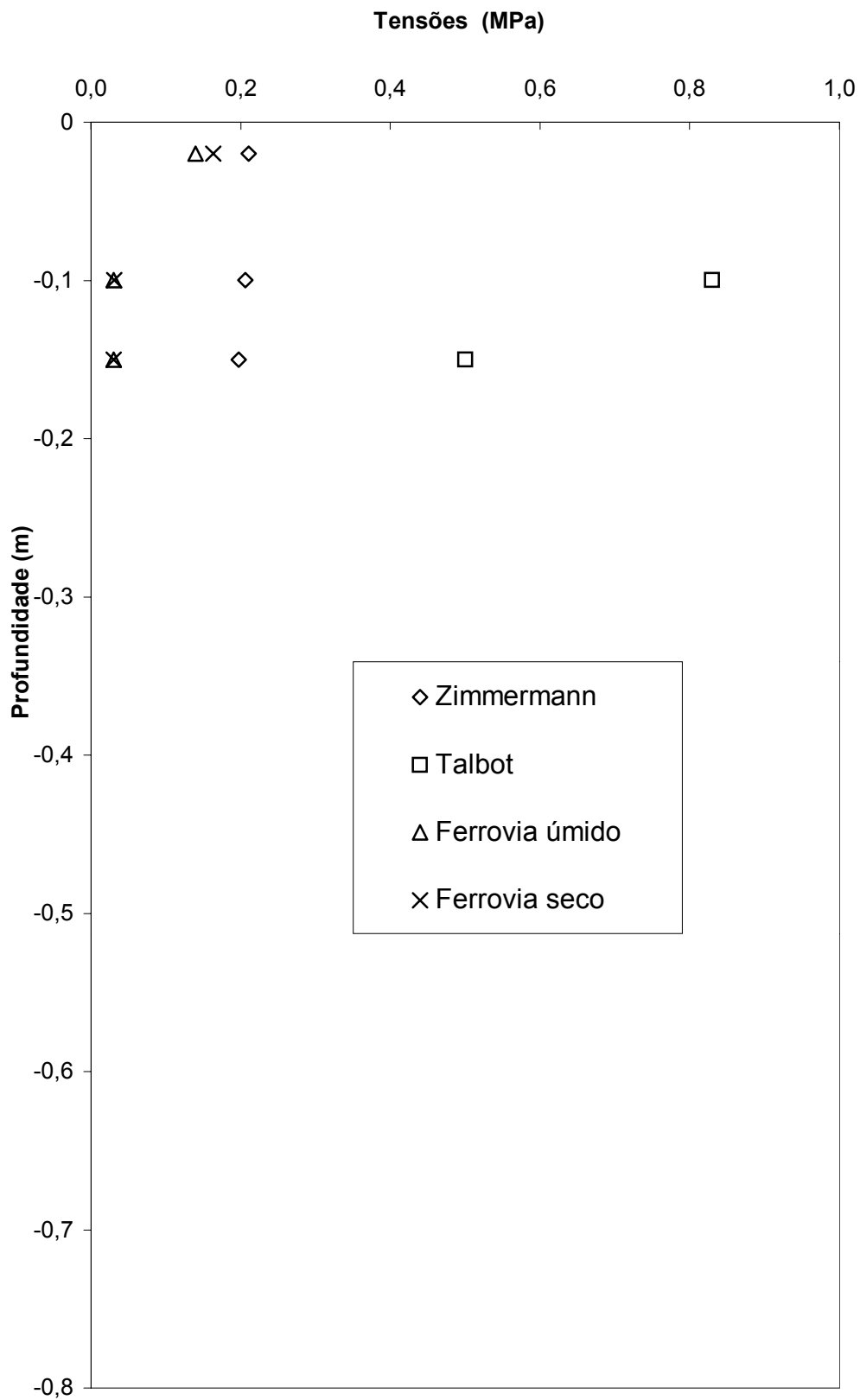
A distribuição de carregamento nos dormentes em termos de força é referente às reações de apoio nos dormentes. A reação de apoio em cada dormente dividida pela área de contato do dormente com o lastro será a tensão de contato dormente/lastro. Não há consenso de como se determina a tensão de contato. No Ferrovias, o nó no centro do dormente é liberado e a tensão atuante nele é nula, sendo homogênea nos demais nós ao longo do dormente. No Geotrack, as tensões de contato não são apresentadas na sua saída de dados no entanto as reações de apoio são aplicadas na superfície do lastro como tensões uniformes sobre áreas circulares inscritas nos segmentos de dormentes, cujos tamanhos definem as dimensões dos círculos (CHANG, AGEDOKE e SELIG, 1980). Nos métodos tradicionais admite-se que as cargas atuantes sobre um dormente se distribuem em 2/3 da área da sua base, ver equação II.38.

#### **IV.2.3 – Tensões no Lastro e no Subleito**

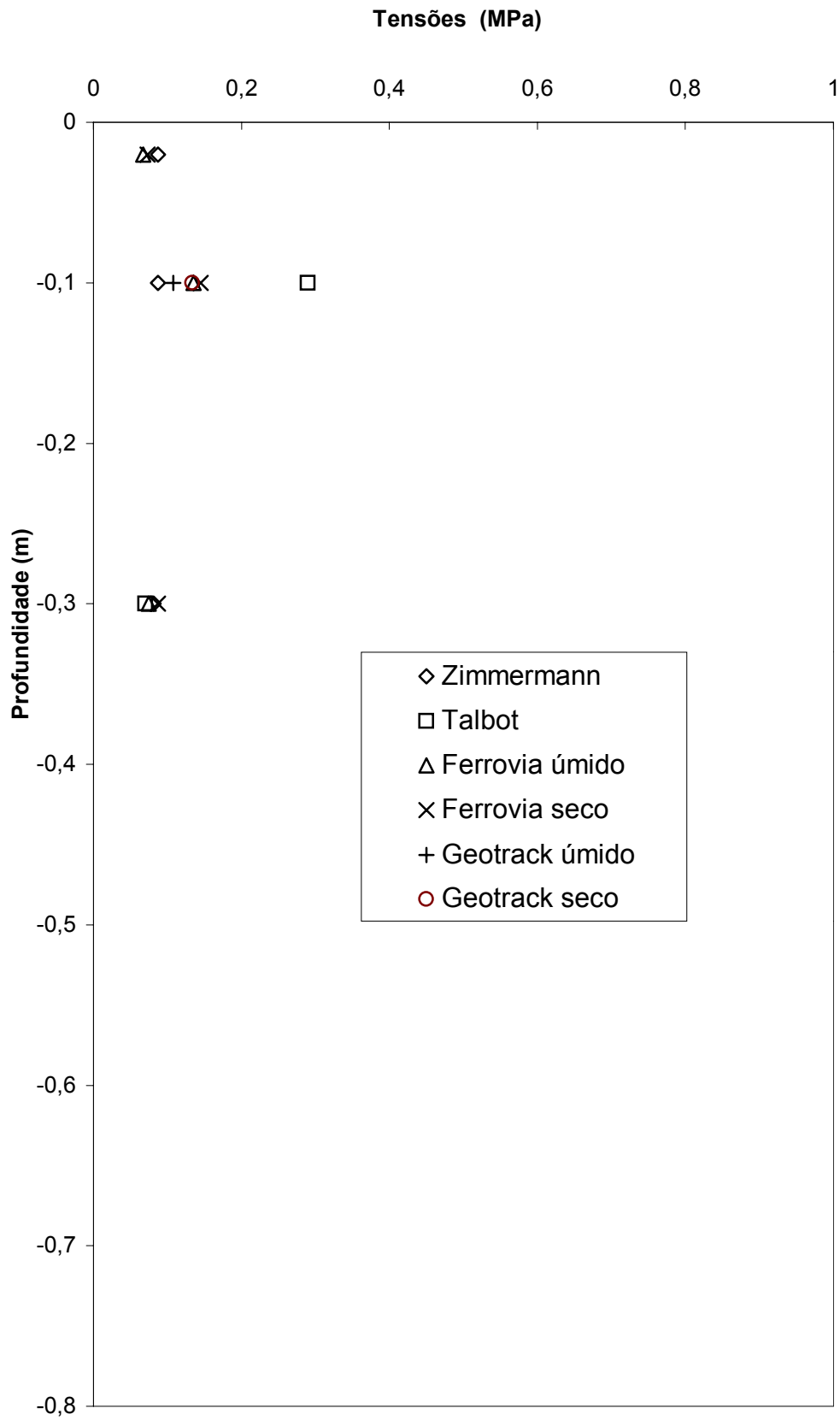
As tensões verticais de compressão obtidas pelos programas para os trechos estudados estão indicadas nas tabelas IV.2 e IV.7. Elas foram calculadas nas

profundidades abaixo da base do dormente de 0,02m, 0,10m, 0,30m e no topo do subleito, para o lastro nos estados úmido e seco. Os valores de tensão vertical no lastro encontrados pelos programas foram reunidos com os calculados pelos métodos tradicionais e lançados nas figuras IV.7 a IV.12. Nestas figuras chama a atenção que as tensões verticais calculadas pelo método de Talbot na profundidade de 0,10m ainda são superestimadas, apesar de sua formulação para o cálculo das tensões no lastro ser considerada como válida entre 0,10m e 0,70m. As tensões verticais no lastro calculadas pelos demais métodos de análise apresentam valores próximos e aceitáveis em termos de tensão vertical admissível (0,4MPa) de acordo com AREMA (1999).

A transmissão de carga pela via férrea tem caráter tridimensional e os programas Ferrovia e Geotrack fornecem este estado de tensões. Os resultados obtidos para a situação da via na condição do estudo com carregamento do vagão teste estão mostrados na tabela IV.11. Os eixos x e y estão no plano horizontal e o eixo z, por sua vez, está no plano vertical. No programa Ferrovia a direção X é paralela aos trilhos e a direção Y é paralela aos dormentes de acordo com a figura II.5. Já no programa Geotrack o eixo X é paralelo aos dormentes e eixo Y está alinhado com os trilhos. Os resultados estão apresentados tipicamente para as profundidades de 0,1m e 0,30m, portanto ainda dentro do lastro. Especialmente no trecho **SD** o lastro tem a espessura total de 0,15m, sobre a laje de um viaduto. Constata-se que no Ferrovia as maiores tensões no lastro são nas direções x e y, na profundidade de 0,1m. O mesmo não acontece com o Geotrack, cuja maior tensão tem a direção z. Ainda comparando os resultados obtidos pelos dois programas, as tensões encontradas pelo Ferrovia são maiores que no Geotrack, mas ainda são menores que a tensão admissível (0,4MPa) em AREMA (1999) num nível aceitável para os trechos **P25, C, R e DC**. No entanto, nos trechos **SD e CS**, de dormentes bi-bloco, as tensões no lastro são elevadas e superam a tensão admissível para o lastro de 0,4MPa, indicada em AREMA (1999), o que já era esperado visto que neste tipo de dormente a área de contato dos blocos com o lastro é reduzida. Também se verifica uma rápida queda nos valores das tensões entre as profundidades de 0,1 a 0,3m para os dois programas. Outro aspecto observado na tabela IV.11 é que o lastro quando passa do estado úmido para o estado seco induz o crescimento das tensões na profundidade de 0,10m.

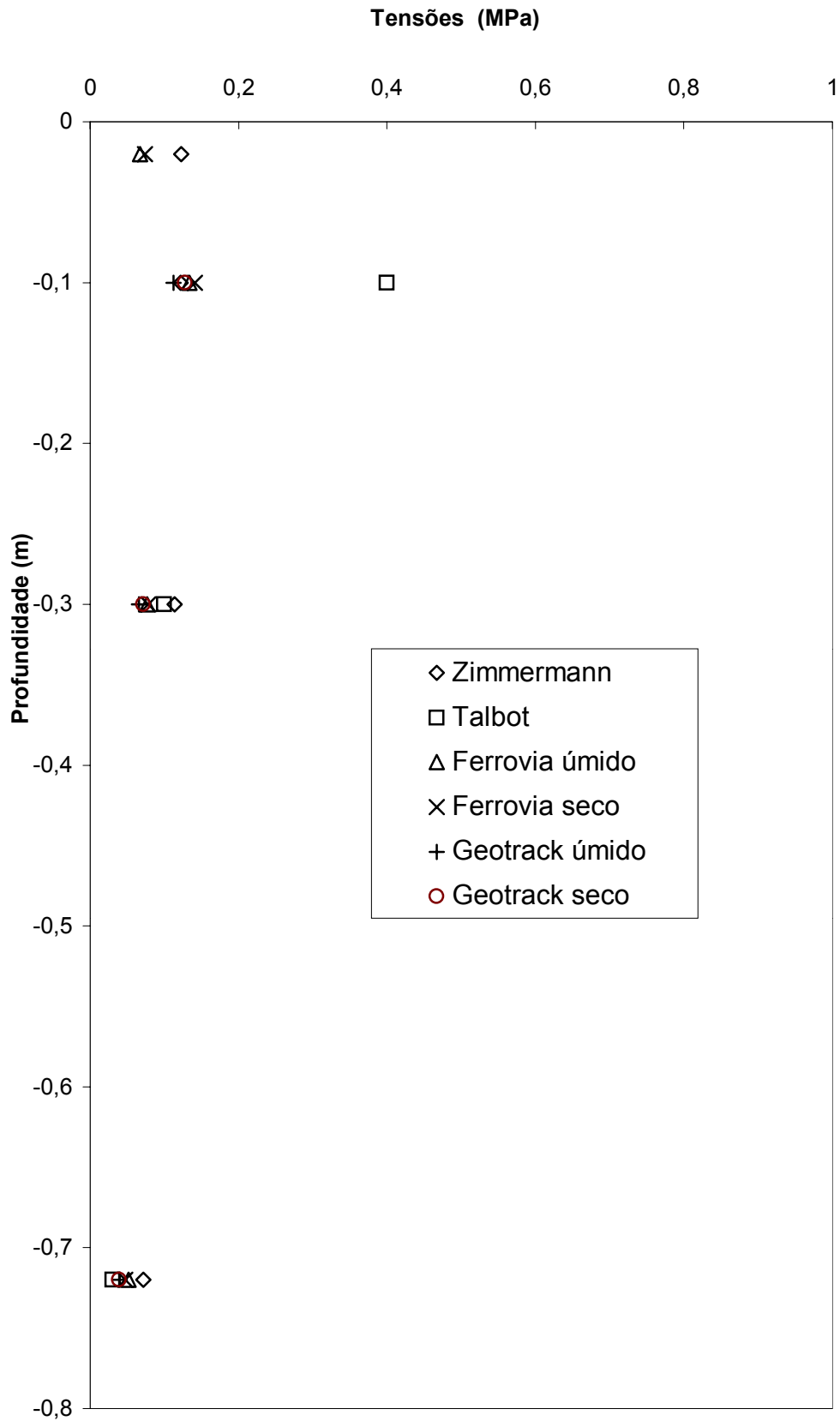


**FIGURA IV.7 – TENSÕES VERTICAIS NO LASTRO DO TRECHO  
SÃO DIOGO/LAURO MÜLLER**

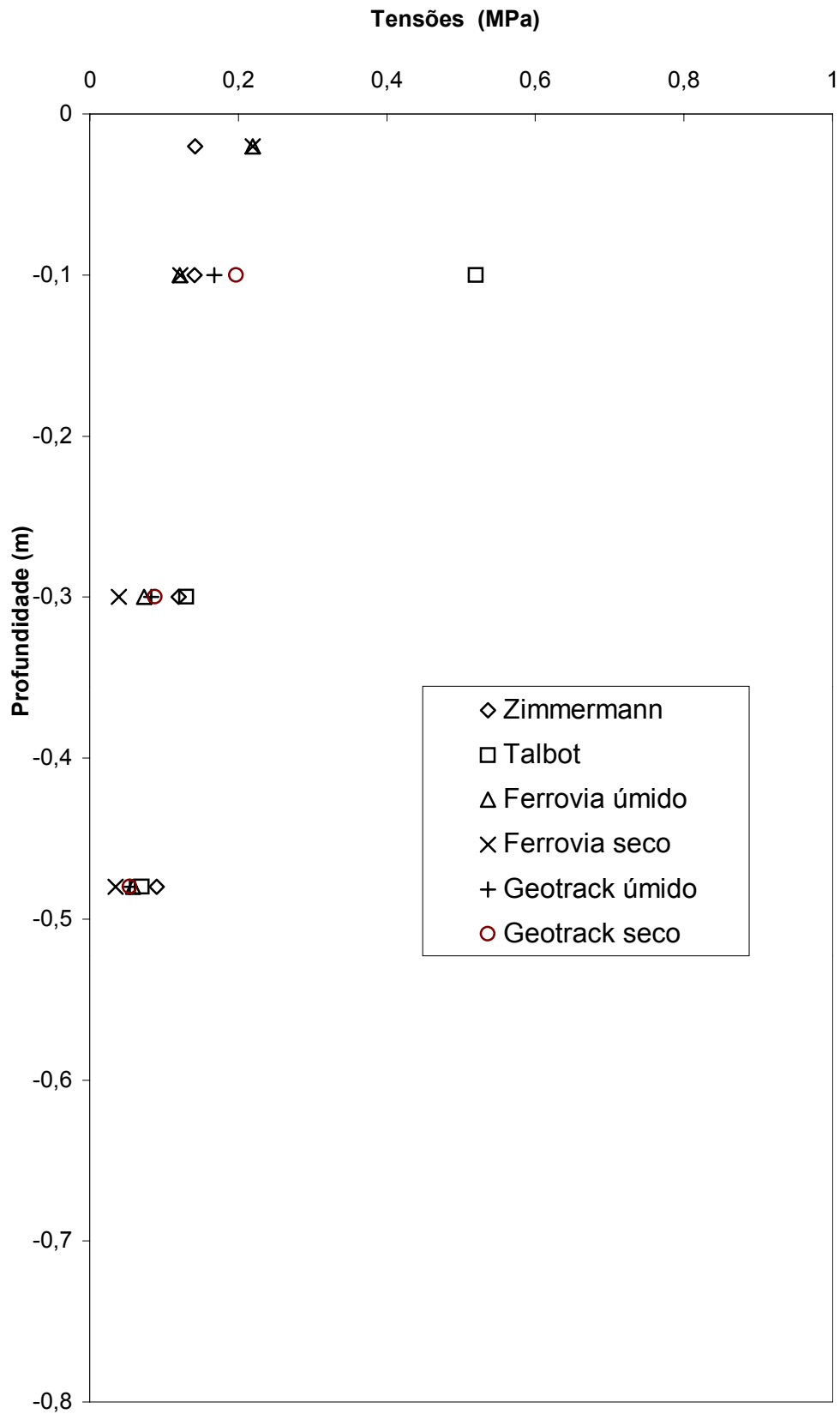


**FIGURA IV.8 – TENSÕES VERTICAIS NO LASTRO DO TRECHO PIEDADE/QUINTINO – P25**

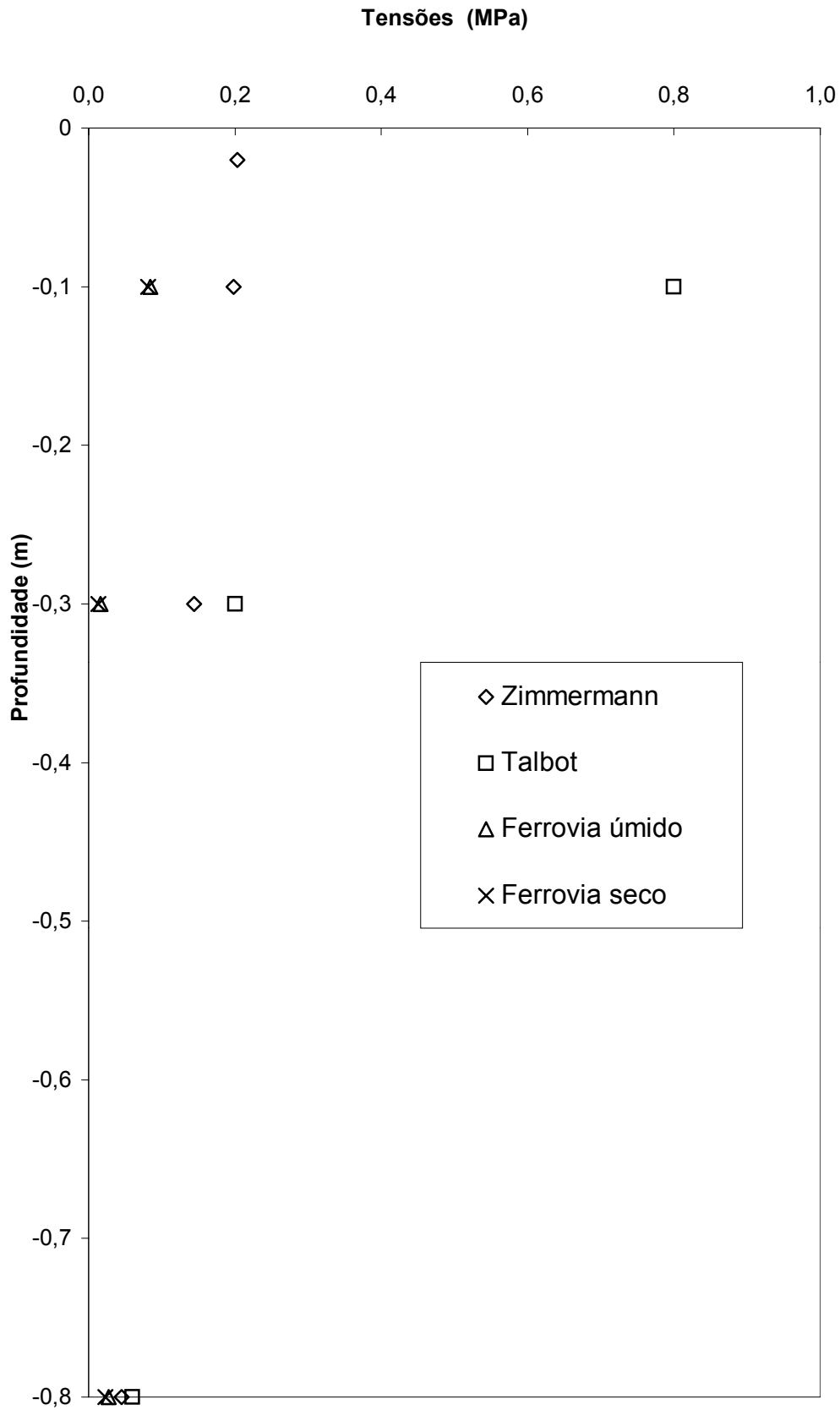




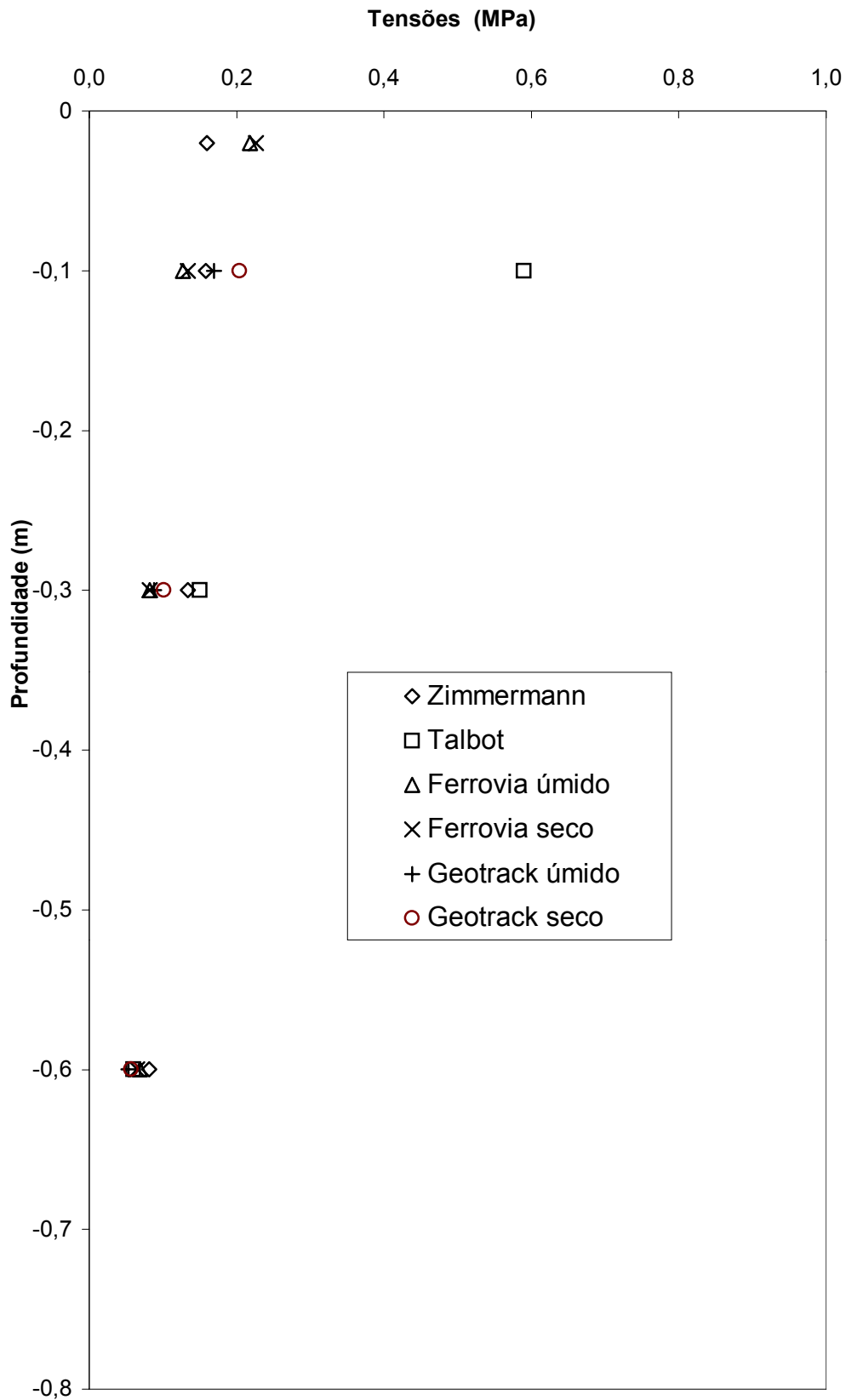
**FIGURA IV.9 – TENSÕES VERTICAIS NO LASTRO DO TRECHO  
CASCADURA/MDUREIRA**



**FIGURA IV.10 – TENSÕES VERTICAIS NO LASTRO DO TRECHO REALENGO/PADRE MIGUEL**



**FIGURA IV.11 – TENSÕES VERTICAIS NO LASTRO DO TRECHO COMENDADOR SOARES/AUSTIN**



**FIGURA IV.12 – TENSÕES VERTICAIS NO LASTRO DO TRECHO DUQUE DE CAXIAS/GRAMACHO**

As tensões verticais que chegam no topo do subleito, para a via na condição de estudo e carregada pelo vagão teste, são apresentadas nas tabelas IV.2 a IV.7. No subleito se verifica um decréscimo das tensões verticais quando o lastro passa do estado úmido para o estado seco, a menos dos valores obtidos em **DC** pelo Geotrack. As tensões verticais atuantes sobre o subleito consideradas para a comparação com as tensões admissíveis são as obtidas com o lastro no estado seco por serem maiores. Observa-se que os valores são aceitáveis quando comparados com a tensão admissível calculada pela fórmula de Heukelom, equação (II.44). O número N (número de ciclos de carga) utilizado na fórmula foi de  $2,2 \times 10^6$ , correspondente a ferrovias do grupo 1, ver tabela IV.11a.

<b>TABELA IV.11a – TENSÕES VERTICAIS ATUANTES E ADMISSÍVEIS NO TOPO DO SUBLEITO</b>						
<b>Tensões Verticais</b>	<b>Programas</b>	<b>Trechos</b>				
		<b>P25</b>	<b>C</b>	<b>R</b>	<b>CS</b>	<b>DC</b>
<b><math>\sigma</math> atuantes(MPa)</b>	<b>Ferrovia</b>	0,012	0,052	0,058	0,027	0,069
	<b>Geotrack</b>	0,016	0,040	0,054		0,057
<b><math>\sigma</math> admissíveis(MPa)</b>		0,028	0,155	0,124	0,033	0,486

**TABELA IV.11 - TENSÕES NORMAIS VERTICAIS E HORIZONTAIS NO LASTRO PARA A VIA NA CONDIÇÃO DE ESTUDO E CARGA DE RODA=116kN**

Trechos	Prof.(m)	Ferrovia						Geotrack						
		Úmido			Seco			Úmido			Seco			
		$\sigma_x$ (MPa)	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_z$ (MPa)	$\sigma_x$ (MPa)	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_z$ (MPa)	$\sigma_x$ (MPa)	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_z$ (MPa)	$\sigma_x$ (MPa)	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_z$ (MPa)	
SD	0,075	0,400	0,160	0,020	0,414	0,167	0,015							
	0,135	0,300	0,060	0,030	0,311	0,061	0,030							
P25	0,10	0,278	0,341	0,093	0,219	0,295	0,095	0,087	0,073	0,108	0,060	0,134		
	0,30	0,076	0,121	0,056	0,151	0,200	0,060							
C	0,10	0,241	0,302	0,095	0,247	0,316	0,093	0,055	0,042	0,112	0,052	0,128		
	0,30	0,045	0,066	0,066	0,044	0,066	0,059	0,020	0,010	0,066	0,011	0,072		
R	0,10	0,342	0,343	0,107	0,369	0,371	0,105	0,070	0,050	0,168	0,067	0,197		
	0,30	0,092	0,030	0,039	0,071	0,010	0,039	0,020	0,017	0,083	0,014	0,088		
CS	0,10	0,491	0,261	0,084	0,543	0,297	0,081							
	0,30	0,130	0,029	0,016	0,286	0,104	0,057							
DC	0,10	0,274	0,279	0,111	0,279	0,285	0,115	0,045	0,030	0,169	0,039	0,204		
	0,30	0,066	0,065	0,078	0,064	0,064	0,077	0,016	0,012	0,088	0,014	0,101		

### IV.3 – VIA NA CONDIÇÃO DO ESTUDO COM O CARREGAMENTO DO VAGÃO DE PASSAGEIRO

#### IV.3.1 – Tensões e Deflexões nos Trilhos

A tabela IV.12 apresenta os resultados de módulos de via de campo, módulo de via calculado, deflexão máxima calculada do trilho e tensão de flexão atuante no patim do trilho para a via na condição de estudo e carregada pela passagem do vagão de passageiro, carga de roda de 150kN.

<b>TABELA IV.12 – MÓDULOS DE VIA DE CAMPO E CALCULADO, DEFLEXÕES MÁXIMAS, TENSÕES DE FLEXÃO NO PATIM DO TRILHO PARA O VAGÃO DE PASSAGEIROS</b>						
<b>Trechos</b>	<b>Programas</b>	<b>Estado do Lastro</b>	<b>Mód. de Via Campo (MPa)</b>	<b>Mód. De Via Calc. (MPa)</b>	<b>Deflexão Máxima (0,01mm)</b>	<b>Tensão de Flexão no Patim do Trilho (MPa)</b>
<b>SD</b>	<b>Ferrovía</b>	<b>Úmido</b>	130	130	85	50
		<b>Seco</b>	130	191	63	47
<b>P25</b>	<b>Geotrack</b>	<b>Úmido</b>	30	30	406	57
		<b>Seco</b>	30	40	334	53
<b>C</b>	<b>Geotrack</b>	<b>Úmido</b>	115	71	166	52
		<b>Seco</b>	115	80	154	50
<b>R</b>	<b>Geotrack</b>	<b>Úmido</b>	54	46	227	62
		<b>Seco</b>	54	49	218	61
<b>CS</b>	<b>Ferrovía</b>	<b>Úmido</b>	111	11	635	93
		<b>Seco</b>	111	25	306	74
<b>DC</b>	<b>Geotrack</b>	<b>Úmido</b>	86	65	159	59
		<b>Seco</b>	86	74	144	57

Na tabela IV.12 a concordância dos módulos de via calculados com os obtidos no campo é bastante razoável, a menos de **CS**. Em **CS**, mesmo nesta segunda situação de simulação com a introdução de um subleito mais rígido não se conseguiu aproximar o módulo de via calculado do resultado medido no campo. Como esperado, verificou-se que as deflexões aumentaram com o crescimento da carga de roda de 116kN para 150kN. Isto pode ser visto ao se comparar os resultados das deflexões na tabela V.12 com as deflexões máximas indicadas nas figuras IV.1 a IV.6. Apesar do aumento das deflexões elas ainda se mantêm dentro do limite aceitável de 508 centésimos de milímetro de acordo com a tabela II.9. Se efetivamente a deflexão calculada para **CS** ocorresse ela seria considerada inaceitável. Observa-se que as tensões de flexão no trilho diminuem quando o lastro passa do estado úmido para o estado seco. Quanto aos valores de tensão de flexão no patim dos trilhos eles são aceitáveis, mesmo o valor de **CS** de 93MPa ainda está abaixo do valor admissível de 150MPa (DUARTE, 1989). Estes resultados de tensões nos trilhos são concordantes com o depoimento do responsável pela manutenção da via nos trechos estudados, que afirma não ter problemas de ruptura de trilhos e sim de desgaste dos boletos nos trechos de maior solicitação (curvas acentuadas e rampas fortes), que é um defeito que resulta de outro tipo de solicitação.

#### **IV.3.2 – Tensões e Reações de Apoio nos Dormentes**

A tabela IV.13 apresenta os resultados obtidos de momentos fletores atuantes nos dormentes de concreto na posição dos trilhos e as tensões de tração na flexão atuantes nas bases dos dormentes sob a projeção dos trilhos.



<b>TABELA IV.13 – MOMENTOS FLETORES E TENSÕES DE FLEXÃO ATUANTES NOS DORMENTES NA POSIÇÃO DOS TRILHOS</b>				
<b>Trechos</b>	<b>Programas</b>	<b>Estado do Lastro</b>	<b>Momentos Fletores (kN.m)</b>	<b>Tensão de Flexão na base dormente (MPa)</b>
<b>SD</b>	<b>Ferrovias</b>	<b>Úmido</b>	6,6	-
		<b>Seco</b>	7,0	-
<b>P25</b>	<b>Geotrack</b>	<b>Úmido</b>	11,7	-
		<b>Seco</b>	10,7	-
<b>C</b>	<b>Geotrack</b>	<b>Úmido</b>	10,9	-
		<b>Seco</b>	10,8	-
<b>R</b>	<b>Geotrack</b>	<b>Úmido</b>	5,9	5,12
		<b>Seco</b>	5,4	4,7
<b>CS</b>	<b>Ferrovias</b>	<b>Úmido</b>	7,45	-
		<b>Seco</b>	8,32	-
<b>DC</b>	<b>Geotrack</b>	<b>Úmido</b>	5,86	5,1
		<b>Seco</b>	5,2	4,5

Como esperado os momentos fletores na tabela IV.13 crescem em relação aos mostrados nas tabelas IV.2 a IV.4 e IV.6 em virtude do aumento de carga de roda de 116kN para 150kN. Por outro lado, observa-se que os momentos fletores diminuem com a mudança do estado úmido para o estado seco do lastro nos trechos **P25**, **C**, **R** e **DC** enquanto que em **SD** e **CS** ocorre um leve crescimento dos momentos. Os momentos fletores nos dormentes monoblocos de concreto são duas vezes maiores aproximadamente que os calculados para os dormentes de madeira, como já tinha sido verificado na primeira situação de simulação da via, mas todos os valores de momento são menores que os admissíveis.

Na tabela IV.13 as tensões de flexão na base dos dormentes de madeira apresentam valores abaixo das tensões admissíveis de acordo com a tabela II.11. As tensões atuantes nos dormentes de concreto não foram apresentadas porque o controle do que é admissível em termos de esforço de flexão na base do dormente de concreto está sendo feito com base no momento fletor. Os momentos fletores atuantes na base dos dormentes monobloco de concreto, trechos **P25** e **C** são inferiores aos admissíveis de acordo com a tabela II.12. Os momentos fletores atuantes na base dos

dormentes bloco de concreto, trechos **SD** e **CS** são da ordem de grandeza dos que se verificam para os trechos **R** e **DC**, onde os dormentes são de madeira, deste modo julga-se que são valores aceitáveis visto que o fabricante não apresenta esta informação.

Este estado de tensões favorável que ocorre nos dormentes nas situações aqui simuladas é concordante com a prolongada vida destas peças no campo, conforme relato do Setor de Manutenção da Flumitrens.

A distribuição do carregamento ao longo dos dormentes da via carregada pelo trem de passageiros é apresentada na tabela IV.14. Mantém-se o mesmo comportamento já observado na simulação anterior quando o lastro passa do estado úmido para o estado seco. No estado úmido o carregamento é mais distribuído entre D1 a D4 enquanto que no estado seco as cargas crescem sob os pontos de aplicação, D1 e D4, e diminuem em D2 e D3, ocorrendo uma menor distribuição da carga. Mantém-se também a ocorrência de cargas maiores nos pontos de aplicação (D1 e D4) dos trechos de dormente de concreto (**SD**, **P25** e **C**) do que para os trechos de dormente de madeira (**R** e **DC**). Em **CS**, apesar do trecho ser de dormente de concreto a distribuição do carregamento nos dormentes é semelhante a dos trechos com dormente de madeira, isto se deve ao baixo valor de módulo de via calculado neste local, o que deixa a via mais flexível.

**TABELA IV.14 - DISTRIBUIÇÃO DO CARREGAMENTO NOS DORMENTES PARA A VIA NA CONDIÇÃO DE ESTUDO E CARGA DE RODA=150kN**

Trechos	Estados do Lastro	Dormentes													
		D1		D2		D3		D4		D5		D6		D7	
		(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)	(kN)	(%)
SD	Ferrovia	67,2	44,8	45,7	30,5	45,6	30,4	66,9	44,6	36,1	24,1	6,6	4,4	-2,6	-1,7
	Seco	72,8	48,5	42,1	28,1	42,1	28,1	72,6	48,4	36,0	24,0	4,0	2,7	-3,3	-2,2
P25	Úmido	66,6	44,4	44,4	29,6	44,4	29,6	66,6	44,4	32,5	21,7	8,9	5,9	-2,2	-1,4
	Seco	69,1	46,0	43,5	29,0	43,5	29,0	69,1	46,0	32,4	21,6	8,3	5,5	-3,3	-2,2
C	Úmido	67,5	45,0	43,4	29,0	43,4	29,0	67,5	45,0	34,1	22,7	6,6	4,4	-1,6	-1,1
	Seco	70,2	46,8	41,8	27,9	41,8	27,9	70,2	46,8	34,0	22,7	5,5	3,7	-2,0	-1,3
R	Úmido	54,4	36,3	46,9	31,2	44,4	29,6	51,2	34,1	38,1	25,4	16,3	10,9	4,9	3,3
	Seco	55,5	37,0	46,4	31,0	43,7	29,2	51,8	34,6	38,5	25,7	16,2	10,8	4,4	2,9
CS	Úmido	49,5	33,0	52,5	35,0	52,3	34,9	49,0	32,7	35,0	23,3	18,3	12,2	4,2	2,8
	Seco	53,6	35,7	53,0	35,3	52,5	35,0	52,5	35,0	35,1	23,4	15,3	10,2	1,9	1,3
DC	Úmido	54,6	36,4	47,1	31,4	44,6	29,7	51,3	34,2	38,4	25,6	16,5	11,0	4,5	3,0
	Seco	56,0	37,3	46,6	31,1	43,7	29,2	52,1	34,7	39,0	26,0	16,3	10,9	3,7	2,5

A via na situação do estudo com o carregamento de roda de 150kN apresenta praticamente as mesmas médias de distribuição de carregamento por tipos de dormentes mostradas na tabela IV.10 para o carregamento do vagão teste, é o que mostra a tabela IV.15.

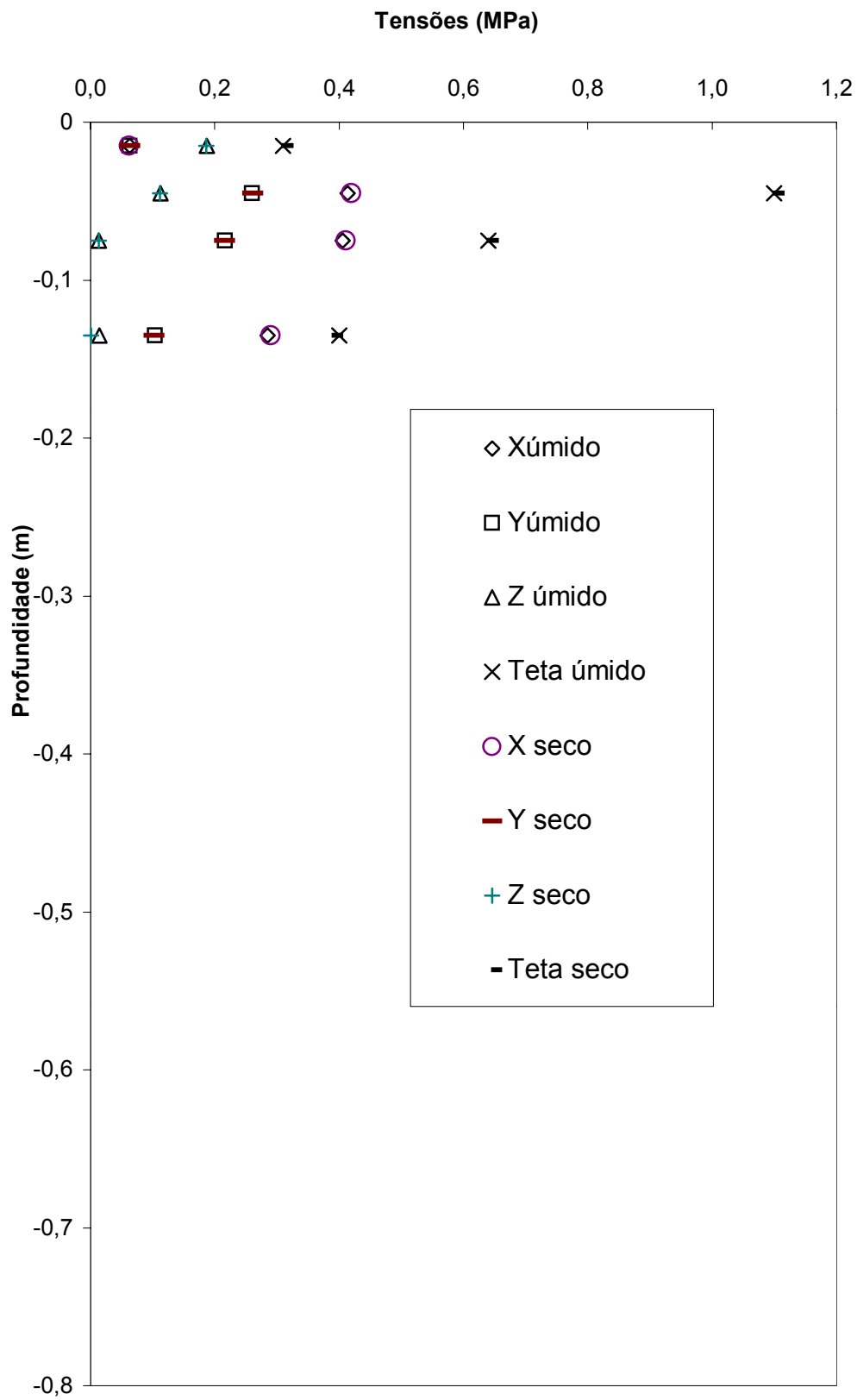
<b>TABELA IV.15 – DISTRIBUIÇÃO MÉDIA DO CARREGAMENTO NOS DORMENTES</b>						
<b>Tipo de Dormente</b>	<b>Dormentes</b>					
	<b>D1 (%)</b>	<b>D2 (%)</b>	<b>D3 (%)</b>	<b>D4 (%)</b>	<b>D5 (%)</b>	<b>D6 (%)</b>
<b>Concreto</b>	45,9	29,0	29,0	45,9	22,8	4,4
<b>Madeira</b>	35,9	32,5	31,3	34,2	24,9	11,0
<b>PROFILLIDIS (2000)</b>	40	30	30	40	23	7

O que se verifica é que a distribuição apresentada por PROFILLIDIS (2000) para uma carga de roda de 100kN, apresentada inicialmente na tabela IV.10, também está entre as encontradas para os dormentes de concreto e de madeira, mostrando que para as estruturas de pavimento ferroviário simuladas com carga de roda de 116 e 150kN os resultados são praticamente os mesmos, o que indica para os trechos estudados que a distribuição do carregamento pelos dormentes independe do carregamento de roda, relativamente.

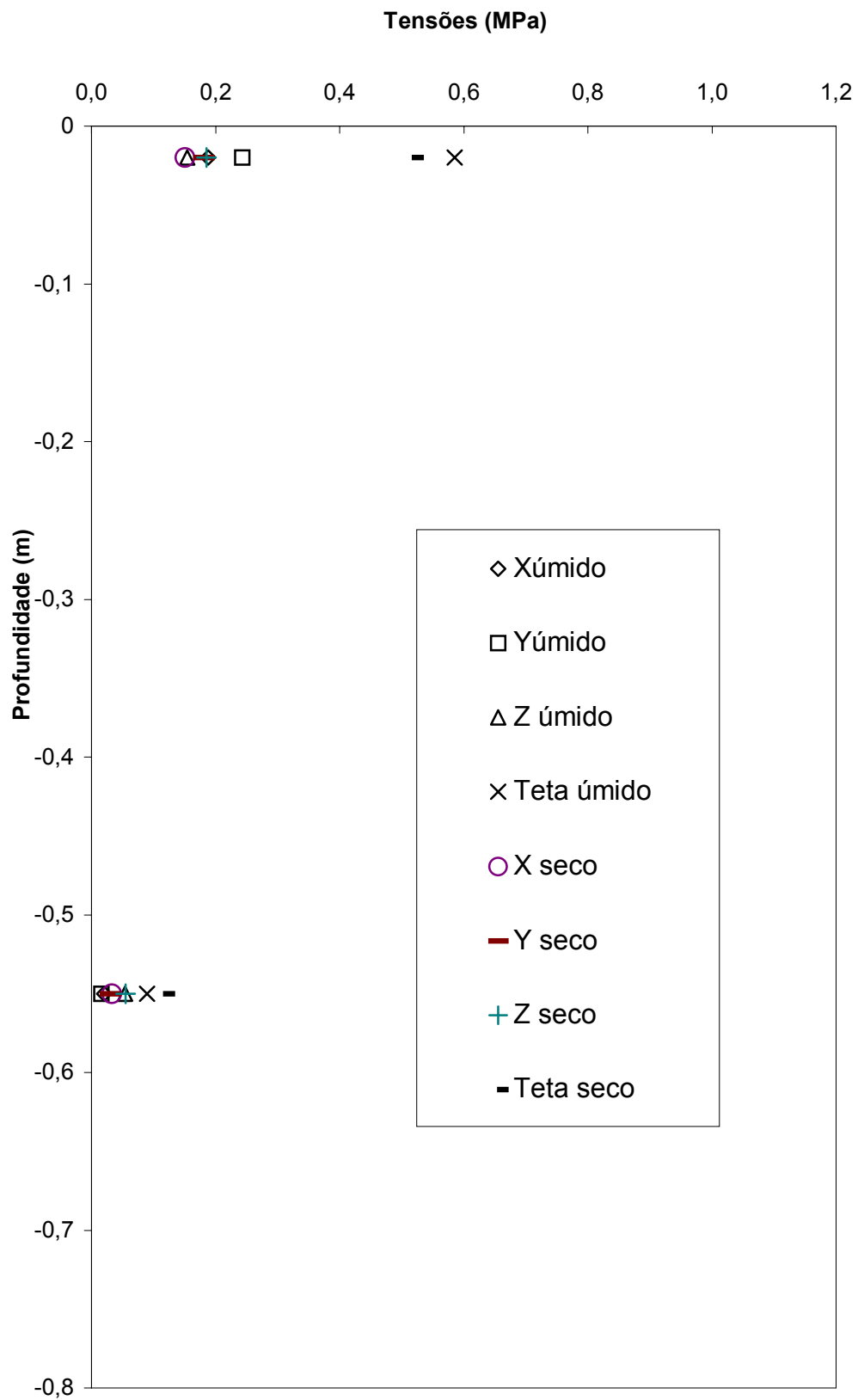
### **IV.3.3 – Tensões no Lastro e no Subleito**

As figuras IV.13 a IV.18 apresentam as tensões calculadas para os trechos em estudo. Nestas figuras estão indicadas as tensões normais nas direções X, Y e Z, estando X e Y no plano horizontal e Z no plano vertical. Ainda foi incluído nestas figuras o valor de  $\theta$  (Teta) o primeiro invariante de tensões. Também foram indicados nas figuras valores de tensão e do primeiro invariante de tensões para o lastro no estado úmido e seco.

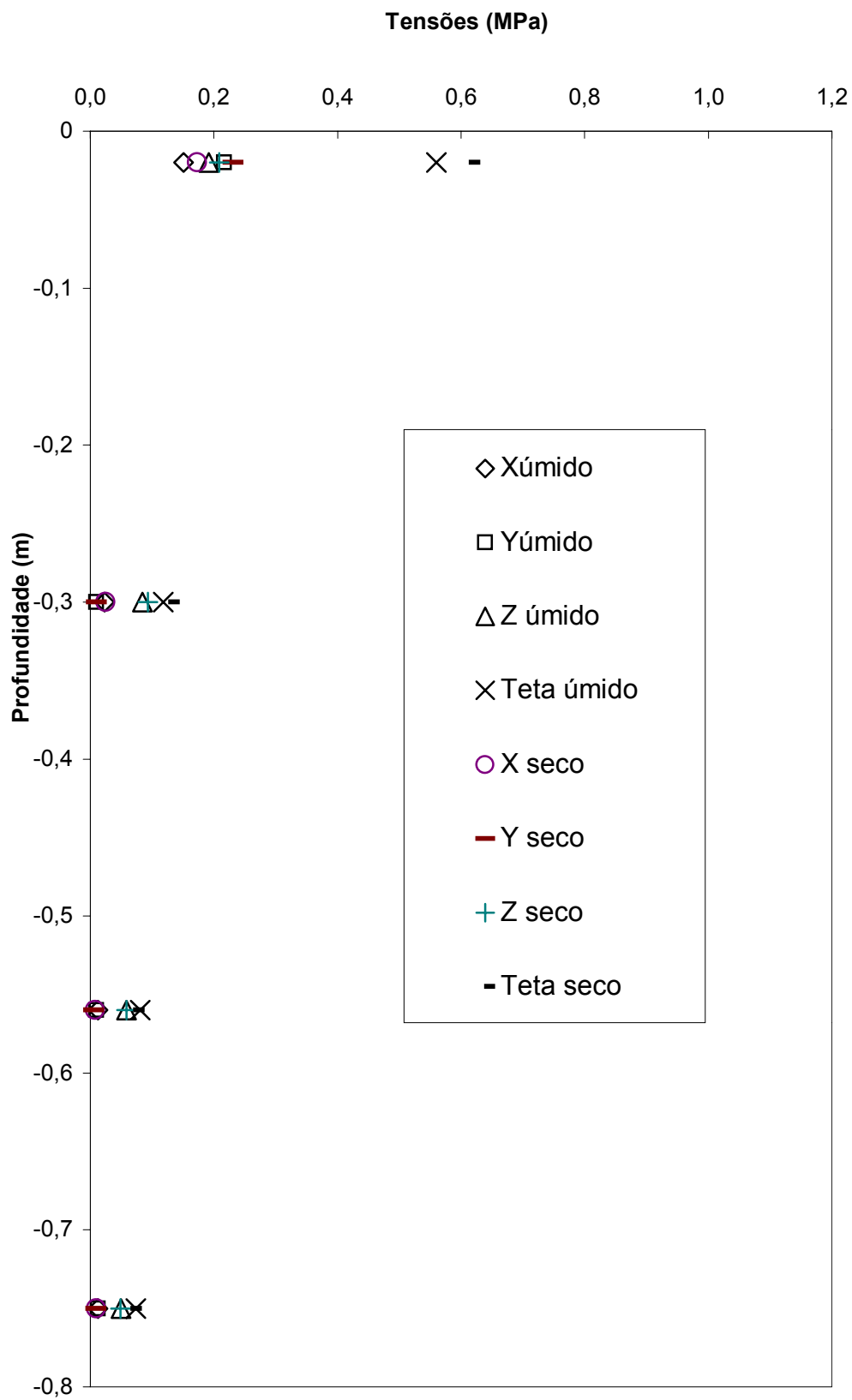
No programa Ferrovias a direção X é paralela aos trilhos e a direção Y é paralela aos dormentes de acordo com a figura II.5. Já no programa Geotrack o eixo X é paralelo aos dormentes e eixo Y está alinhado com os trilhos. Nos trechos de **SD** e **CS** as tensões foram computadas utilizando-se o Ferrovias e nos demais trechos recorreu-se ao Geotrack.



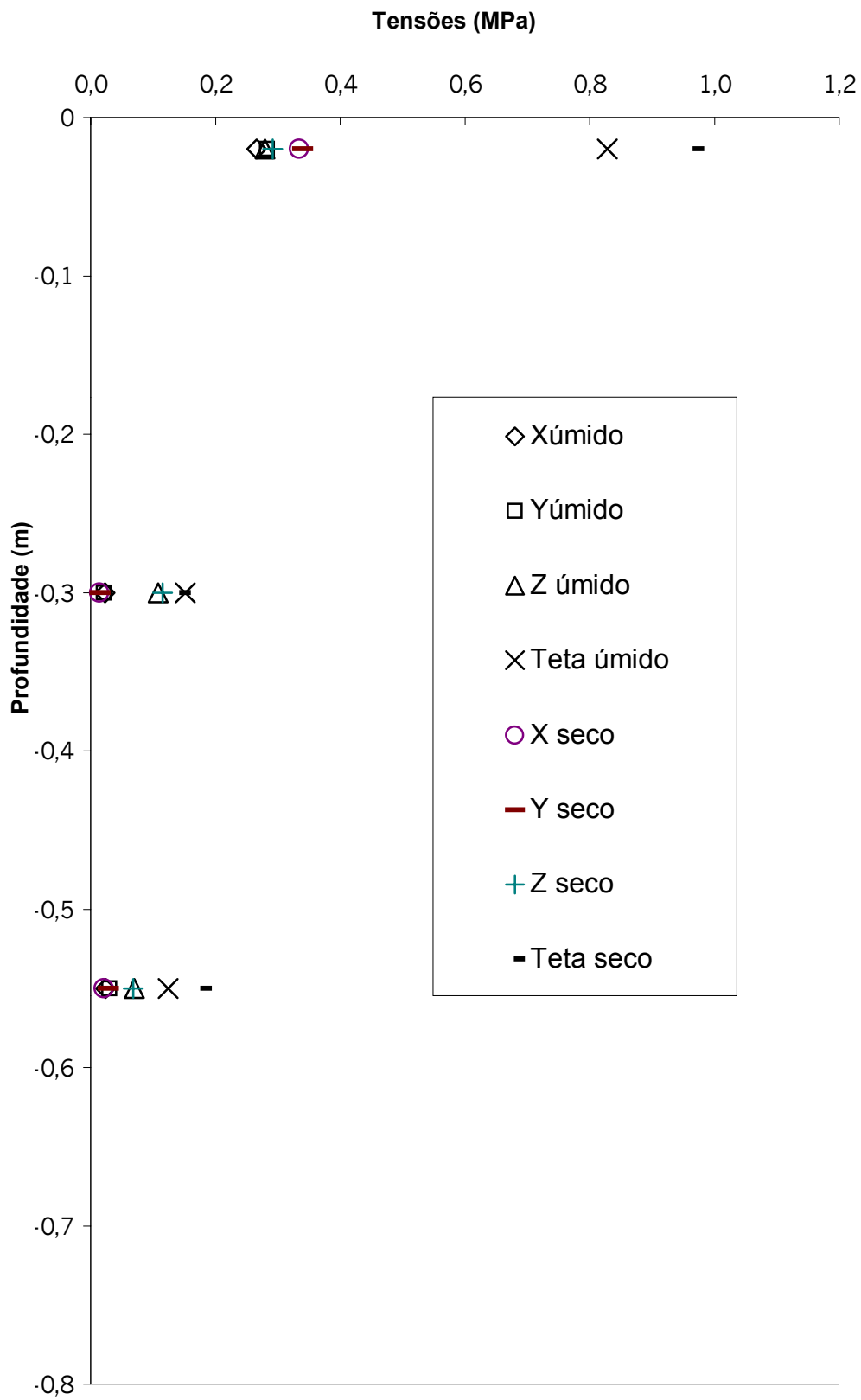
**FIGURA IV.13 – TENSÕES NO LASTRO DO TRECHO SÃO DIOGO/LAURO MÜLLER**



**FIGURA IV.14 – TENSÕES NO LASTRO DO TRECHO  
PIEIDADE/QUINTINO**

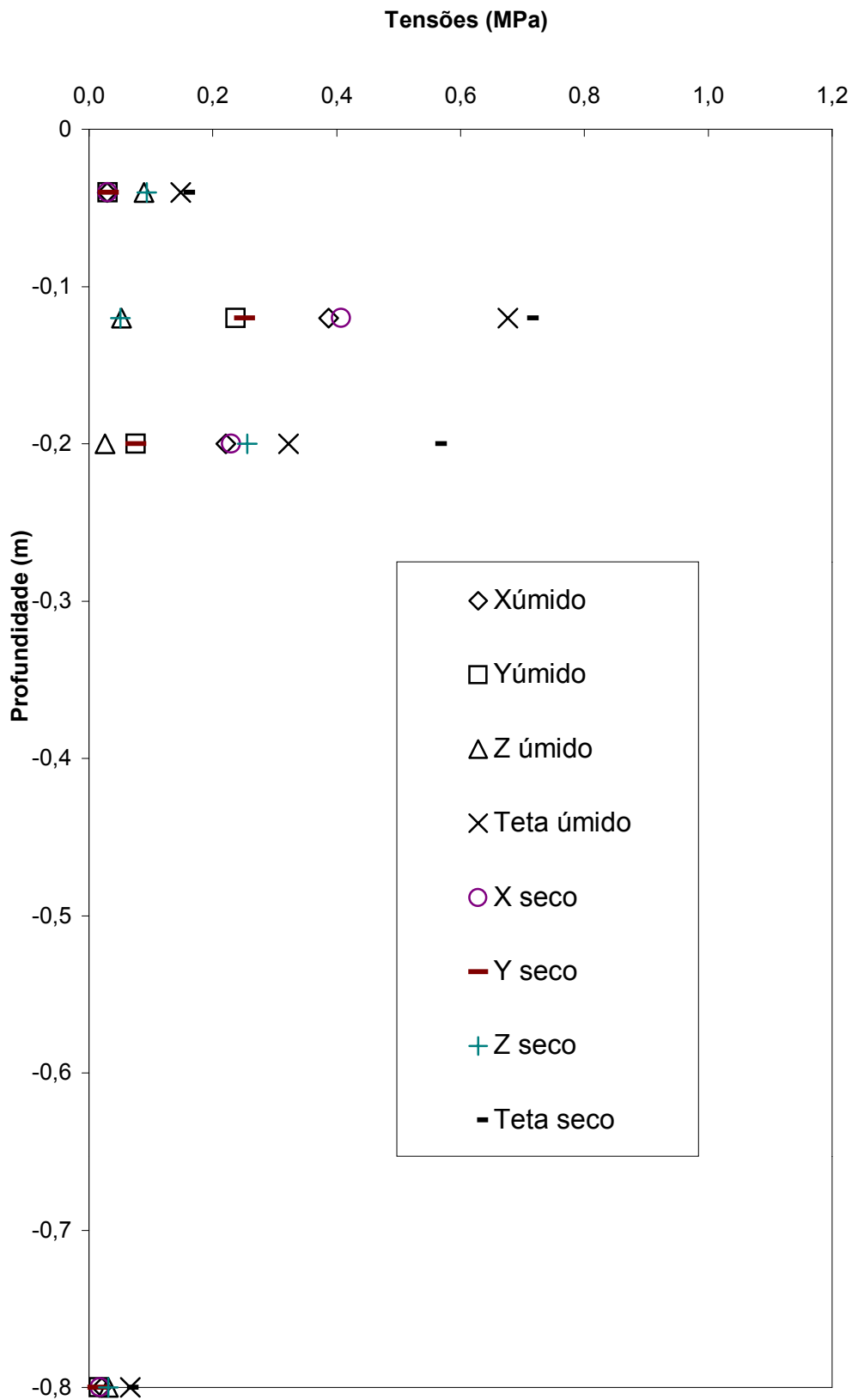


**FIGURA IV.15 – TENSÕES NO LASTRO DO TRECHO  
CASCADURA/MADUREIRA**

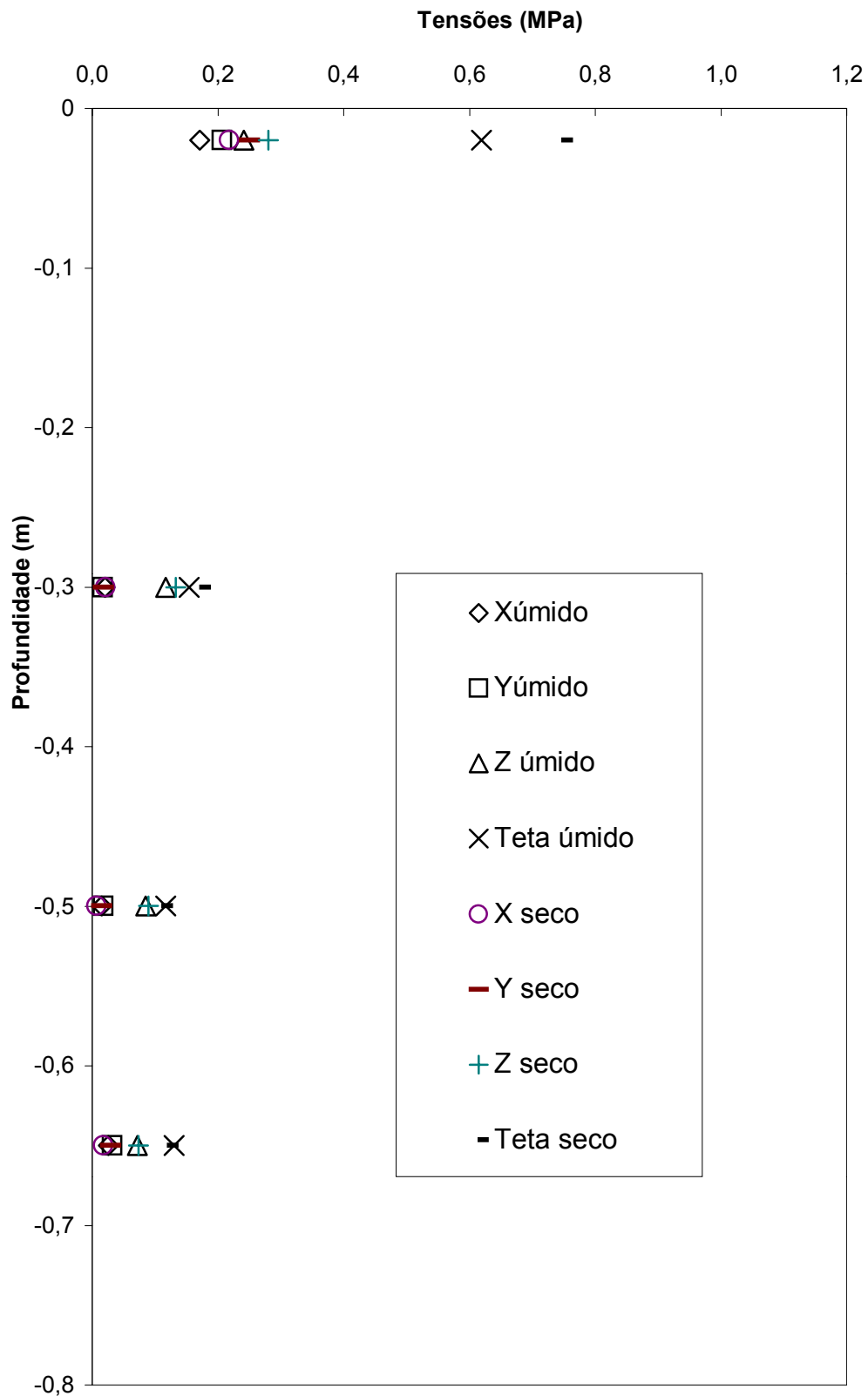


**FIGURA IV.16 – TENSÕES NO LASTRO DO TRECHO  
REALENGO/PADRE MIGUEL**





**FIGURA IV.17 – TENSÕES NO LASTRO DO TRECHO  
COMENDADOR SOARES/AUSTIN**



**FIGURA IV.18 – TENSÕES NO LASTRO DO TRECHO DUQUE DE CAXIAS/GRAMACHO**

O trecho **SD** por ser em dormentes bibloco de concreto e ter uma espessura de lastro de somente 0,15m sobre uma laje de viaduto apresenta a condição mais desfavorável em termos de tensão do lastro e do subleito. Os resultados de tensão no lastro obtidos neste trecho, figura IV.13, mostraram tensões para o lastro no estado úmido e seco com valores praticamente coincidentes, apesar do módulo de via calculado para o estado seco ser uma vez e meio maior do que o calculado no estado úmido. As tensões X e Y encontradas superam o valor da tensão admissível (0,4 MPa) o que induz a quebra de lastro e produz deformação permanente pela diminuição do índice de vazios do lastro. O índice de contaminação do lastro ( $F_i$ ) encontrado neste trecho classifica o lastro do local como altamente contaminado (AC). Tal fato é concordante com os resultados obtidos, na medida que elevadas tensões provocam uma intensa quebra de lastro gerando uma grande quantidade de finos.

Os trechos **P25** e **C**, de dormentes monobloco de concreto apresentam tensões no lastro bem menores do que a tensão admissível (0,4MPa) em AREMA (1999), e isto se deve a maior área da base dos dormentes monobloco de concreto utilizados nestes trechos, de acordo com a tabela IV.1a. A grande existência de finos nestes locais (ver tabelas IV.3 e IV.4) pode ser atribuída ao fato que os dormentes monobloco de concreto passaram a ser utilizados nestes trechos mais recentemente e que historicamente os dormentes de madeira foram os dormentes empregados.

Em **R** e **DC**, figuras IV.16 e IV.18, trechos de dormentes de madeira, as tensões mais altas no lastro são em **R** ( $\sigma_{x,seco}=0,334$ ,  $\sigma_{y,seco}=0,340$  e  $\sigma_{z,seco}=0,292$ ,  $\theta_{seco}=0,967$ MPa), valores abaixo da tensão admissível de 0,4MPa (AREMA,1999), o que as colocaria como aceitável. No entanto, o índice de contaminação do lastro ( $F_i$ ) e os coeficientes de uniformidade do lastro ( $C_u>36$ ) indicam que o lastro é contaminado (C) de acordo com as tabelas IV.5 e IV.7, mostrando que as pedras que constituem o lastro neste trechos não suportam este nível de solicitação.

Em COPPETEC (1997) os lastros do Caso Flumitrens foram assim caracterizados:

- Litologia – gnaissse semifacoidal ou gnaissse;
- Índice de Abrasão Los Angeles – resultado médio para amostras coletadas de 0,2 em 0,2m em todos os trechos até o subleito ou próximo = 43%;

- Índice de Impacto Treton – para o mesmo conjunto de amostras ensaiadas no Los Angeles apresentou um resultado médio = 63%.

A norma brasileira e especificações de várias empresas ferroviárias indicam como valores máximos admissíveis para os índices de abrasão Los Angeles (40%) e impacto Treton (20%).

Em **CS**, figura IV.17, trecho de dormente bibloco, as tensões obtidas com o lastro no estado úmido e seco são praticamente coincidentes. Na direção X, direção paralela aos trilhos no Ferrovía (programa utilizado neste trecho) a tensão no lastro alcança valores próximos a 0,400MPa o que se iguala ao limite admissível e indica que a quebra de lastro neste trecho está ocorrendo. Nos ensaios físicos o lastro se apresenta contaminado na camada mais superficial, moderadamente contaminado na camada logo abaixo e contaminado nas demais camadas (tabela IV.6). No entanto, não se sabe em que momento o dormente bibloco foi introduzido neste trecho, deste modo não se pode imputar o estado de contaminação em toda a profundidade do lastro a aplicação do dormente bibloco.

Observa-se na figuras IV.14 a IV. 18 que os valores de tensão vertical no subleito são aceitáveis quando comparados com a tensão admissível calculada pela fórmula de Heukelom, equação (II.44). O número N (número de ciclos de carga) utilizado na fórmula foi de  $2,2 \times 10^6$ , correspondente a ferrovias do grupo 1. O valor do módulo de resiliência empregado na fórmula foi obtido a partir dos programas, ver tabela IV.15a.

<b>TABELA IV.15a – TENSÕES VERTICAIS ATUANTES E ADMISSÍVEIS NO TOPO DO SUBLEITO</b>						
<b>Tensões Verticais</b>	<b>Programas</b>	<b>Trechos</b>				
		<b>P25</b>	<b>C</b>	<b>R</b>	<b>CS</b>	<b>DC</b>
<b><math>\sigma</math> atuantes(MPa)</b>	<b>Ferrovía</b>				0,031	
	<b>Geotrack</b>	0,021	0,050	0,070		0,074
<b><math>\sigma</math> admissíveis(MPa)</b>		0,028	0,154	0,131	0,356	0,441

#### IV.4 – VIA NA CONDIÇÃO INICIAL COM O CARREGAMENTO DO VAGÃO DE PASSAGEIRO

Esta terceira situação em que o pavimento ferroviário de cada local estudado foi simulado, pelos métodos de análise, foi idealizada para simular a via no que teria sido a sua condição inicial:

- Carregamento imposto pela passagem do trem de passageiro com carga de roda igual a 150kN;
- Trilhos TR-57, bitola de 1,60m;
- dormentes de madeira com espaçamento de 0,54m;
- Lastro com espessura de 0,30m e com parâmetros de resiliência de lastro limpo e nesta situação só foi considerado o lastro no estado seco, visto que um lastro limpo é extremamente drenante. Os valores de  $K_1$  e  $K_2$  adotados para o lastro nesta situação são 1517 e 0,577, respectivamente de acordo com SELIG e WATERS (1994);
- Subleitos iguais aos encontrados quando das aberturas de trincheiras na linha com os parâmetros de resiliência anteriormente utilizados nas outras duas situações.

Em **SD**, que é viaduto as premissas colocadas anteriormente não foram seguidas completamente, manteve-se o dormente bibloco com espaçamento de 0,60m e o lastro com a espessura de 0,15m. As demais premissas foram obedecidas. Este caminhamento foi adotado por se julgar que desta forma melhor se reproduz a condição inicial da via.

Antes da apresentação e discussão dos resultados da aplicação dos programas aos trechos em estudo na terceira situação de simulação da via apresenta-se o resultado da aplicação do método da British Railways ao Caso Flumitrens na tabela IV.16.

A aplicação do método British Railways com os módulos de resiliência dos subleitos de cada trecho para uma carga de roda de 150kN redundam na espessura mínima de lastro recomendada pelo método em todos os trechos, a menos de **P25**.

**TABELA IV.16 - APLICAÇÃO DO MÉTODO DA BRITISH RAILWAYS AO CASO FLUMITRENS PARA CARGA DE RODA DE 150kN**

TRECHO	CLASSIFICAÇÃO DO SUBLEITO				PARÂMETROS DO SUBLEITO	ESPESSURA DO LASTRO (m)	
	ORIGEM DO SOLO	USCS	HRB	MCT		MÉTODO BR	EXISTENTE
<b>P25</b>	aluvionar	SC			25	0,65	1,5
<b>C</b>	aluvionar	SC	A26 e A25	LA'	140	0,30	0,72
<b>OC</b>	aluvionar	SC	A24		118	0,30	0,80
<b>BR</b>	-	SC	A75 e A76	LG'	287	0,30	0,63
<b>R</b>	aluvionar	ML	A24	NA'	115	0,30	0,48
<b>NI</b>	aterro - solo residual de gnaiss	MH e SC	A75 e A76	LG'	174	0,30	0,80
<b>CS</b>	aterro-minério de ferro	-	-	-	84	0,30	0,80
<b>EP</b>	coluvionar	SM e ML	A76	LG'	353	0,30	0,42
<b>T</b>	aluvionar	SC	A26	NA'	110*	0,30	0,60
<b>DC</b>	gnaisse	SC	A76	NG'	390	0,30	0,60

(\*) Valor de  $M_R$  estimado

#### IV.4.1- Tensões e Deflexões nos Trilhos

As tabelas IV.17 a IV.22 apresentam os resultados de módulos de via calculados, tensões de flexão nos trilhos e deflexões máximas dos trilhos para a terceira situação de simulação da via.

Os programas Ferrovia e Geotrack calcularam valores de módulos de via muito próximos entre si para os trechos de **C, R, CS e DC**. Já em **P25** os valores de módulo de via obtidos pelos programas divergem muito, a ponto do valor calculado pelo Ferrovia ser de 33MPa e o calculado pelo Geotrack ser 14MPa, uma diferença de mais que 100%. Esta mesma divergência de valores de módulos de via calculados pelos dois programas já tinha sido verificada quando da simulação da via na condição de estudo com carga de roda de 116kN para o mesmo trecho **P25**, ver tabela IV.3, onde a diferença entre os valores calculados é da mesma ordem de grandeza. Tal ocorrência sugere que os programas têm respostas diferentes quando o subleito é muito deformável.

Para tentar entender esta diferença entre os programas, pode-se comentar ainda que: a espessura de lastro indicada pelo método BR para este trecho é de 0,65m, tabela IV.16. Tendo em vista que o método BR foi desenvolvido a partir de experimentos de campo sobre subleitos argilosos de baixa capacidade de suporte e que a espessura de lastro do local atinge 1,5m, acredita-se que neste trecho a resposta oferecida pelo Geotrack reflete melhor o comportamento do local.

Os valores de módulos de via obtidos nesta situação de simulação permitem classificar as estruturas de pavimento ferroviário como boas a ótimas em **SD, C, R, CS e DC** de acordo com AHLF (1975), RAYMOND (1985) e SELIG e LI (1994). Em **P25** de acordo com o resultado de módulo de via obtido pelo Geotrack a via é classificada como pobre e sujeita a um crescimento significativo das deflexões.

As tensões de flexão nos trilhos estão bem abaixo do limite aceitável (150MPa) de acordo com DUARTE (1989). Ainda observa-se que nos trechos **P25, C, R, CS e DC**, dotados de dormentes de madeira, a tensão cresce quando o subleito é mais deformável. É o caso de **P25 e CS**. Por outro lado, o Geotrack apresentou tensões de flexão nos trilhos sempre um pouco maiores que no Ferrovia.

As deflexões máximas dos trilhos apresentam valores abaixo do limite aceitável (508 centésimos de milímetro) de acordo com a tabela II.9, a menos do trecho **P25** em que a deflexão obtida com o Geotrack alcançou a 654 centésimos de milímetro.

#### **IV.4.2 – Tensões e Reações de Apoio nos Dormentes**

As tensões de flexão na base dos dormentes na posição do trilho estão indicadas nas tabelas IV.18 a IV.22 e o que se observa é que os valores calculados estão abaixo da tensão flexão admissível para a madeira menos resistente que é o pinho do Paraná (8,7MPa). Verifica-se também que **P25**, trecho de maior flexibilidade do subleito, tem o maior valor de tensão nos dormentes (6,2MPa) e que **DC**, trecho de maior rigidez do subleito, exibe o menor valor de tensão nos dormentes (4,0MPa).

A tabela IV.17 apresenta um valor de momento fletor atuante no dormente do tipo bibloco, na posição do trilho, que está na ordem de grandeza dos que atuam nos dormentes de madeira o que indica que este valor é aceitável, visto que o fabricante não fornece este dado na apresentação do seu produto.

A tabela IV.23 resume a distribuição do carregamento nos dormentes. Observa-se que entre os dormentes D1 a D4 as cargas calculadas pelo Ferrovias são um pouco maiores que as computadas pelo Geotrack. A distribuição média do carregamento nos dormentes para dormentes de madeira é apresentada na tabela IV.24 para as três situações de simulação.





TABELA V.18 - VIA NA CONDIÇÃO INICIAL E CARGA DE RODA=150kN														
TRECHO: Piedade/Quintino		(P25)		LINHA:4		GRADE: madeira / pandrol								
PROF. ref. base dorm.		DADOS DAS CAMADAS			RESULTADOS DOS PROGRAMAS									
		Material	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	Mód. Via (MPa)	$\sigma_t$ , Trilho (MPa)	$\sigma_t$ , Dorm.	$\sigma_c$ , z=0,02m	$\theta_{z=0,02m}$ (MPa)	$\sigma_c$ , z=0,09m	$\theta_{z=0,09m}$ (MPa)	$\sigma_c$ , topo subleito (MPa)	$\sigma_{1-\sigma_3}$ , topo subleito (MPa)	Deflexão Máxima (10 <sup>-2</sup> mm)
0 - 0,30		lastr o	(1517)	(0,557)	33	64	6,2	0,264	0,836	0,125	1,280	0,084	0,050	295
0,5		areia média pouca argilosa cinza aluvionar	(250)	0,000	14	79	6,0	0,243	0,872			0,062	0,052	654







TABELA IV.22 - VIA NA CONDIÇÃO INICIAL E CARGA DE RODA=150kN													
TRECHO: Duque de Caxias / Gramacho		KM:19,720		LINHA: 1		GRADE: madeira / pandrol							
PROF. ref. base dorm.	DADOS DAS CAMADAS			RESULTADOS DOS PROGRAMAS									
	Material	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	Mód. Via (MPa)	$\sigma_t$ , Trilho (MPa)	$\sigma_t$ , Dorm.	$\sigma_c$ , z=0,02m	$\theta_2=0,02m$ (MPa)	$\sigma_c$ , z=0,09m	$\theta_2=0,09m$ (MPa)	$\sigma_c$ , topo subleito	$\sigma_1-\sigma_3$ , topo subleito	Deflexão Máxima (10 <sup>-3</sup> mm)
0 - 0,30	lastrô	(1517)	(0,557)	85	56	4,0	0,257	0,444	0,129	0,934	0,100	0,016	125
0,3 - 1,0													
1,0													
solo residual de gnaíse muito plástico													
FERROVIA													
GEOTRACK													



TABELA IV.24 – DISTRIBUIÇÃO MÉDIA DO CARREGAMENTO NOS DORMENTES							
Tipo de Dormente	Situação de Simulação	Dormentes					
		D1 (%)	D2 (%)	D3 (%)	D4 (%)	D5 (%)	D6 (%)
Madeira	Condição Estudo e P=116kN	38	33	32	36	24	10
Madeira	Condição Estudo e P=150kN	36	33	31	34	25	11
Madeira	Condição Inicial e P=150kN	37	32	32	36	24	10
PROFILLIDIS (2000)	P=100kN	40	30	30	40	23	7

A distribuição média para o dormente de madeira também se manteve para a situação de simulação da via na condição inicial e carga de roda de 150kN. E o que sugerem os resultados da tabela IV.24 mais claramente é que esta distribuição independe do carregamento e da espessura de lastro.

#### IV.4.3 – Tensões no Lastro e no Subleito

A tensão normal vertical e o primeiro invariante de tensões no lastro estão apresentados nas tabelas IV.17 a IV.22. As tensões normais nas direções X, Y, Z e o primeiro invariante de tensões ( $\theta$ ) foram indicados na tabela IV.25.

Com base nas tabelas citadas anteriormente são alinhadas algumas observações como se segue. Em **SD**, nesta situação de simulação da via o que mudou foram os parâmetros de resiliência do lastro que com relação à situação anterior de simulação eram de um lastro com muitos finos e agora são de um lastro limpo e o que veio a ocorrer foi um aumento das tensões normais no lastro. Este resultado mostra que a via dotada de dormentes bibloco com lastro novo de espessura de 0,15m era inadequada.



**TABELA IV.25 - TENSÕES NO LASTRO PARA A VIA NA CONDIÇÃO INICIAL E CARGA DE RODA=150kN**

Trechos	Prof.(m)	Ferrovia				Geotrack			
		$\sigma_x$ (MPa)	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_z$ (MPa)	$\theta$ (MPa)	$\sigma_x$ (MPa)	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_z$ (MPa)	$\theta$ (MPa)
SD	0,015	0,539	0,593	0,190	1,322				
	0,135	0,285	0,095	0,005	0,385				
P25	0,02	0,252	0,320	0,264	0,836	0,321	0,308	0,243	0,872
	0,09	0,565	0,590	0,125	1,280				
C	topo subleito	0,020	0,038	0,084	0,142	0,014	0,014	0,062	0,090
	0,02	0,126	0,149	0,259	0,534	0,206	0,213	0,286	0,705
	0,09	0,454	0,476	0,127	1,057				
	topo subleito	0,141	0,391	0,050	0,582	0,017	0,017	0,103	0,137
R	0,02	0,156	0,188	0,260	0,604	0,216	0,221	0,282	0,719
	0,09	0,491	0,515	0,126	1,132				
CS	topo subleito	0,077	0,071	0,090	0,238	0,015	0,015	0,098	0,128
	0,02	0,213	0,255	0,261	0,729	0,226	0,228	0,271	0,725
	0,09	0,551	0,577	0,125	1,253				
DC	topo subleito	0,470	0,390	0,085	0,945	0,019	0,019	0,090	0,128
	0,02	0,090	0,097	0,257	0,444	0,159	0,177	0,305	0,641
	0,09	0,395	0,410	0,129	0,934	0,045	0,042	0,132	0,219
	topo subleito	0,121	0,125	0,100	0,346	0,045	0,042	0,132	0,219

Em geral para todos os trechos as tensões no lastro obtidas com o Ferrovia são maiores que as determinadas pelo Geotrack e isto é melhor expresso pelo  $\theta$ . Comparando-se os valores mais altos de  $\theta$  obtidos pelos programas em cada trecho verifica-se uma diferença média de 52%.

No Geotrack a maior tensão no lastro está na direção Z em **C**, **R**, **CS** e **DC** com valores entre 0,271 e 0,305MPa abaixo da tensão admissível.

Com o Geotrack em **P25** os resultados de tensão são diferentes dos verificados nos demais trechos, visto que em **P25** as maiores tensões são nas direções X e Y com valores de 0,321 e 0,308.

Na tabela IV.25 verifica-se que os valores de tensão no lastro, determinados pelo Geotrack, estão abaixo da tensão admissível de 0,4MPa de acordo com AREMA (1999).

Na tabela IV.25 em todos os trechos o Ferrovia apresenta valores de tensão nas direções X e Y do plano horizontal superiores ou igual à tensão admissível (0,4MPa). Estes resultados de tensões normais no lastro obtidos pelo Ferrovia induzem a quebra do lastro e a produção dos finos concordante com o que se observou no campo.

Conclui-se que a via na condição inicial e com a carga do trem de passageiros em todos os trechos estudados não atende a tensão admissível do lastro de 0,4MPa.

Por outro lado, é possível que os valores de tensão no lastro determinados pelo Geotrack já sejam capazes de provocar a quebra do lastro e, por conseguinte, a geração de finos visto que a rocha constituinte do lastro não atende as normas o que permite esperar que a tensão admissível para este material de lastro seja inferior ao de 0,4MPa.

Desenvolve-se, a seguir, uma avaliação da deformação permanente da camada de lastro com base em medidas de campo realizadas no “Facility for Accelerated Service Testing” (FAST), do “Transportation Technology Center” (TTC) nos EUA e que são expressas pela equação IV.1:

$$\varepsilon_p = 0,0035N^{0,21} \quad (IV.1)$$

onde  $\varepsilon_p$  é a deformação permanente específica e N é o número de aplicação da carga. O eixo de carga que circulou sobre o experimento de campo no FAST foi de 294kN ou carga de roda igual a 147kN (SELIG e WATERS, 1994). Há indicação em CHANG, AGEDOKE e SELIG (1980) de que o lastro do local do experimento no FAST é de granito. Tanto a carga atuante quanto a origem do lastro do FAST se aproximam das condições dos trechos em estudo o permite a utilização da equação IV.1 nesta tese. Para um número N igual a  $1,2 \times 10^7$ , o que corresponde à passagem de 100 trens por dia nos trechos de maior tráfego da Flumitrens durante 10 anos e considerando a espessura do lastro como a espessura da camada de contribuição, a deformação permanente é 0,032m ou 32mm.

A estimativa de deformação permanente de 32mm para o lastro na situação da condição inicial da via num período de dez anos de tráfego implica numa renovação parcial do lastro ao final deste período. Este processo se repetindo durante 5 a 8 décadas conduz às espessuras de lastro hoje existentes nos trechos estudados da Flumitrens.

A seguir, são apresentados na tabela IV.26 os módulos de resiliência calculados pelos programas no topo do subleito dos trechos em estudo.

<b>TABELA IV.26 – MÓDULOS DE RESILIÊNCIA CALCULADOS PELOS PROGRAMAS NO TOPO DO SUBLEITO</b>					
<b>Programas</b>	<b>Trechos</b>				
	<b>P25</b>	<b>C</b>	<b>R</b>	<b>CS</b>	<b>DC</b>
	<b>M<sub>R</sub>(MPa)</b>	<b>M<sub>R</sub>(MPa)</b>	<b>M<sub>R</sub>(MPa)</b>	<b>M<sub>R</sub>(MPa)</b>	<b>M<sub>R</sub>(MPa)</b>
<b>Ferrovia</b>	25	138	115	71	389
<b>Geotrack</b>	25	140	115	84	389

Os resultados de  $M_R$  na tabela V.26 apresentaram valores muito próximos e concordantes com a deformabilidade de cada subleito. Em cada trecho foi utilizado o menor valor na fórmula de Heukelom, equação (II.44), com o objetivo de avaliar a

tensão admissível do subleito. O número N (número de ciclos de carga) utilizado na fórmula foi de  $2,2 \times 10^6$ , correspondente a ferrovias do grupo 1. Os resultados obtidos com a fórmula de Heukelom são comparados com as tensões atuantes calculadas pelos programas na tabela IV.27.

<b>TABELA IV.27 – TENSÕES VERTICAIS ATUANTES E ADMISSÍVEIS NO TOPO DO SUBLEITO</b>						
<b>Tensões Verticais</b>	<b>Programas</b>	<b>Trechos</b>				
		<b>P25</b>	<b>C</b>	<b>R</b>	<b>CS</b>	<b>DC</b>
<b><math>\sigma</math> atuantes(MPa)</b>	<b>Ferrovia</b>	0,084	0,050	0,090	0,085	0,100
	<b>Geotrack</b>	0,062	0,103	0,098	0,090	0,132
<b><math>\sigma</math> admissíveis(MPa)</b>		0,028	0,152	0,127	0,078	0,428

Na condição inicial da via e carga de roda de 150kN nos trechos **P25** e **CS** as tensões atuantes superam as tensões admissíveis o que acarreta deformações permanentes mais expressivas no subleito e conseqüentes desnivelamentos da linha férrea. Nestes trechos as espessuras de lastro existentes de 1,5m (**P25**) e 0,80m (**CS**), quando da realização das trincheiras de investigação, são devido às deformações permanentes que ocorrem no lastro como se verificou anteriormente e também a deformação permanente do subleito.

Nos trechos **C**, **R**, e **DC** as tensões atuantes estão abaixo das tensões admissíveis, mas mesmo assim haverá deformação permanente devido ao subleito nestes trechos.

GUIMARÃES (2001) realizou uma pesquisa sobre comportamento de solos brasileiros em termos de deformação permanente, onde registra que nas rodovias brasileiras as cargas que chegam ao subleito são baixas, da ordem de 0,015MPa para o carregamento do eixo padrão de 82kN ou seja carga de roda igual a 41kN. Este fato, associado ao bom desempenho em geral dos subleitos no nosso País explica o reduzido número existente de resultados de ensaios de carga repetida visando o estudo das deformações permanentes disponíveis para consulta.

Como a carga de roda utilizada nesta situação de simulação é igual a 150kN bastante superior a carga de roda padrão da rodovia investiga-se, a seguir, o comportamento

do subleito do trecho **DC** a deformação permanente. Para isso, utiliza-se um resultado de ensaio de deformação permanente por carregamento repetido realizado por GUIMARÃES (2001) sobre um solo residual com características próximas ao solo residual de **DC** com um par de tensões  $\sigma_1$ - $\sigma_3$  próximo ao que se verifica no subleito do referido trecho. A equação de deformação permanente fornecida pelo respectivo ensaio é:

$$\varepsilon_p = 0,00023N^{0,18} \quad (IV.2)$$

O valor de 2,6mm de deformação permanente estimado para o subleito de **DC** constitui-se numa contribuição insignificante para a deformação permanente total da via quando se compara com a deformação permanente estimada para o lastro (30mm) nas mesmas condições de sollicitação.

Para se estimar a deformação permanente em outros trechos utilizam-se resultados de deformação permanente da camada de subleito do FAST de acordo com SELIG e WATERS (1994). O subleito do trecho experimental é formado por uma areia siltosa levemente cimentada em alguns locais. Num subtrecho a deformação permanente foi menor e a equação que a representa é IV.3, no trecho em que a deformação permanente foi maior a equação que a expressa é IV.4:

$$\varepsilon_p = 0,000012N^{0,37} \quad (IV.3)$$

$$\varepsilon_p = 0,000044N^{0,52} \quad (IV.4)$$

Para o número N igual a  $1,2 \times 10^7$ , o que corresponde à passagem de 100 trens por dia nos trechos de maior tráfego da Flumitrens durante 10 anos e espessura de camada de contribuição para a deformação de 0,6m (faixa do subleito com as tensões mais altas) a parcela de contribuição do subleito para a deformação permanente, obtida a partir da equação que fornece a menor deformação permanente, tem o valor de 0,0003m (0,3mm) e a partir da equação que calcula a maior deformação permanente a parcela de contribuição do subleito é 0,12m ou 120mm.

O menor valor de deformação permanente (0,3mm) é adequado para os trechos **C** e **R**. O valor de deformação permanente estimado nestes trechos é pequeno o que é concordante com a rigidez destes subleitos.

O maior valor de deformação permanente (120mm) é próprio para o trecho **CS**. O valor estimado de deformação permanente em **CS** mostra a importância deste tipo de avaliação em subleitos pouco resistentes ou muito deformáveis.

No trecho **P25** não foi realizada uma avaliação da deformação permanente por não se dispor de um resultado de ensaio de deformação permanente sob carga repetida para uma argila cinza de baixa capacidade de suporte.

Através da figura II.4 observa-se que a tensão limiar para a amostra de solo ensaiada está entre 65 e 70kPa, ao comparar-se estes valores com os valores de  $\sigma_1 - \sigma_3$ , topo do subleito das tabelas V.18 a V.22 verifica-se que a aplicação do conceito de tensão limiar com base nos resultados da figura II.4 para restringir deformação permanente do subleito não apresenta resultados consistentes com as características e desempenho dos subleitos dos trechos em estudo.

#### **IV.5 – UMA SOLUÇÃO PARA REDUZIR O ESTADO DE TENSÕES NO LASTRO**

Como foi visto, anteriormente, a via na situação de estudo (estrutura original do pavimento ferroviário) com a carga do trem de passageiro (carga de roda de 150kN) nos trechos **SD**, **CS**, **R** e **DC** está sujeita a tensões normais no lastro superiores a tensão admissível de 0,4MPa (AREMA, 1999), sendo este o único critério de verificação estrutural da via não atendido nestes trechos.

De forma a demonstrar as vantagens de uma abordagem mecânica da via são descritas algumas alternativas concebidas para reduzir a tensão no lastro no trecho **R** (trecho de dormentes de madeira) através do programa Ferrovia.

A utilização única do Ferrovia se prende ao fato de que com o uso deste programa calculou-se no item IV.4.3 um estado de tensão no lastro que está em concordância com fenômeno da quebra de lastro observada no campo.

As alternativas de solução estudadas foram:

- Via na condição de estudo – foi calculada pelo Ferrovias para servir de referência. Nesta situação de simulação a via tem as seguintes características: trilhos TR-57, dormentes de madeira espaçados a cada 0,54m, dados das camadas conforme tabela IV.5, utilizando-se parâmetros de resiliência com lastro no estado seco, situação mais severa;
- Alternativa 1 – mantém-se a via na condição de estudo, mas substitui-se 0,30m do topo do lastro existente por um lastro limpo, com parâmetros de resiliência  $K_1=1517$  e  $K_2=0,557$ ;
- Alternativa 2 – mantém-se a via na condição de estudo com trilho TR-68;
- Alternativa 3 – é alternativa 2 com trilho TR-45;
- Alternativa 4 – mantém-se a via na condição de estudo, mas diminui-se o espaçamento de dormentes para 0,44m;
- Alternativa 5 – mantém-se a via na condição de estudo, mas diminui-se o espaçamento de dormentes para 0,44m e substitui-se o primeiro 0,30m do lastro existente por um lastro limpo, com parâmetros de resiliência  $K_1= 1517$  e  $K_2=0,557$ ;

Os resultados obtidos de tensão normal no lastro para as cinco alternativas simuladas com o programa Ferrovias estão reunidos na tabela IV.28.

<b>TABELA IV.28 – ESTADOS DE TENSÃO NO LASTRO EM CINCO ALTERNATIVAS DE SOLUÇÃO QUE VISAM A REDUÇÃO DA TENSÃO NO LASTRO</b>				
<b>Estruturas Simuladas</b>	$\sigma_x$ (MPa)	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_z$ (MPa)	$\theta$ (MPa)
<b>Via na Condição do Estudo</b>	0,617	0,657	0,157	1,431
<b>Alternativa 1</b>	0,505	0,529	0,127	1,161
<b>Alternativa 2</b>	0,607	0,645	0,161	1,413
<b>Alternativa 3</b>	0,629	0,671	0,148	1,448
<b>Alternativa 4</b>	0,462	0,524	0,101	1,087
<b>Alternativa 5</b>	0,380	0,428	0,081	0,889

A alternativa 5 apresentou as menores tensões normais no lastro, somente  $\sigma_y$  é levemente superior a tensão admissível portanto julga-se que a alternativa 5 pode ser considerada uma solução para promover a redução das tensões no lastro no trecho estudado.

Com base na tabela IV.28 verifica-se que o tipo de trilho não é determinante no estado de tensões do lastro no trecho estudado e sim primeiramente o espaçamento entre dormentes e secundariamente a mudança do tipo de lastro.

## **IV.6 – ROTEIROS PARA VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE UMA VIA FÉRREA**

A partir dos estudos e análises paramétricas apresentadas, são propostos passos a serem seguidos quando de uma verificação estrutural de uma via férrea em operação ou existente, ou para um projeto de um novo pavimento ferroviário a ser implantado.

### **IV.6.1 Verificação Estrutural de Pavimento Existente**

O comportamento de cada pavimento ferroviário sob uma determinada carga depende diretamente das propriedades de cada componente do sistema o que conduz à necessidade de se trabalhar com o conceito de sistema homogêneo para a definição de trechos homogêneos. A definição de sistema homogêneo deve ser implementada a partir da demarcação de trechos com o subleito pertencente ao mesmo domínio geológico/geotécnico. Tal definição deve ser respaldada por mapeamentos geológicos e pedológicos, fotos aéreas, visitas a campo. Para a composição de um subtrecho homogêneo ainda é necessário definir como variam as seguintes propriedades da via:

- Cargas atuantes estáticas e em movimento, velocidade dos trens;
- Espaçamento entre os eixos de carga;
- Bitola;



- Dados do trilho, peso por metro, módulo de elasticidade do aço, momento de inércia, módulo de resistência no patim e no boleto, área da seção transversal, largura da base;
- Rigidez da fixação do trilho;
- Dados do dormente, tipo, espaçamento, estado de integridade, peso, módulo de elasticidade do material constituinte, momento de inércia, módulo de resistência, seção transversal na posição do trilho, área da base do dormente;
- Características de drenagem superficial e profunda da via;
- Realização de ensaios de deformabilidade elástica, com o uso de equipamento conveniente, que em caso simplificado pode ser com o uso de viga Benkelman, para definição da bacia de deflexão. Devem ser utilizados dois vagões teste um com carga suficiente para promover o assentamento da linha e outro com carga plena. Desta forma é possível retirar a deflexão de assentamento da deflexão com carga plena e assim determinar as deflexões da estrutura do pavimento.

Trechos que apresentem similaridade nos itens anteriores serão definidos sob o aspecto estrutural como subtrechos homogêneos;

- Em cada trecho ou subtrecho homogêneo devem ser investigados os seguintes dados:
  - Espessura do lastro, que pode ser obtida pontualmente através da abertura de trincheiras de investigação ou continuamente com utilização do radar de penetração (GPR) de acordo com MUNIZ DA SILVA (2002);
  - Classificação geológica do lastro;
  - Dados físicos do lastro – densidade real dos grãos, granulometria, peso específico, umidade, índice de vazios, grau de contaminação por finos;
  - Dados sobre a resistência do lastro – ao desgaste, ao impacto;
  - Dados sobre a resiliência do lastro e deformação permanente em ensaios de carga repetida;

- Coleta de amostras indeformadas do subleito para determinação do peso específico natural, umidade, índice de vazios, resistência não drenada, módulo de resiliência;
- Ensaio de módulo de via para determinação do módulo de via de assentamento e de contato;
- A verificação estrutural da via será efetivada através da obtenção do estado de tensão-deformação atuante para o carregamento aplicado, comparando-se, os valores calculados com valores admissíveis, a saber:
  - Tensão de flexão atuante nos trilhos com tensão de flexão admissível;
  - Deflexão no trilho com a deflexão máxima medida pela viga Benkelman, ainda compara-se a bacia de deflexão calculada com a bacia de deflexão medida pela viga Benkelman;
  - Tensões e momentos fletores de flexão nos dormentes com as tensões e momentos fletores admissíveis;
  - Tensões normais no plano horizontal e vertical no topo do lastro com tensão admissível;
  - Tensão vertical no topo do subleito com tensão vertical admissível;
  - Deformações permanentes no lastro e no subleito com somatório das deformações permanentes admissíveis;
  - Se o perfil de trilho, o dormente, o espaçamento entre dormentes, a espessura do lastro e o subleito conduzirem a valores admissíveis de tensão e deformação em cada um dos componentes da via, dar como satisfatória a estrutura analisada do pavimento ferroviário verificada. Caso os limites admissíveis tenham sido violados para algum ou alguns dos componentes da via existente, definir qual (ou quais) dado de entrada deve ser mudado como: perfil de trilho, tipo de dormente, espaçamento de dormentes, espessura do lastro até ser possível validar uma estrutura alternativa.

#### IV.6.2 Dimensionamento Estrutural de Pavimento a Ser Implantado

Como é sabido, um dimensionamento mecânico consiste em se verificar se as condições de tensões e deformações atuantes em uma dada condição de estrutura e carregamento satisfazem os critérios admissíveis para os materiais utilizados.

Portanto, para o projeto de uma ferrovia o dimensionamento deve considerar os seguintes aspectos:

- Demarcação de trechos com o subleito pertencente ao mesmo domínio geológico/geotécnico/pedológico e coleta de amostra para ensaios de laboratório;
- Cargas atuantes estáticas e em movimento, velocidade dos trens;
- Espaçamento entre os eixos de carga;
- Bitola;
- Dados do perfil de trilho escolhido por critérios locais ou testar mais de um tipo, peso por metro, módulo de elasticidade do aço, momento de inércia, módulo de resistência no patim e no boleto, área da seção transversal, largura da base;
- Rigidez da fixação do trilho;
- Dados do tipo de dormente escolhido, espaçamento entre dormentes adotado, peso, módulo de elasticidade do material constituinte, momento de inércia, módulo de resistência, seção transversal na posição do trilho, área da base do dormente;
- Características da drenagem superficial e profunda da via;
- Classificação geológica do lastro na pedreira selecionada;
- Análise mineralógica do lastro;
- Dados físicos do lastro – densidade real dos grãos, granulometria, resistência ao desgaste e ao impacto;
- Escolha da espessura do lastro;
- Dados sobre a resiliência do lastro e deformação permanente em ensaios de carga repetida;

- Escolha da espessura do sublastro;
- Dados sobre a resiliência do sublastro em ensaios de carga repetida, esta camada deverá ser capaz de atender os critérios de filtro de Terzaghi com relação ao subleito e ao lastro, para que possa funcionar como uma camada de separação entre as mesmas;
- Definição da espessura da camada final de terraplenagem
- Dados sobre a resiliência da camada final de terraplenagem em ensaios de carga repetida que deve ser utilizada nos trechos de aterro e deve ser avaliada a necessidade do seu emprego nos trechos de corte;
- Coleta de amostras deformadas e indeformadas do subleito para realização de ensaios de caracterização, determinação da umidade natural; moldagem de corpos de prova compactados e corpos de prova em estado natural para realização de ensaios de resistência não drenada e de módulo de resiliência;
- Verificação estrutural da via através da obtenção do estado de tensão-deformação atuante para o carregamento aplicado, caso os limites de tensão e deformação em cada componente da via sejam atendidos o dimensionamento da estrutura do pavimento ferroviário é dado como concluído, se um ou mais limites admissíveis não for atendido os dados referentes ao perfil do trilho, ao tipo de dormente, ao espaçamento entre dormentes, a espessura de lastro, a espessura de sublastro, a espessura da camada final de terraplenagem devem ser revistos até que todos os limites sejam atendidos.

#### **IV.7 – CONSIDERAÇÕES FINAIS**

A partir das três situações simuladas numericamente, será realizada uma análise das diferenças observadas no comportamento tensão-deformação para os trechos estudados.

As situações de simulação da via foram:

- Situação 1 – via na condição de estudo (estrutura como detectada nas trincheiras de visita do pavimento ferroviário) com carregamento do vagão teste (carga de roda de 116kN);
- Situação 2 – via na condição de estudo com carregamento do trem de passageiros (carga de roda de 150kN);
- Situação 3 – via na condição inicial (trilho TR-57, dormente de madeira com espaçamento de 0,54m, lastro limpo com espessura de 0,30m e subleitos originais) com carregamento do trem de passageiros (carga de roda de 150kN). A exceção a estas condições foi em **SD** onde se utilizou o dormente bi-bloco e lastro com espessura de 0,15m.

A situação 1 teve o objetivo de mostrar em cada trecho estudado que os programas Ferrovias e Geotrack alimentados pelos parâmetros da grade, dados de espessuras de camadas e correspondentes parâmetros de resiliência obtidos em ensaio de laboratório apresentam resultados comparáveis com o módulo de via e deflexões medidas. Esta comparação permite considerar que as modelagens dos estados de tensão-deformação executadas pelos programas são consistentes e podem ser aplicadas para outras situações.

A situação 2 distingue-se da situação 1 por ter tido a carga de roda aumentada (para a situação de carregamento usual) em 29%, sendo as demais condições de contorno idênticas. Comparando-se as duas situações de simulação da via verifica-se que o aumento de carga provocou um aumento nas tensões do trilho, nas deflexões e nas cargas distribuídas nos dormentes na ordem de 20 a 30%, da situação 1 para a situação 2.

No entanto, para as tensões normais no lastro na profundidade de 0,10m expressas em termos de  $\theta$  (primeiro invariante de tensões) verificou-se:

- Para os trechos de dormente bi-bloco (**SD** e **CS**) estudados pelo Ferrovias praticamente não houve variação, de acordo com a tabela IV.11, figuras IV.13 e IV.17;
- Para os trechos de dormente monobloco de concreto (**P25** e **C**) estudados pelo Geotrack houve um aumento de 100%, de acordo com a tabela IV.11, figuras IV.14 e IV.15;

- Para os trechos de dormente de madeira (**R** e **DC**) estudados pelo Geotrack houve um aumento de 150%, de acordo com a tabela IV.11, figuras IV.16 e IV.18.

No subleito a tensão vertical da situação 1 para situação 2 apresenta um crescimento da ordem de 30% para os trechos **P25**, **C**, **R** e **DC** enquanto para trecho **CS** o crescimento da tensão vertical é de 15% de acordo com as tabelas IV.10a e IV.15a.

Em resumo na situação 1 os trechos **SD** e **CS** não atenderam a tensão admissível no lastro e os demais trechos atenderam aos critérios de verificação.

Em resumo na situação 2 que corresponde a situação de carregamento real diário os trechos **SD**, **CS**, **R** e **DC** não atenderam a tensão admissível no lastro enquanto que os trechos **P25** e **C** atenderam a todos os critérios de verificação.

A situação 2 difere da situação 3 principalmente pela redução da espessura de lastro para 0,30m. Comparam-se as situações 2 e 3 para os trechos estudados, a menos do trecho **CS** por não se julgar própria a comparação, visto que na situação 2 em **CS** foi adotado dormente bibloco e na situação 3 empregou-se dormente monobloco de madeira. Na comparação das duas situações de simulação da via escolheu-se os resultados obtidos com o lastro no estado úmido da situação 2 para confrontar com os resultados obtidos com lastro limpo da situação 3. Adotou-se este procedimento porque os parâmetros de resiliência com lastro úmido estão próximos dos parâmetros de lastro limpo. Desta forma, ao passar da situação 2 para a situação 3 verificou-se:

- Um aumento menor que 20% nas tensões do trilho, de uma forma geral, e particularmente de 44% no trecho **P25**, função de uma diminuição muito grande da espessura de lastro e do subleito neste trecho ser mais deformável, segundo as tabelas IV.12 e IV.17 a IV.22;
- Um aumento menor que 33% nas deflexões do trilho, de uma forma geral, e particularmente de 61% no trecho **P25**, função de uma diminuição muito grande da espessura de lastro e do subleito neste trecho ser mais deformável, de acordo com as tabelas IV.12 e IV.17 a IV.22;
- Praticamente uma igualdade nas cargas distribuídas sobre os dormentes nos trechos **R** e **DC**, trechos que na situação 2 já eram de madeira, de acordo com as tabelas IV.14 e IV.23. No trecho **SD** os dormentes bibloco da situação 2 também foram mantidos na situação 3 e o que se verifica é um pequeno decréscimo das

cargas nos dormentes sob o carregamento atuante (D1 e D4) e um pequeno aumento da cargas nos dormentes (D2 e D3) entre o carregamento, é o que se vê nas tabelas IV.14 e IV.23. A comparação dos resultados de distribuição de carga nos dormente em **P25** e **C** ficou prejudicada e não foi realizada devido a mudança de dormente monobloco de concreto (situação 2) para dormente de madeira (situação 3);

- Um aumento menor que 23% das tensões normais no lastro expresso pelo  $\theta$ , no topo do lastro, na profundidade 0,02m, nos trechos **SD**, **C**, e **DC** enquanto que no trecho **P25** houve um aumento de 48%, função de uma diminuição muito grande da espessura de lastro e do subleito ser mais flexível neste trecho, conforme figuras IV.13 a IV.15, IV.18 e tabela IV.25. Em **R** verificou-se um decréscimo de 15% das tensões normais no lastro expresso pelo  $\theta$ , no topo do lastro, na profundidade 0,02m, conforme figura IV.16 e tabela IV.25. É necessário ter em conta que da situação 2 para 3 não só reduziu-se a espessura de lastro, mas também empregou-se parâmetros de resiliência de lastro limpo, o que pode ter causado o decréscimo de tensão no topo do lastro em **CS**.
- Um aumento das tensões verticais sobre o subleito de 195% em **P25**, de 106% em **C**, de 40% em **R**, de 78% em **DC**, conforme as tabelas IV.15a e IV.27.

Em resumo, o que se observa de mudança expressiva na passagem da situação 2 para a situação 3 é o significativo aumento das tensões no subleito. Nos demais itens analisados houve um aumento pouco expressivo diante de uma redução de aproximadamente 100% da espessura de lastro nos trechos **C**, **R**, e **DC**. Em **P25** houve redução na espessura do lastro de 400% e o subleito é muito deformável tais ocorrências conduziram aos aumentos expressivos não só nas tensões verticais do subleito, mas também nos demais itens analisados.

Como foi visto anteriormente, todos os trechos estudados na situação 3 não atenderam ao valor de tensão admissível no lastro de 0,4MPa recomendado em AREMA (1999). Também foi visto que o espessamento do lastro quando a via passou da situação 3 para a situação 2 não foi capaz de minimizar de forma eficaz as tensões atuantes no lastro.

Para o trecho Realengo/Padre Miguel na situação atual, verifica-se que uma solução para redução das tensões normais no lastro é substituir os primeiros 0,3m do lastro

existente por um lastro limpo, manter uma camada de 0,2m de lastro existente e diminuir o espaçamento entre dormentes de madeira em 0,1m, passando-se o espaçamento entre dormentes para 0,44m.

Os programas utilizados neste estudo, Ferrovias e Geotrack, apresentaram, de uma forma geral, resultados próximos. Estes resultados foram muito próximos para:

- Cálculo das tensões no trilho;
- Cálculo das deflexões;
- Cálculo dos momentos fletores no trilho e no dormente;
- Cálculo da distribuição do carregamento sobre os dormentes;
- Cálculo das tensões verticais no subleito;
- Cálculo dos módulos de resiliência das camadas;

No entanto, no cálculo do estado de tensões no lastro dos trechos estudados os programas apresentaram diferenças: o valor de  $\theta$  calculado pelo Ferrovias é pelo menos duas vezes maior na situação 1 (tabela IV.11); e pelo menos 1,5 maior na situação 3 para os maiores valores de  $\theta$ , que ocorreram em profundidades diferentes do lastro nos dois programas (tabela IV.25).

No cálculo do módulo de via os programas apresentaram diferenças somente quando o subleito mostrou-se muito deformável de acordo com as tabelas IV.3, IV.6 (situação 1) e tabelas IV.18 (situação 3).

A origem dos estados diferentes de tensão no lastro diferentes a partir dos dois programas pode estar relacionada com a concepção de cada programa, a saber:

- No Geotrack o sistema solo/lastro é tratado por uma análise de sólidos prismáticos (CHANG, AGEDOKE e SELIG, 1980) e segundo RODRIGUES (1993a) é utilizada a teoria de camadas elásticas para a determinação dos coeficientes de influência do sistema solo/lastro. Em cada dormente, as reações de apoio são aplicadas na superfície do lastro como tensões de contato uniformes sobre áreas circulares inscritas nos segmentos de dormentes, cujos tamanhos definem as dimensões dos círculos (CHANG, AGEDOKE e SELIG, 1980);



- No Ferrovia o sistema solo/lastro é simulado pelo método das camadas finitas e as tensões de contato são iguais em cada nó ao longo da base do dormente, a menos do nó central do dormente, onde o deslocamento do mesmo é liberado e a tensão de contato é nula.

O que se conclui é que a implantação de trechos instrumentados é necessária para que se possa esclarecer as diferenças verificadas entre os programas assim como investigar os critérios estabelecidos para verificação e dimensionamento do pavimento ferroviário.

Com relação aos critérios de verificação do dimensionamento é de fundamental importância definir o estado de tensão admissível ou em termos de  $\theta$  ou em termos de  $\sigma_1 - \sigma_3$ , para o par de tensão limite sob o qual as deformações permanentes num ensaio de carga repetida se estabilizam, para lastros constituídos de várias litologias e origens, tais como, biotita gnaisse, gnaisse facoidal, traquito, sienito, basalto, riolito, granito, sílex, escória de alto forno.

Os métodos tradicionais não são capazes de calcular o completo estado de tensão das camadas que compõem a estrutura do pavimento ferroviário, o que se mostrou uma limitação séria na medida que os dois programas indicam estados de tensão no lastro em que as maiores tensões normais estão no plano horizontal o que fez com que a utilização destes métodos tradicionais nesta tese restringiu-se à análise correspondente à situação 1.

O estado de umidade do lastro mostrou influenciar de forma significativa o valor do módulo de via calculado e das deflexões do trilho em alguns casos, como pode ser verificado nas tabelas IV.2, IV.3, IV.6 e nos trechos **SD**, **CS** da tabela IV.12. Isto faz com que se recomende a determinação das umidades das camadas de lastro que compõem o pavimento ferroviário, sempre que se fizer um ensaio de módulo de via e de bacia de deflexão, seja com a viga Benkelman ou outro equipamento. Por outro lado, o estado de umidade do lastro (no intervalo de umidade das amostras ensaiadas) mostrou pouca influência no cálculo das tensões do trilho, momentos fletores no trilho e no dormente, distribuição do carregamento sobre os dormentes, tensões no lastro e no subleito.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

O desenvolvimento desta pesquisa sobre pavimento ferroviário foi realizado em dezoito trechos das linhas de trens do subúrbio da cidade do Rio de Janeiro abrangendo a realização de: abertura das linhas para escavação de poços de inspeção e coletas de amostras do lastro em vários níveis até alcançar o subleito para sua caracterização e coleta de amostras: realização de ensaios de caracterização do lastro e do subleito; realização de ensaios de carga repetida em amostras do lastro e do subleito para determinação do módulo de resiliência de cada camada do pavimento; medidas de campo de módulo de via e deflexão da via com a viga Benkelman; simulação de três situações da via férrea para seis trechos representativos da malha do subúrbio através da utilização dos programas Ferrovias e Geotrack para estabelecer o estado de tensão-deformação nos trilhos, dormentes, lastro e subleito possibilitando verificar se os resultados obtidos atendem aos critérios de desempenho (situações existentes) e dimensionamento (situações idealizadas).

Este estudo permitiu concluir que:

- A situação de simulação da via com as espessuras de camadas determinadas quando da realização de abertura de trincheiras, utilizando o carregamento do vagão teste, carga de roda de 116kN, módulos resilientes obtidos em ensaios de laboratório, modelos de cálculo numéricos incorporados nos programas Geotrack e Ferrovias conduziram a valores comparáveis de módulo de via e deflexões medidas, que permitiram considerar que este procedimento de avaliação estrutural é consistente e pode ser aplicado para outras condições.
- Na situação da via na época dos levantamentos de campo, os trechos São Diogo/Lauro Müller e Comendador Soares/Austin não atenderam a tensão admissível no lastro de 0,4MPa recomendado em AREMA (1999) enquanto os demais trechos atenderam aos critérios de verificação para a carga do vagão de teste.
- A situação de simulação da via com as espessuras de camada determinadas quando da realização de abertura de trincheiras e com carregamento do trem de

passageiros, carga de roda de 150kN mostrou que os trechos São Diogo/Lauro Müller, Comendador Soares/Austin, Realengo/Padre Miguel e Duque de Caxias/Gramacho não atenderam a tensão admissível no lastro de 0,4MPa recomendado em AREMA (1999) enquanto que os trechos Piedade/Quintino – P25 e Cascadura/Madureira atenderam a todos os critérios de verificação.

- A via na condição suposta como inicial (trilho TR-57, dormente de madeira com espaçamento de 0,54m, lastro limpo com espessura de 0,30m e subleitos originais) com carregamento do trem de passageiros, carga de roda de 150kN, a menos do trecho São Diogo Lauro/Müller onde se utilizou o dormente bi-bloco e lastro com espessura de 0,15m mostrou que todos os trechos estudados não atenderam ao valor de tensão admissível no lastro de 0,4MPa recomendado em AREMA (1999), e ainda, nos trechos Piedade/Quintino e Comendador Soares/Austin as tensões verticais atuantes no subleito superam as tensões admissíveis o que acarreta deformações permanentes no subleito e conseqüentes desnivelamentos da linha férrea.
- Ao se mudar o carregamento do vagão teste para o vagão de passageiro (116kN para 150kN) verificou-se que houve um crescimento da ordem de 15% a 30% nas tensões do trilho, nas deflexões, nas cargas distribuídas nos dormentes e na tensão vertical no subleito. No entanto, para as tensões normais no topo do lastro expressas em termos de  $\theta$  (primeiro invariante de tensões) verificou-se, de uma forma geral, um aumento maior que 100%.
- Simulando-se para os trechos analisados, uma situação de espessura convencional de lastro (30cm) com características de deformabilidade correspondente a um material novo, houve significativo aumento das tensões no subleito em relação à situação atual de espessura e contaminação de lastro existente. Nos demais itens analisados houve um aumento pouco expressivo dos parâmetros de tensões e deformações, diante da redução de aproximadamente 100% da espessura de lastro nos trechos Cascadura/Madureira, Realengo/Padre Miguel e Duque de Caxias/Gramacho. Em Piedade/Quintino - P25 houve redução na espessura do lastro de 400% e o subleito é muito flexível, de tal modo que tais ocorrências conduziram a aumentos expressivos não só nas tensões verticais do subleito, mas também nos demais itens analisados.

- O espessamento do lastro quando a via passou da situação de pequena (o convencional 30cm) espessura de lastro para a situação de grande espessura de lastro degradado que corresponde à condição atual da via, não foi capaz de minimizar de forma eficaz as tensões atuantes no lastro.
- Para o trecho Realengo/Padre Miguel na situação atual, verifica-se que uma solução para redução das tensões normais no lastro é substituir os primeiros 0,3m do lastro existente por um lastro limpo, manter uma camada de 0,2m de lastro existente e diminuir o espaçamento entre dormentes de madeira em 0,1m, passando-se o espaçamento entre dormentes para 0,44m.
- A deformação permanente do lastro pela repetição das cargas foi estimada em 0,03m para a situação inicial de espessura 30cm de lastro, num período de dez anos de tráfego intenso nos trechos estudados. Tal fato implica numa renovação parcial do lastro ao final deste período de serviço da via. Uma renovação parcial do lastro implica sempre numa sobrealtura, uma espessura aumentada de lastro implica numa maior deformação permanente. Conclui-se que se este processo se repetiu durante 5 a 8 décadas ele explica as espessuras atuais de lastro existentes nos trechos estudados, de 0,5 a 0,6m e que espessuras de lastro maiores que 0,6m teriam sido formadas por compensações de lastro devido a deformações permanentes do subleito.
- A deformação permanente estimada no subleito nos trechos Cascadura/Madureira, Realengo/Padre Miguel e Duque de Caxias/Gramacho foi menor que 2,6mm enquanto que no trecho Comendador Soares/Austin foi estimada em 120mm.
- Os programas utilizados, Ferrovia e Geotrack, apresentaram de uma forma geral, resultados próximos. No entanto, no cálculo do estado de tensões normais no lastro dos trechos estudados os programas apresentaram diferenças: o valor de  $\theta$  calculado pelo Ferrovia é pelo menos duas vezes maior na situação de simulação com o vagão teste na condição atual da via que o calculado pelo Geotrack e pelo menos 1,5 maior na situação correspondente a espessura original de lastro.
- Os dois programas indicam estados de tensão no lastro, em certas situações, em que as maiores tensões normais estão no plano horizontal o que torna os métodos tradicionais, Zimmermann e Talbot, limitados quando se investiga o estado de

tensões no lastro na medida em que os mesmos só fornecem tensões normais verticais.

- Os métodos tradicionais superestimam os valores calculados das tensões de flexão nos trilhos quando comparados com os valores calculados pelos programas. Os valores calculados de deflexão da via e tensões verticais no subleito pelos métodos tradicionais se aproximam dos calculados pelos programas.
- O estado de umidade do lastro mostrou influenciar de forma significativa o valor do módulo de via calculado e das deflexões do trilho em alguns casos. Portanto, é importante que se determine a umidade das camadas de lastro que compõem o pavimento ferroviário, sempre que se fizer um ensaio de módulo de via e viga Benkelman. Por outro lado, o estado de umidade do lastro mostrou pouca influência no cálculo das tensões do trilho, momentos fletores no trilho e no dormente, distribuição do carregamento sobre os dormentes, tensões no lastro e no subleito. Um dos grandes problemas da contaminação dos lastros é o aumento da capacidade de retenção de água no interior dos mesmos e a mudança na deformabilidade elástica resultante da presença dos finos.
- Nos trechos de dormentes de concreto as reações de apoio nos dormentes são maiores sob os pontos de aplicação do carregamento do que nos trechos de dormentes de madeira, mostrando uma tendência dos dormentes de concreto de distribuir menos a carga que os dormentes de madeira.
- Nas simulações realizadas em trechos de dormentes monoblocos de concreto ou de madeira sempre que houve um enrijecimento do lastro as tensões de flexão nos trilhos e nos dormentes diminuíram.
- O resultados obtidos nas simulações mostraram que a média das distribuições de cargas sob os dormentes nos trechos estudados depende do tipo de dormente (concreto ou madeira) e não depende do carregamento de roda (116kN ou 150kN e da espessura do lastro.
- Com base nos resultados obtidos com os ensaios dinâmicos sobre amostras de lastro do Caso Flumitrens formulou-se para os parâmetros de resiliência  $K_1$  e  $K_2$  uma correlação de  $K_2$  com  $K_1$  que permite ao se atribuir um valor a  $K_2$  determinar  $K_1$ , visto

que  $K_2$  é um parâmetro de menor gama de variação. A correlação proposta tem uma equação para o lastro no estado úmido e outra para o lastro no estado seco.

- A partir dos estudos e análises paramétricas realizadas nesta tese, são propostos passos a serem seguidos quando de uma verificação estrutural de uma via férrea em operação ou existente, ou para um projeto de um novo pavimento ferroviário a ser implantado.

Como sugestões de continuidade para esta linha de pesquisas pode-se listar:

- A implantação de trechos instrumentados para que se possa esclarecer as diferenças verificadas no cálculo das tensões normais no lastro através dos programas Ferrovias e Geotrack; assim como investigar os critérios estabelecidos para verificação e dimensionamento do pavimento ferroviário. Com relação aos critérios é de fundamental importância definir o estado de tensão admissível para os lastros constituídos de várias litologias e origens, tais como biotita gnaisse, gnaisse facoidal, traquito, sienito, basalto, riolito, granito, sílex, escória de alto forno.
- A realização de ensaios para determinação da rigidez dos dormentes de madeira e das almofadas utilizadas nos dormentes monoblocos de concreto.
- Ensaios de deformação permanente de lastros para obtenção de equações de previsão condizentes com as litologias usadas.
- Equipamento de cargas dinâmicas com tamanhos de corpos de prova condizentes com a granulometria de lastro novo.
- Estudo de novas faixas granulométricas que favoreçam a distribuição de tensões dentro do lastro.
- Realização de ensaios para definição da bacia de deflexão, com viga Benkelman ou outro equipamento mais moderno, através da passagem de um vagão com carga suficiente para promover o assentamento da linha, a seguir, se promove a passagem de um outro vagão com carga plena. Desta forma é possível retirar a deflexão de assentamento da deflexão com carga plena e assim determinar as deflexões da estrutura do pavimento.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHLF, R.E. (1975), "M/W costs: How They Are Affected by Car Weights and the Structure" *Railway Track and Structures* - March, pp.34-37.

ARANGIE, P.B.D. (1997), "The Influence of Ballast Fouling on the Resilient Behaviour of Ballast Pavement Layer" *Proceedings of Sixth International Heavy Haul Railway Conference*, April, Cape Town, South Africa, 241-256.

AMERICAN RAILWAY ENGINEERING ASSOCIATION (1918), "First Progress Report of the Special Committee on Stresses in Railroad Track" *Bulletin of AREA*, Vol. 19, No. 205, March, pp.875-1058.

AMERICAN RAILWAY ENGINEERING ASSOCIATION (1919), "Second Progress Report of the Special Committee on Stresses in Railroad Track", pp. 189-351.

AREA (1981), "Manual for Railway Engineering" (Fixed Properties) Washington, D. C..

AREA (1991), "Manual for Railway Engineering" - Vol. I e II.

AMERICAN RAILWAY ENGINEERING AND MAINTENANCE OF WAY ASSOCIATION (1999), "Manual for Railway Engineering", Vol. 1 a 4.

BRINA (1979), "*Estradas de Ferro*"- Volume 1, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro.

BROWN, S.F., SELIG, E.T. (1991), "*Chapter 6, The Design of Pavement and Rail Track Foundations*" *Cyclic Loading of Soils: From Theory to Design*, O'Reilly e Brown Editores, Blackie, London, pp 265-305.

CARNEIRO, F.B.L.(1965), "Viga Benkelman - Instrumento Auxiliar do Engenheiro de Conservação" *Anais do I Simpósio sobre Pesquisas Ferroviárias* - Instituto de Pesquisas Rodoviárias - DNER - Rio de Janeiro.

CAVAN (1994), "Memória de Cálculo" *Proposta para Fornecimento de Dormentes Monobloco de Concreto Protendido Cavan CD37 para a CBTU* – 258 a 269.

COPPETEC (1997), “*Atualização Tecnológica para Manutenção da Via Permanente*” Relatório Final da 1ª Etapa - Convênio COPPE – FLUMITRENS.

COPPETEC (1999), “*Atualização Tecnológica para Manutenção da Via Permanente*” Relatório Final da 2ª Etapa - Convênio COPPE – FLUMITRENS.

CHANG, C. S., AGEDOKE, C.W., SELIG, E.T. (1980), “Geotrack Model for Railroad Track Performance” *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 106, No. GT11, 1201-1218.

CUCONATTO, J. M. (1997), “*Estudo da Contaminação do Lastro Ferroviário e o Uso de Geossintéticos no Controle do Fenômeno*” Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

DI PILATO, M.A., STEINBERG, E.I., SIMON, R.M. (1983), “Railroad Track Substructure - Design and Performance Evaluation Practices” *Federal Railroad Administration - FRA - ORD-83/04-2*.

DUARTE, E.C. (1990), “Dimensionamento da Via Permanente para Esforços Verticais” Ciclo de Palestras, Palestra nº 4, COPPE, Rio de Janeiro.

EBERSÖHN, W., TREVISO, M.C., SELIG, E.T. (1993), “Effect of Low Track Modulus on Track Performance” *Proceedings of Fifth International Heavy Haul Railway Conference*, June, Beijing, China, pp. 379-388.

EISENMANN, J. (1993), “Deflection and Settlement Behaviour of Ballast” *The Fifth International Heavy Haul Railway Conference Annals*. Beijing, China. June. pp. 193-199.

HAY, W.W. (1982), “*Railroad Engineering*” Second, John Wiley and Sons, Inc., New York.

HUANG, Y. H. (1993), “*Pavements Analysis and Design*” Prentice –Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

KOLISOJA e MÄKELÄ (2001), “Instrumentation and Mechanical Modeling of a Full-Scale Railway Embankment” *Proceedings of Fifteenth International Conference on Soils Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol. 3, Istambul, Turquia.



LESHCHINSKY, D., CHOROS, J. e REINSCHMIDT, A.J. (1982), "A Simplified Methodology to Evaluate the Effect of Heavier Axle Loads on Track Substructure Performance" *Second International Heavy Haul Railway Conference - Pre-Conference Proceedings*, Colorado, USA, September, 82-HH-43.

MACÊDO, J.A.G. (1996), "*Interpretação de Ensaios Defletométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis*" Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

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

MEDINA, J. (1997), "*Mecânica dos Pavimentos*" - Editora UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

MEDINA, J. (2002), "Relato dos Estudos e Pesquisas de Mecânica da Via Permanente Ferroviária da Área de Geotecnia , PEC-COPPE/UFRJ", Rio de Janeiro, Brasil.

MILLER, G.A., TEH S.Y., LI D., ZAMMAN M.M. (2000), "Cyclic Shear Strength of Soft Railroad Subgrade" *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, February , 139-147.

MOTTA, L.M.G. (1991), "*Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaios de Carga Repetidas*" Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

MOTTA, L.M.G., SPADA, J.L.G., MUNIZ, L.F. (1998), "*Qualificação e Acompanhamento de Desempenho de Lastro Ferroviário por Meio de Critério de Deformação Resiliente*" Transporte em Transformação III/CNT/ANPET; Trabalhos Vencedores do Prêmio CNT Produção Acadêmica 1998, Co-edição Makron Books/Confederação Nacional do Transporte.

MUNIZ & SPADA (1998), "Estudos e Projetos de Consolidação da Via" Relatório sobre Elevado da linha 2, Trecho Triagem - Maria da Graça, Companhia do Metropolitano do Rio de Janeiro.

MUNIZ DA SILVA, L.F. (2002), "*Fundamentos para um Sistema de Gerência de Manutenção de Pavimentos Ferroviários Utilizando Critério de Deformação Resiliente*" Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

NORMAN, G.M., SELIG, E.T. (1983), "Ballast Performance Evaluation with Box Tests" *Bulletin* 692, Vol. 84 American Railway Engineering Association, 207-239.

ORTIGÃO, J.A.R. (1993), "*Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*" Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda.

PEREZ-ESPINOSA, V.R. (1987), "*Ensaio Triaxiais de Carga Repetida de uma Brita*" Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

PFEIL, W. (1985), "*Estruturas de Madeira*" Editora Livros Técnicos e Científicos S.A.

PORTO, T.G (1984), "*A Infra-estrutura da Via Férrea*" Tese de Mestrado, Escola Politécnica da USP, São Paulo, Brasil.

RAYMOND, G. P. (1985), "Analysis of Track Support and Determination of Track Modulus" Transportation Research Record 1022, TRB, National Research Council, Washington, D. C., pp. 80-90.

REINSCHMIDT, A.J., SELIG, E.T., KLASSEN, M.J., CHRISMER S.M. (1989), "Development of a Performance Specification for Ballast in the North American Railroad Freight Environment" *The Fourth International Heavy Haul Railway Conference Annals*, Brisbane, Australia, September, pp. 462-466.

RELATÓRIO N<sup>o</sup> 33.443 (1995), "*Ensaio Dinâmicos na Ferrovia da FLUMITRENS*" - Instituto de Pesquisas Tecnológicas - Agosto - São Paulo, Brasil.

RODRIGUES, R.M. (1991), "*Estudo do Trincamento dos Pavimentos*" - Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

RODRIGUES, R.M., DYNATEST ENGENHARIA Ltda. (1993a), "*Análise Estrutural da Via Permanente Ferroviária*" - São Paulo, Brasil.

RODRIGUES R.M., DYNATEST ENGENHARIA Ltda. (1993b), "*Metodologia para Projeto e Controle da Execução de Via Permanente Ferroviária*" - São Paulo, Brasil.

RUST, J. e SELIG, E.T. (1992) "*Geotrack for Windows*" – Amherst, EUA.

SANTOS, J.D.G. (1998), "*Contribuição ao Estudo dos Solos Lateríticos Granulares como Camada de Pavimento*" Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

SELIG, E.T. e Li, D. (1994), "Track Modulus: Its Meaning and Factors Influencing It". *Transportation Research Record* 1470. Washington, D.C. pp.47-53.

SELIG, E.T. e WATERS, J.M. (1994), "*Track Geotechnology and Substructure Management*". Thomas Telford Services. London.

SHAHU, J.T., RAO, N.S.V. e YUDHBIR (1999), "Parametric Study of Resilient Response of Tracks with a Sub-ballast Layer" *Canadian Geotechnical Journal*", Vol. 36, 1137-1150.

STOPATTO, S. (1987), "*Via Permanente Ferroviária*" Conceitos e Aplicações, Editora da Universidade de São Paulo.

STEWART, H. E. (1986), "Permanent Strains from Cyclic Variable-Amplitude Loadings" *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 112, No. 6, June,

SVENSON, M. (1980), "*Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos*" Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

YODER, E.J., WITCZAK, M. W. (1975), "*Principles of Pavement Design*" Willey, New York.

ZAREMBSKI, A.M. e CHOROS, J. (1979), "On the Measurement and Calculation of Vertical Track Modulus" - *Proceedings AREA, Bulletin 675*, Vol. 81. - pp. -157 -173.

**ANEXO**

**EXEMPLO DE SAÍDA DOS PROGRAMAS**

**FERROVIA**

**GEOTRACK**

# FERROVIA

## CONTACT.DAT

-.252  
 .386  
 1.272  
 2.042  
 1.762  
 1.752  
 2.010  
 1.232  
 .402  
 -.009  
 -.182

## DISTRIBUICAO DAS PRESSOES DE CONTATO

DORMENTE No: 1  
 No 1 .0000000  
 No 2 .0000000  
 No 3 .0000000  
 No 4 .0000000  
 No 5 .0000000  
 No 6 .0000000  
 No 7 .0000000  
 No 8 .0000000  
 No 9 .0000000  
 No 10 .0000000  
 No 11 .0000000

DORMENTE No: 2  
 No 12 .3859305  
 No 13 .3859305  
 No 14 .3859305  
 No 15 .3859305  
 No 16 .3859305  
 No 17 .0000000  
 No 18 .3859097  
 No 19 .3859097  
 No 20 .3859097  
 No 21 .3859097  
 No 22 .3859097

DORMENTE No: 3  
 No 23 1.2720970  
 No 24 1.2720970  
 No 25 1.2720970  
 No 26 1.2720970  
 No 27 1.2720970  
 No 28 .0000000  
 No 29 1.2720380  
 No 30 1.2720380  
 No 31 1.2720380  
 No 32 1.2720380  
 No 33 1.2720380

DORMENTE No: 4  
 No 34 2.0415590  
 No 35 2.0415590

No 36	2.0415590
No 37	2.0415590
No 38	2.0415590
No 39	.0000000
No 40	2.0414720
No 41	2.0414720
No 42	2.0414720
No 43	2.0414720
No 44	2.0414720

DORMENTE No: 5

No 45	1.7624550
No 46	1.7624550
No 47	1.7624550
No 48	1.7624550
No 49	1.7624550
No 50	.0000000
No 51	1.7623580
No 52	1.7623580
No 53	1.7623580
No 54	1.7623580
No 55	1.7623580

DORMENTE No: 6

No 56	1.7522880
No 57	1.7522880
No 58	1.7522880
No 59	1.7522880
No 60	1.7522880
No 61	.0000000
No 62	1.7521980
No 63	1.7521980
No 64	1.7521980
No 65	1.7521980
No 66	1.7521980

DORMENTE No: 7

No 67	2.0103610
No 68	2.0103610
No 69	2.0103610
No 70	2.0103610
No 71	2.0103610
No 72	.0000000
No 73	2.0102740
No 74	2.0102740
No 75	2.0102740
No 76	2.0102740
No 77	2.0102740

DORMENTE No: 8

No 78	1.2317780
No 79	1.2317780
No 80	1.2317780
No 81	1.2317780
No 82	1.2317780
No 83	.0000000
No 84	1.2317050
No 85	1.2317050
No 86	1.2317050
No 87	1.2317050
No 88	1.2317050

DORMENTE No: 9  
No 89 .4021319  
No 90 .4021319  
No 91 .4021319  
No 92 .4021319  
No 93 .4021319  
No 94 .0000000  
No 95 .4020868  
No 96 .4020868  
No 97 .4020868  
No 98 .4020868  
No 99 .4020868

DORMENTE No: 10  
No 100 .0000000  
No 101 .0000000  
No 102 .0000000  
No 103 .0000000  
No 104 .0000000  
No 105 .0000000  
No 106 .0000000  
No 107 .0000000  
No 108 .0000000  
No 109 .0000000  
No 110 .0000000

DORMENTE No: 11  
No 111 .0000000  
No 112 .0000000  
No 113 .0000000  
No 114 .0000000  
No 115 .0000000  
No 116 .0000000  
No 117 .0000000  
No 118 .0000000  
No 119 .0000000  
No 120 .0000000  
No 121 .0000000

## RESPOSTA.DAT

D E S L O C A M E N T O S   E   R O T A C O E S		
PONTO NODAL	DESLOCAMENTO	ROTACAO
1	-.13945740E-02	.70281610E-04
2	.73630650E-03	.72524730E-04
3	.21337930E-02	-.75439530E-05
4	.70343490E-03	-.72661350E-04
5	-.89966930E-03	-.43075210E-04
6	-.14740130E-02	-.73397850E-09
7	-.89971620E-03	.43072770E-04
8	.70330270E-03	.72657570E-04
9	.21335890E-02	.75439110E-05
10	.73619440E-03	-.72520260E-04
11	-.13945550E-02	-.70277320E-04
12	-.35931470E-02	-.13166330E-03
13	-.75127570E-02	-.12863420E-03
14	-.99427270E-02	.11242120E-04
15	-.75359410E-02	.12663720E-03
16	-.46267120E-02	.80260670E-04
17	-.35565450E-02	.21717740E-08
18	-.46265850E-02	-.80254770E-04
19	-.75356250E-02	-.12662940E-03
20	-.99422620E-02	-.11241050E-04
21	-.75124190E-02	.12862690E-03
22	-.35930300E-02	.13165580E-03
23	-.66137360E-02	-.41585530E-03
24	-.19038200E-01	-.41073550E-03
25	-.26829430E-01	.37228060E-04
26	-.19066210E-01	.40526660E-03
27	-.98391440E-02	.25311260E-03
28	-.64642120E-02	.79080760E-08
29	-.98386950E-02	-.25309350E-03
30	-.19065200E-01	-.40524540E-03
31	-.26828050E-01	-.37228290E-04
32	-.19037270E-01	.41071320E-03
33	-.66134700E-02	.41583320E-03
34	-.89622930E-02	-.65743040E-03
35	-.28630440E-01	-.65195360E-03
36	-.41017620E-01	.59712500E-04
37	-.28650480E-01	.64415440E-03
38	-.14022790E-01	.40058630E-03
39	-.86814480E-02	.14978470E-07
40	-.14021980E-01	-.40055450E-03
41	-.28648790E-01	-.64412420E-03
42	-.41015450E-01	-.59715430E-04
43	-.28629010E-01	.65191830E-03
44	-.89618920E-02	.65739660E-03
45	-.93177700E-02	-.58187040E-03
46	-.26688820E-01	-.57336330E-03
47	-.37562220E-01	.50879020E-04
48	-.26782430E-01	.56364880E-03
49	-.13933700E-01	.35273590E-03
50	-.92303830E-02	.13353790E-07
51	-.13932950E-01	-.35270530E-03
52	-.26780800E-01	-.56361470E-03
53	-.37559980E-01	-.50877410E-04
54	-.26687250E-01	.57332830E-03
55	-.93172680E-02	.58183460E-03



56	-.92862220E-02	-.57856660E-03
57	-.26558530E-01	-.57009710E-03
58	-.37369990E-01	.50578390E-04
59	-.26652050E-01	.56042780E-03
60	-.13876460E-01	.35073280E-03
61	-.91998670E-02	.12468400E-07
62	-.13875760E-01	-.35070350E-03
63	-.26650500E-01	-.56039400E-03
64	-.37367810E-01	-.50576090E-04
65	-.26556980E-01	.57006350E-03
66	-.92857070E-02	.57853210E-03
67	-.88838520E-02	-.64749040E-03
68	-.28254410E-01	-.64207470E-03
69	-.40453940E-01	.58779800E-04
70	-.28275320E-01	.63436770E-03
71	-.13869240E-01	.39452880E-03
72	-.86087040E-02	.11651110E-07
73	-.13868580E-01	-.39450150E-03
74	-.28273870E-01	-.63433700E-03
75	-.40451930E-01	-.58778200E-04
76	-.28253010E-01	.64204260E-03
77	-.88834190E-02	.64745790E-03
78	-.65637350E-02	-.40365230E-03
79	-.18621170E-01	-.39843870E-03
80	-.26177860E-01	.35995000E-04
81	-.18653690E-01	.39294920E-03
82	-.97033930E-02	.24558530E-03
83	-.64288020E-02	.94651980E-08
84	-.97028540E-02	-.24556270E-03
85	-.18652490E-01	-.39292290E-03
86	-.26176170E-01	-.35993740E-04
87	-.18620000E-01	.39841160E-03
88	-.65633920E-02	.40362490E-03
89	-.37378140E-02	-.13843420E-03
90	-.78557130E-02	-.13492160E-03
91	-.10401600E-01	.11742060E-04
92	-.78826350E-02	.13265390E-03
93	-.48320610E-02	.84215050E-04
94	-.37091240E-02	.56159800E-08
95	-.48317400E-02	-.84201350E-04
96	-.78819030E-02	-.13263790E-03
97	-.10400570E-01	-.11741030E-04
98	-.78549950E-02	.13490560E-03
99	-.37375810E-02	.13841790E-03
100	-.17471690E-02	-.19067830E-05
101	-.17913290E-02	-.60236140E-06
102	-.17903920E-02	-.60077680E-08
103	-.17868940E-02	.10349550E-05
104	-.17376100E-02	.18040990E-05
105	-.17135300E-02	.20938360E-08
106	-.17374920E-02	-.17991750E-05
107	-.17866310E-02	-.10292530E-05
108	-.17900220E-02	.66417490E-08
109	-.17910570E-02	.59706720E-06
110	-.17470600E-02	.19012830E-05
111	-.74149640E-03	.54502990E-04
112	.90031520E-03	.55175140E-04
113	.19608590E-02	-.49681300E-05
114	.91274750E-03	-.53918080E-04
115	-.28963350E-03	-.32539960E-04
116	-.72350450E-03	-.45383320E-09

117	-.28966290E-03	.32538460E-04
118	.91266590E-03	.53915790E-04
119	.19607350E-02	.49682080E-05
120	.90025090E-03	-.55172280E-04
121	-.74147660E-03	-.54500230E-04
122	.29989400E-01	-.64752940E-03
123	.12506110E-01	-.64752840E-03
124	-.53972150E-02	-.69420290E-03
125	-.25821020E-01	-.83423040E-03
126	-.50642700E-01	-.99615260E-03
127	-.79167160E-01	-.11085110E-02
128	-.10793640E+00	-.93577280E-03
129	-.12501320E+00	-.24240600E-03
130	-.12161730E+00	.38530020E-03
131	-.11007460E+00	.36105580E-03
132	-.10505090E+00	.11186600E-04
133	-.10946420E+00	-.33798090E-03
134	-.12037550E+00	-.36200110E-03
135	-.12316590E+00	.26356850E-03
136	-.10562510E+00	.94666750E-03
137	-.76856690E-01	.10952360E-02
138	-.49240580E-01	.93733190E-03
139	-.26946490E-01	.70101400E-03
140	-.11421480E-01	.46073490E-03
141	-.14323750E-02	.29094790E-03
142	.49096340E-02	.19004230E-03
143	.94353450E-02	.15640740E-03
144	.13658350E-01	.15640760E-03
145	.29987530E-01	-.64749020E-03
146	.12505310E-01	-.64748920E-03
147	-.53969500E-02	-.69416270E-03
148	-.25819640E-01	-.83418740E-03
149	-.50640110E-01	-.99610670E-03
150	-.79163340E-01	-.11084650E-02
151	-.10793140E+00	-.93573420E-03
152	-.12500740E+00	-.24238400E-03
153	-.12161110E+00	.38530650E-03
154	-.11006840E+00	.36105440E-03
155	-.10504470E+00	.11182200E-04
156	-.10945820E+00	-.33798770E-03
157	-.12036970E+00	-.36200900E-03
158	-.12316040E+00	.26355920E-03
159	-.10561980E+00	.94665240E-03
160	-.76851960E-01	.10952110E-02
161	-.49236680E-01	.93729780E-03
162	-.26943550E-01	.70097690E-03
163	-.11419540E-01	.46069920E-03
164	-.14313460E-02	.29091640E-03
165	.49098720E-02	.19001490E-03
166	.94348650E-02	.15638120E-03
167	.13657160E-01	.15638140E-03

**TIESAI.DAT**

## ARQUIVO DE DADOS

3	1	5	5	4			
280.000		24.000		.000	54.000	.000	
1	.000		.250	30.000	1517.000	.557	.000
	.000	45.000					
1	.000		.400	20.000	4734.000	-.532	.000
	.200	35.000					
1	.000		.400	600.000	5368.000	-.451	.000
	.200	35.000					
0							
1	-270.000		80.000				
2	-216.000		80.000				
3	-162.000		80.000				
4	-108.000		80.000				
5	-54.000		80.000				
6	.000		80.000				
7	-270.000		140.000				
8	-216.000		140.000				
9	-162.000		140.000				
10	-108.000		140.000				
11	-54.000		140.000				
12	.000		140.000				

## INCREMENTO DE CARGA No: 1

## SUBCAMADA MODULO (kgf/cm2)

1	1393.05
2	2265.79
3	1916.29
4	1498.18
5	1366.88
6	6077.99
7	6232.89
8	6769.33
9	6998.56
10	7404.54
11	8070.82
12	8906.12
13	10470.28
14	13342.19
15	18504.76
16	27324.88
17	36468.34

## INCREMENTO DE CARGA No: 2

## SUBCAMADA MODULO (kgf/cm2)

1	1916.36
2	3154.62
3	2674.30
4	2032.87
5	1894.97
6	4465.50
7	4554.53
8	4914.54
9	5067.83
10	5354.50
11	6085.89

12	6544.16
13	7465.43
14	9244.05
15	12648.25
16	19399.32
17	29568.40

INCREMENTO DE CARGA No: 3

SUBCAMADA	MODULO (kgf/cm2)
1	2228.34
2	3679.54
3	3115.39
4	2342.92
5	2152.35
6	3973.59
7	4032.90
8	4324.21
9	4459.23
10	4694.31
11	5455.61
12	5896.53
13	6723.29
14	8283.43
15	11209.38
16	16908.41
17	26907.31

INCREMENTO DE CARGA No: 4

SUBCAMADA	MODULO (kgf/cm2)
1	2331.56
2	3856.51
3	3260.37
4	2436.27
5	2215.33
6	3872.59
7	3912.34
8	4179.10
9	4305.44
10	4521.58
11	5285.21
12	5721.46
13	6526.26
14	8038.20
15	10862.71
16	16253.96
17	26079.22

RUPTURA EM X=	-270.000	Y=	140.000	Z=	3.000
RUPTURA EM X=	-270.000	Y=	80.000	Z=	9.000
RUPTURA EM X=	-270.000	Y=	140.000	Z=	9.000
RUPTURA EM X=	-270.000	Y=	80.000	Z=	15.000
RUPTURA EM X=	-270.000	Y=	140.000	Z=	15.000

INCREMENTO DE CARGA No: 5

SUBCAMADA	MODULO (kgf/cm2)
1	2332.67

2 3860.43  
 3 3261.02  
 4 2430.69  
 5 2203.52  
 6 3891.77  
 7 3928.53  
 8 4190.99  
 9 4316.08  
 10 4529.07  
 11 5292.34  
 12 5730.82  
 13 6536.70  
 14 8049.36  
 15 10879.71  
 16 16245.69  
 17 26076.56

P R O G R A M A F L A P S

\* \* T E N S O E S N O R M A I S \* \*

X	Y	Z	Sx	Sy	Sz
-270.000	80.000	3.000	.8961E-02	.3051E-01	.1805E+00
-216.000	80.000	3.000	.2062E+00	.2454E+00	.7552E+00
-162.000	80.000	3.000	.6453E+00	.6854E+00	.1754E+01
-108.000	80.000	3.000	.1032E+01	.1073E+01	.2641E+01
-54.000	80.000	3.000	.8994E+00	.9727E+00	.2570E+01
.000	80.000	3.000	.8943E+00	.9673E+00	.2557E+01
-270.000	140.000	3.000	.3699E-01	-.1207E-01	.1176E+00
-216.000	140.000	3.000	.1873E+00	.8131E-01	.5024E+00
-162.000	140.000	3.000	.4660E+00	.3189E+00	.1173E+01
-108.000	140.000	3.000	.7100E+00	.5279E+00	.1757E+01
-54.000	140.000	3.000	.6748E+00	.4313E+00	.1719E+01
.000	140.000	3.000	.6711E+00	.4287E+00	.1709E+01
-270.000	80.000	9.000	.9798E+00	.1074E+01	-.5761E-01
-216.000	80.000	9.000	.1897E+01	.2023E+01	.2215E+00
-162.000	80.000	9.000	.2355E+01	.2420E+01	.9652E+00
-108.000	80.000	9.000	.3069E+01	.3161E+01	.1606E+01
-54.000	80.000	9.000	.3958E+01	.4100E+01	.1292E+01
.000	80.000	9.000	.3942E+01	.4084E+01	.1284E+01
-270.000	140.000	9.000	.9101E+00	.4704E+00	-.3791E-01
-216.000	140.000	9.000	.1856E+01	.1058E+01	.1038E+00
-162.000	140.000	9.000	.2456E+01	.1579E+01	.4984E+00
-108.000	140.000	9.000	.3176E+01	.2100E+01	.8415E+00
-54.000	140.000	9.000	.4077E+01	.2547E+01	.6598E+00
.000	140.000	9.000	.4059E+01	.2535E+01	.6557E+00
-270.000	80.000	15.000	.6968E+00	.7924E+00	-.7437E-03
-216.000	80.000	15.000	.1335E+01	.1434E+01	.2858E+00
-162.000	80.000	15.000	.1616E+01	.1597E+01	.9434E+00
-108.000	80.000	15.000	.2054E+01	.2041E+01	.1511E+01
-54.000	80.000	15.000	.2742E+01	.2761E+01	.1308E+01
.000	80.000	15.000	.2731E+01	.2751E+01	.1300E+01
-270.000	140.000	15.000	.7951E+00	.2453E+00	-.6248E-03
-216.000	140.000	15.000	.1579E+01	.5823E+00	.1391E+00
-162.000	140.000	15.000	.2008E+01	.9150E+00	.4601E+00

-108.000	140.000	15.000	.2560E+01	.1218E+01	.7369E+00
-54.000	140.000	15.000	.3370E+01	.1461E+01	.6375E+00
.000	140.000	15.000	.3356E+01	.1454E+01	.6338E+00
-270.000	80.000	21.000	.3412E+00	.4514E+00	.1489E-01
-216.000	80.000	21.000	.6703E+00	.7974E+00	.2673E+00
-162.000	80.000	21.000	.8429E+00	.8536E+00	.8187E+00
-108.000	80.000	21.000	.1082E+01	.1094E+01	.1295E+01
-54.000	80.000	21.000	.1416E+01	.1489E+01	.1147E+01
.000	80.000	21.000	.1411E+01	.1484E+01	.1140E+01
-270.000	140.000	21.000	.5448E+00	.2892E-01	.9251E-02
-216.000	140.000	21.000	.1061E+01	.1300E+00	.1308E+00
-162.000	140.000	21.000	.1314E+01	.2998E+00	.3922E+00
-108.000	140.000	21.000	.1670E+01	.4255E+00	.6176E+00
-54.000	140.000	21.000	.2219E+01	.4452E+00	.5514E+00
.000	140.000	21.000	.2210E+01	.4427E+00	.5482E+00
-270.000	80.000	27.000	.2758E+00	.3507E+00	.1348E-01
-216.000	80.000	27.000	.5559E+00	.6421E+00	.2322E+00
-162.000	80.000	27.000	.7262E+00	.7321E+00	.7075E+00
-108.000	80.000	27.000	.9419E+00	.9467E+00	.1115E+01
-54.000	80.000	27.000	.1208E+01	.1256E+01	.9927E+00
.000	80.000	27.000	.1203E+01	.1252E+01	.9870E+00
-270.000	140.000	27.000	.3914E+00	.6055E-01	.8398E-02
-216.000	140.000	27.000	.7792E+00	.1794E+00	.1154E+00
-162.000	140.000	27.000	.9960E+00	.3379E+00	.3443E+00
-108.000	140.000	27.000	.1274E+01	.4666E+00	.5398E+00
-54.000	140.000	27.000	.1669E+01	.5197E+00	.4849E+00
.000	140.000	27.000	.1662E+01	.5170E+00	.4821E+00
-270.000	80.000	32.000	.2373E+00	.2812E+00	.3064E-01
-216.000	80.000	32.000	.5087E+00	.5500E+00	.2510E+00
-162.000	80.000	32.000	.7226E+00	.6998E+00	.6987E+00
-108.000	80.000	32.000	.9612E+00	.9317E+00	.1082E+01
-54.000	80.000	32.000	.1177E+01	.1166E+01	.9944E+00
.000	80.000	32.000	.1172E+01	.1161E+01	.9888E+00
-270.000	140.000	32.000	.2973E+00	.7652E-01	.1962E-01
-216.000	140.000	32.000	.6173E+00	.2124E+00	.1349E+00
-162.000	140.000	32.000	.8365E+00	.3842E+00	.3619E+00
-108.000	140.000	32.000	.1088E+01	.5320E+00	.5548E+00
-54.000	140.000	32.000	.1381E+01	.5944E+00	.5186E+00
.000	140.000	32.000	.1375E+01	.5914E+00	.5157E+00
-270.000	80.000	36.000	.2429E+00	.2664E+00	.3606E-01
-216.000	80.000	36.000	.5141E+00	.5283E+00	.2477E+00
-162.000	80.000	36.000	.7175E+00	.6822E+00	.6652E+00
-108.000	80.000	36.000	.9476E+00	.9030E+00	.1022E+01
-54.000	80.000	36.000	.1174E+01	.1134E+01	.9525E+00
.000	80.000	36.000	.1169E+01	.1129E+01	.9472E+00
-270.000	140.000	36.000	.2551E+00	.1102E+00	.2330E-01
-216.000	140.000	36.000	.5424E+00	.2715E+00	.1364E+00
-162.000	140.000	36.000	.7563E+00	.4443E+00	.3513E+00
-108.000	140.000	36.000	.9859E+00	.6022E+00	.5333E+00
-54.000	140.000	36.000	.1240E+01	.7021E+00	.5070E+00
.000	140.000	36.000	.1235E+01	.6988E+00	.5042E+00
-270.000	80.000	40.000	.2062E+00	.2250E+00	.4597E-01
-216.000	80.000	40.000	.4363E+00	.4466E+00	.2578E+00
-162.000	80.000	40.000	.6086E+00	.5774E+00	.6574E+00
-108.000	80.000	40.000	.8032E+00	.7639E+00	.9979E+00
-54.000	80.000	40.000	.9960E+00	.9597E+00	.9499E+00
.000	80.000	40.000	.9916E+00	.9557E+00	.9447E+00
-270.000	140.000	40.000	.2149E+00	.9528E-01	.2992E-01
-216.000	140.000	40.000	.4589E+00	.2337E+00	.1480E+00
-162.000	140.000	40.000	.6431E+00	.3810E+00	.3620E+00
-108.000	140.000	40.000	.8388E+00	.5162E+00	.5422E+00

-54.000	140.000	40.000	.1054E+01	.6025E+00	.5274E+00
.000	140.000	40.000	.1049E+01	.5996E+00	.5245E+00
-270.000	80.000	44.000	.1919E+00	.2048E+00	.5594E-01
-216.000	80.000	44.000	.4065E+00	.4088E+00	.2670E+00
-162.000	80.000	44.000	.5671E+00	.5317E+00	.6468E+00
-108.000	80.000	44.000	.7463E+00	.7016E+00	.9707E+00
-54.000	80.000	44.000	.9286E+00	.8830E+00	.9431E+00
.000	80.000	44.000	.9245E+00	.8793E+00	.9380E+00
-270.000	140.000	44.000	.1918E+00	.9222E-01	.3665E-01
-216.000	140.000	44.000	.4138E+00	.2228E+00	.1581E+00
-162.000	140.000	44.000	.5866E+00	.3580E+00	.3677E+00
-108.000	140.000	44.000	.7650E+00	.4833E+00	.5437E+00
-54.000	140.000	44.000	.9590E+00	.5680E+00	.5407E+00
.000	140.000	44.000	.9547E+00	.5653E+00	.5378E+00
-270.000	80.000	48.000	.1685E+00	.1785E+00	.6337E-01
-216.000	80.000	48.000	.3577E+00	.3575E+00	.2726E+00
-162.000	80.000	48.000	.5002E+00	.4670E+00	.6347E+00
-108.000	80.000	48.000	.6586E+00	.6167E+00	.9432E+00
-54.000	80.000	48.000	.8186E+00	.7747E+00	.9323E+00
.000	80.000	48.000	.8150E+00	.7715E+00	.9273E+00
-270.000	140.000	48.000	.1665E+00	.8242E-01	.4172E-01
-216.000	140.000	48.000	.3614E+00	.1984E+00	.1659E+00
-162.000	140.000	48.000	.5157E+00	.3179E+00	.3722E+00
-108.000	140.000	48.000	.6731E+00	.4293E+00	.5449E+00
-54.000	140.000	48.000	.8417E+00	.5046E+00	.5513E+00
.000	140.000	48.000	.8380E+00	.5022E+00	.5483E+00
-270.000	80.000	55.000	.1555E+00	.1606E+00	.7682E-01
-216.000	80.000	55.000	.3204E+00	.3137E+00	.2844E+00
-162.000	80.000	55.000	.4300E+00	.3937E+00	.6189E+00
-108.000	80.000	55.000	.5575E+00	.5119E+00	.9045E+00
-54.000	80.000	55.000	.7114E+00	.6605E+00	.9210E+00
.000	80.000	55.000	.7084E+00	.6578E+00	.9161E+00
-270.000	140.000	55.000	.1468E+00	.7965E-01	.5092E-01
-216.000	140.000	55.000	.3178E+00	.1836E+00	.1800E+00
-162.000	140.000	55.000	.4509E+00	.2814E+00	.3806E+00
-108.000	140.000	55.000	.5850E+00	.3757E+00	.5480E+00
-54.000	140.000	55.000	.7376E+00	.4512E+00	.5703E+00
.000	140.000	55.000	.7343E+00	.4492E+00	.5673E+00
-270.000	80.000	70.000	.1178E+00	.1248E+00	.9269E-01
-216.000	80.000	70.000	.2400E+00	.2400E+00	.2901E+00
-162.000	80.000	70.000	.3167E+00	.2938E+00	.5733E+00
-108.000	80.000	70.000	.4079E+00	.3788E+00	.8165E+00
-54.000	80.000	70.000	.5264E+00	.4962E+00	.8699E+00
.000	80.000	70.000	.5242E+00	.4942E+00	.8654E+00
-270.000	140.000	70.000	.1171E+00	.5714E-01	.6201E-01
-216.000	140.000	70.000	.2498E+00	.1329E+00	.1933E+00
-162.000	140.000	70.000	.3483E+00	.2052E+00	.3789E+00
-108.000	140.000	70.000	.4500E+00	.2734E+00	.5333E+00
-54.000	140.000	70.000	.5722E+00	.3287E+00	.5770E+00
.000	140.000	70.000	.5696E+00	.3271E+00	.5740E+00
-270.000	80.000	95.000	.7533E-01	.8191E-01	.9801E-01
-216.000	80.000	95.000	.1510E+00	.1551E+00	.2697E+00
-162.000	80.000	95.000	.1947E+00	.1850E+00	.4852E+00
-108.000	80.000	95.000	.2492E+00	.2367E+00	.6726E+00
-54.000	80.000	95.000	.3255E+00	.3147E+00	.7513E+00
.000	80.000	95.000	.3241E+00	.3135E+00	.7476E+00
-270.000	140.000	95.000	.7767E-01	.3555E-01	.6609E-01
-216.000	140.000	95.000	.1632E+00	.8296E-01	.1879E+00
-162.000	140.000	95.000	.2231E+00	.1282E+00	.3447E+00
-108.000	140.000	95.000	.2872E+00	.1704E+00	.4751E+00
-54.000	140.000	95.000	.3682E+00	.2055E+00	.5326E+00

.000	140.000	95.000	.3666E+00	.2046E+00	.5299E+00
-270.000	80.000	135.000	.3818E-01	.4370E-01	.8085E-01
-216.000	80.000	135.000	.7520E-01	.8110E-01	.2067E+00
-162.000	80.000	135.000	.9460E-01	.9371E-01	.3490E+00
-108.000	80.000	135.000	.1206E+00	.1191E+00	.4745E+00
-54.000	80.000	135.000	.1591E+00	.1608E+00	.5482E+00
.000	80.000	135.000	.1585E+00	.1601E+00	.5456E+00
-270.000	140.000	135.000	.4270E-01	.1659E-01	.5484E-01
-216.000	140.000	135.000	.8744E-01	.3958E-01	.1482E+00
-162.000	140.000	135.000	.1158E+00	.6239E-01	.2609E+00
-108.000	140.000	135.000	.1485E+00	.8282E-01	.3548E+00
-54.000	140.000	135.000	.1925E+00	.9963E-01	.4069E+00
.000	140.000	135.000	.1917E+00	.9916E-01	.4049E+00
-270.000	80.000	205.000	.1587E-01	.1972E-01	.4904E-01
-216.000	80.000	205.000	.3042E-01	.3521E-01	.1205E+00
-162.000	80.000	205.000	.3679E-01	.3808E-01	.1961E+00
-108.000	80.000	205.000	.4658E-01	.4795E-01	.2634E+00
-54.000	80.000	205.000	.6250E-01	.6645E-01	.3107E+00
.000	80.000	205.000	.6225E-01	.6621E-01	.3092E+00
-270.000	140.000	205.000	.2075E-01	.5268E-02	.3338E-01
-216.000	140.000	205.000	.4106E-01	.1315E-01	.8786E-01
-162.000	140.000	205.000	.5191E-01	.2159E-01	.1512E+00
-108.000	140.000	205.000	.6604E-01	.2882E-01	.2040E+00
-54.000	140.000	205.000	.8726E-01	.3420E-01	.2370E+00
.000	140.000	205.000	.8690E-01	.3403E-01	.2358E+00
-270.000	80.000	325.000	.5335E-02	.7384E-02	.2247E-01
-216.000	80.000	325.000	.9751E-02	.1250E-01	.5429E-01
-162.000	80.000	325.000	.1092E-01	.1218E-01	.8677E-01
-108.000	80.000	325.000	.1365E-01	.1508E-01	.1159E+00
-54.000	80.000	325.000	.1892E-01	.2188E-01	.1381E+00
.000	80.000	325.000	.1885E-01	.2181E-01	.1374E+00
-270.000	140.000	325.000	.8459E-02	.9719E-03	.1532E-01
-216.000	140.000	325.000	.1612E-01	.2729E-02	.3988E-01
-162.000	140.000	325.000	.1928E-01	.4915E-02	.6791E-01
-108.000	140.000	325.000	.2428E-01	.6645E-02	.9133E-01
-54.000	140.000	325.000	.3287E-01	.7645E-02	.1067E+00
.000	140.000	325.000	.3273E-01	.7606E-02	.1062E+00
-270.000	80.000	525.000	.2667E-03	.1118E-02	.9966E-02
-216.000	80.000	525.000	-.4552E-03	.6860E-03	.2394E-01
-162.000	80.000	525.000	-.2358E-02	-.1837E-02	.3805E-01
-108.000	80.000	525.000	-.3468E-02	-.2878E-02	.5074E-01
-54.000	80.000	525.000	-.3216E-02	-.1988E-02	.6063E-01
.000	80.000	525.000	-.3194E-02	-.1965E-02	.6034E-01
-270.000	140.000	525.000	.2150E-02	.9208E-03	.6799E-02
-216.000	140.000	525.000	.3287E-02	-.2199E-02	.1763E-01
-162.000	140.000	525.000	.2403E-02	-.3473E-02	.2992E-01
-108.000	140.000	525.000	.2599E-02	-.4618E-02	.4020E-01
-54.000	140.000	525.000	.4775E-02	-.5543E-02	.4706E-01
.000	140.000	525.000	.4764E-02	-.5517E-02	.4683E-01

\* \* T E N S O E S C I S A L H A N T E S \* \*

X	Y	Z	Txy	Tzx	Tzy
-270.000	80.000	3.000	.1363E-01	-.8035E-01	-.1478E+00
-216.000	80.000	3.000	.6070E-01	-.1573E+00	-.5442E+00
-162.000	80.000	3.000	.1427E+00	-.1601E+00	-.1136E+01
-108.000	80.000	3.000	.2111E+00	-.8960E-01	-.1538E+01



-54.000	80.000	3.000	.2095E+00-.2431E-01-.1726E+01
.000	80.000	3.000	.2084E+00 .2968E-01-.1717E+01
-270.000	140.000	3.000	.1165E-01-.5046E-01-.1311E+00
-216.000	140.000	3.000	.5408E-01-.1013E+00-.5034E+00
-162.000	140.000	3.000	.1285E+00-.1047E+00-.1072E+01
-108.000	140.000	3.000	.1890E+00-.5655E-01-.1458E+01
-54.000	140.000	3.000	.1886E+00-.1333E-01-.1623E+01
.000	140.000	3.000	.1876E+00 .1678E-01-.1614E+01
-270.000	80.000	9.000	.1424E+00-.5711E-01 .6971E+01
-216.000	80.000	9.000	.3189E+00-.1129E+00 .1564E+02
-162.000	80.000	9.000	.4710E+00-.1157E+00 .2307E+02
-108.000	80.000	9.000	.6181E+00-.6381E-01 .3010E+02
-54.000	80.000	9.000	.7630E+00-.1640E-01 .3742E+02
.000	80.000	9.000	.7595E+00 .2026E-01 .3725E+02
-270.000	140.000	9.000	.1067E+00-.3614E-01-.1492E+01
-216.000	140.000	9.000	.3038E+00-.7356E-01-.4259E+01
-162.000	140.000	9.000	.5538E+00-.7679E-01-.7732E+01
-108.000	140.000	9.000	.7526E+00-.4063E-01-.1039E+02
-54.000	140.000	9.000	.8588E+00-.8740E-02-.1203E+02
.000	140.000	9.000	.8544E+00 .1124E-01-.1196E+02
-270.000	80.000	15.000	.1842E+00 .3570E-01 .9702E+01
-216.000	80.000	15.000	.4333E+00 .7252E-01 .2908E+02
-162.000	80.000	15.000	.6786E+00 .7562E-01 .4835E+02
-108.000	80.000	15.000	.9126E+00 .4011E-01 .4923E+02
-54.000	80.000	15.000	.1082E+01 .8737E-02 .3070E+02
.000	80.000	15.000	.1077E+01-.1120E-01-.7547E+00
-270.000	140.000	15.000	.1324E+00 .2214E-01 .8701E+01
-216.000	140.000	15.000	.3793E+00 .4566E-01 .2721E+02
-162.000	140.000	15.000	.6948E+00 .4806E-01 .4607E+02
-108.000	140.000	15.000	.9459E+00 .2495E-01 .4698E+02
-54.000	140.000	15.000	.1076E+01 .4885E-02 .2898E+02
.000	140.000	15.000	.1071E+01-.6434E-02-.8438E+00
-270.000	80.000	21.000	.1527E+00 .4839E-02-.2567E-01
-216.000	80.000	21.000	.3546E+00 .1660E-01-.2020E+00
-162.000	80.000	21.000	.5491E+00 .2188E-01-.5883E+00
-108.000	80.000	21.000	.7385E+00 .6224E-02-.8446E+00
-54.000	80.000	21.000	.8777E+00-.4139E-02-.1023E+01
.000	80.000	21.000	.8736E+00 .3601E-02-.1011E+01
-270.000	140.000	21.000	.1256E+00 .2725E-02-.2128E-01
-216.000	140.000	21.000	.3403E+00 .9377E-02-.1822E+00
-162.000	140.000	21.000	.5976E+00 .1237E-01-.5522E+00
-108.000	140.000	21.000	.8057E+00 .3508E-02-.8055E+00
-54.000	140.000	21.000	.9339E+00-.2353E-02-.9611E+00
.000	140.000	21.000	.9292E+00 .2049E-02-.9497E+00
-270.000	80.000	27.000	.8725E-01 .2651E-01-.2567E-01
-216.000	80.000	27.000	.2037E+00 .6014E-01-.2020E+00
-162.000	80.000	27.000	.3181E+00 .6694E-01-.5883E+00
-108.000	80.000	27.000	.4310E+00 .3052E-01-.8446E+00
-54.000	80.000	27.000	.5071E+00 .1554E-02-.1023E+01
.000	80.000	27.000	.5047E+00-.3575E-02-.1011E+01
-270.000	140.000	27.000	.8117E-01 .1611E-01-.2128E-01
-216.000	140.000	27.000	.2142E+00 .3660E-01-.1822E+00
-162.000	140.000	27.000	.3690E+00 .4077E-01-.5522E+00
-108.000	140.000	27.000	.4970E+00 .1855E-01-.8055E+00
-54.000	140.000	27.000	.5786E+00 .8946E-03-.9611E+00
.000	140.000	27.000	.5758E+00-.2124E-02-.9497E+00
-270.000	80.000	32.000	.5818E-01 .4306E-01 .0000E+00
-216.000	80.000	32.000	.1447E+00 .9545E-01 .0000E+00
-162.000	80.000	32.000	.2406E+00 .1049E+00-.1401E-44
-108.000	80.000	32.000	.3317E+00 .4931E-01-.2803E-44
-54.000	80.000	32.000	.3780E+00 .4266E-02-.4204E-44

.000	80.000	32.000	.3762E+00-	.7481E-02-	.4204E-44
-270.000	140.000	32.000	.5371E-01	.2667E-01	.0000E+00
-216.000	140.000	32.000	.1461E+00	.5980E-01	.0000E+00
-162.000	140.000	32.000	.2583E+00	.6614E-01-	.1401E-44
-108.000	140.000	32.000	.3518E+00	.3062E-01-	.2803E-44
-54.000	140.000	32.000	.4025E+00	.2119E-02-	.4204E-44
.000	140.000	32.000	.4005E+00-	.4130E-02-	.4204E-44
-270.000	80.000	36.000	.3872E-01	.4407E-01-	.9239E-02
-216.000	80.000	36.000	.1025E+00	.9782E-01-	.7272E-01
-162.000	80.000	36.000	.1801E+00	.1076E+00-	.2118E+00
-108.000	80.000	36.000	.2510E+00	.5049E-01-	.3041E+00
-54.000	80.000	36.000	.2797E+00	.4274E-02-	.3681E+00
.000	80.000	36.000	.2783E+00-	.7568E-02-	.3638E+00
-270.000	140.000	36.000	.3486E-01	.2727E-01-	.7663E-02
-216.000	140.000	36.000	.9686E-01	.6116E-01-	.6560E-01
-162.000	140.000	36.000	.1745E+00	.6766E-01-	.1988E+00
-108.000	140.000	36.000	.2394E+00	.3131E-01-	.2900E+00
-54.000	140.000	36.000	.2707E+00	.2140E-02-	.3460E+00
.000	140.000	36.000	.2693E+00-	.4197E-02-	.3419E+00
-270.000	80.000	40.000	.3155E-01	.6212E-01-	.4864E+01
-216.000	80.000	40.000	.8505E-01	.1348E+00-	.1789E+02
-162.000	80.000	40.000	.1514E+00	.1504E+00-	.3752E+02
-108.000	80.000	40.000	.2114E+00	.8433E-01-	.5140E+02
-54.000	80.000	40.000	.2345E+00	.3017E-01-	.5686E+02
.000	80.000	40.000	.2334E+00	.5742E-02-	.5655E+02
-270.000	140.000	40.000	.2888E-01	.3827E-01-	.5357E+01
-216.000	140.000	40.000	.8067E-01	.8381E-01-	.2049E+02
-162.000	140.000	40.000	.1460E+00	.9147E-01-	.4345E+02
-108.000	140.000	40.000	.2005E+00	.4371E-01-	.5885E+02
-54.000	140.000	40.000	.2262E+00	.4606E-02-	.6589E+02
.000	140.000	40.000	.2250E+00-	.7432E-02-	.6553E+02
-270.000	80.000	44.000	.2692E-01	.6385E-01-	.8826E-01
-216.000	80.000	44.000	.7409E-01	.1379E+00-	.2432E+00
-162.000	80.000	44.000	.1336E+00	.1493E+00-	.4297E+00
-108.000	80.000	44.000	.1861E+00	.7270E-01-	.5728E+00
-54.000	80.000	44.000	.2066E+00	.9200E-02-	.6723E+00
.000	80.000	44.000	.2056E+00-	.1386E-01-	.6689E+00
-270.000	140.000	44.000	.2425E-01	.3992E-01-	.3314E-01
-216.000	140.000	44.000	.6826E-01	.8767E-01-	.1411E+00
-162.000	140.000	44.000	.1240E+00	.9584E-01-	.3137E+00
-108.000	140.000	44.000	.1700E+00	.4562E-01-	.4301E+00
-54.000	140.000	44.000	.1921E+00	.4608E-02-	.4714E+00
.000	140.000	44.000	.1911E+00-	.7563E-02-	.4687E+00
-270.000	80.000	48.000	.2286E-01	.7328E-01	.2253E-01
-216.000	80.000	48.000	.6350E-01	.1559E+00	.6374E-01
-162.000	80.000	48.000	.1151E+00	.1673E+00	.7858E-01
-108.000	80.000	48.000	.1599E+00	.8316E-01	.2741E-01
-54.000	80.000	48.000	.1780E+00	.1240E-01-	.8608E-02
.000	80.000	48.000	.1771E+00-	.1768E-01	.6510E-02
-270.000	140.000	48.000	.2067E-01	.4588E-01	.2056E-01
-216.000	140.000	48.000	.5825E-01	.9940E-01	.5791E-01
-162.000	140.000	48.000	.1058E+00	.1078E+00	.7127E-01
-108.000	140.000	48.000	.1449E+00	.5227E-01	.2498E-01
-54.000	140.000	48.000	.1640E+00	.6357E-02-	.7661E-02
.000	140.000	48.000	.1632E+00-	.9713E-02	.5755E-02
-270.000	80.000	55.000	.1894E-01	.7553E-01	.0000E+00
-216.000	80.000	55.000	.5447E-01	.1600E+00-	.1401E-44
-162.000	80.000	55.000	.1009E+00	.1712E+00-	.2803E-44
-108.000	80.000	55.000	.1398E+00	.8563E-01-	.4204E-44
-54.000	80.000	55.000	.1555E+00	.1337E-01-	.4204E-44
.000	80.000	55.000	.1547E+00-	.1878E-01-	.4204E-44

-270.000	140.000	55.000	.1681E-01	.4749E-01	.0000E+00
-216.000	140.000	55.000	.4818E-01	.1074E+00	-.1401E-44
-162.000	140.000	55.000	.8843E-01	.1267E+00	-.2803E-44
-108.000	140.000	55.000	.1208E+00	.7890E-01	-.4204E-44
-54.000	140.000	55.000	.1369E+00	.2818E-01	-.4204E-44
.000	140.000	55.000	.1362E+00	.1108E-01	-.4204E-44
-270.000	80.000	70.000	.1650E-01	.7459E-01	.0000E+00
-216.000	80.000	70.000	.4414E-01	.1556E+00	.0000E+00
-162.000	80.000	70.000	.7726E-01	.1650E+00	-.1401E-44
-108.000	80.000	70.000	.1055E+00	.8429E-01	-.2803E-44
-54.000	80.000	70.000	.1205E+00	.1507E-01	-.4204E-44
.000	80.000	70.000	.1199E+00	-.2034E-01	-.4204E-44
-270.000	140.000	70.000	.1494E-01	.4711E-01	.0000E+00
-216.000	140.000	70.000	.4082E-01	.1007E+00	.0000E+00
-162.000	140.000	70.000	.7221E-01	.1083E+00	-.1401E-44
-108.000	140.000	70.000	.9764E-01	.5351E-01	-.2803E-44
-54.000	140.000	70.000	.1126E+00	.7640E-02	-.4204E-44
.000	140.000	70.000	.1121E+00	-.1104E-01	-.4204E-44
-270.000	80.000	95.000	.1129E-01	.5933E-01	-.4156E-04
-216.000	80.000	95.000	.2817E-01	.1224E+00	-.1488E-03
-162.000	80.000	95.000	.4642E-01	.1288E+00	-.3060E-03
-108.000	80.000	95.000	.6248E-01	.6688E-01	-.4123E-03
-54.000	80.000	95.000	.7336E-01	.1309E-01	-.4666E-03
.000	80.000	95.000	.7301E-01	-.1724E-01	-.4640E-03
-270.000	140.000	95.000	.1044E-01	.3766E-01	-.3592E-04
-216.000	140.000	95.000	.2735E-01	.7983E-01	-.1373E-03
-162.000	140.000	95.000	.4673E-01	.8548E-01	-.2910E-03
-108.000	140.000	95.000	.6264E-01	.4270E-01	-.3938E-03
-54.000	140.000	95.000	.7345E-01	.6603E-02	-.4414E-03
.000	140.000	95.000	.7309E-01	-.9304E-02	-.4390E-03
-270.000	80.000	135.000	.6670E-02	.3622E-01	-.5178E-05
-216.000	80.000	135.000	.1531E-01	.7448E-01	-.1829E-04
-162.000	80.000	135.000	.2331E-01	.8076E-01	-.3739E-04
-108.000	80.000	135.000	.3099E-01	.4905E-01	-.5047E-04
-54.000	80.000	135.000	.3746E-01	.2140E-01	-.5704E-04
.000	80.000	135.000	.3729E-01	.7248E-03	-.5673E-04
-270.000	140.000	135.000	.6368E-02	.2362E-01	-.4787E-05
-216.000	140.000	135.000	.1599E-01	.5067E-01	-.1824E-04
-162.000	140.000	135.000	.2635E-01	.5960E-01	-.3854E-04
-108.000	140.000	135.000	.3512E-01	.4317E-01	-.5194E-04
-54.000	140.000	135.000	.4172E-01	.2986E-01	-.5853E-04
.000	140.000	135.000	.4152E-01	.1722E-01	-.5821E-04
-270.000	80.000	205.000	.3794E-02	.1444E-01	-.1735E-03
-216.000	80.000	205.000	.8134E-02	.2936E-01	-.6506E-03
-162.000	80.000	205.000	.1147E-01	.3062E-01	-.1370E-02
-108.000	80.000	205.000	.1501E-01	.1623E-01	-.1861E-02
-54.000	80.000	205.000	.1876E-01	.3527E-02	-.2079E-02
.000	80.000	205.000	.1867E-01	-.4525E-02	-.2067E-02
-270.000	140.000	205.000	.3825E-02	.9221E-02	-.1566E-03
-216.000	140.000	205.000	.9436E-02	.1942E-01	-.6028E-03
-162.000	140.000	205.000	.1527E-01	.2083E-01	-.1287E-02
-108.000	140.000	205.000	.2017E-01	.1083E-01	-.1757E-02
-54.000	140.000	205.000	.2429E-01	.2114E-02	-.1946E-02
.000	140.000	205.000	.2418E-01	-.2092E-02	-.1936E-02
-270.000	80.000	325.000	.1812E-02	.3942E-02	-.3614E-05
-216.000	80.000	325.000	.3766E-02	.8268E-02	-.1331E-04
-162.000	80.000	325.000	.5103E-02	.9252E-02	-.2777E-04
-108.000	80.000	325.000	.6609E-02	.5954E-02	-.3760E-04
-54.000	80.000	325.000	.8429E-02	.2307E-02	-.4221E-04
.000	80.000	325.000	.8392E-02	.5209E-04	-.4198E-04
-270.000	140.000	325.000	.1862E-02	.2517E-02	-.3207E-05

-216.000	140.000	325.000	.4555E-02	.5425E-02	-.1231E-04
-162.000	140.000	325.000	.7308E-02	.6127E-02	-.2621E-04
-108.000	140.000	325.000	.9613E-02	.3714E-02	-.3566E-04
-54.000	140.000	325.000	.1165E-01	.1250E-02	-.3968E-04
.000	140.000	325.000	.1160E-01	.6831E-04	-.3946E-04
-270.000	80.000	525.000	.7337E-03	.7736E-03	.2022E-04
-216.000	80.000	525.000	.1505E-02	.1699E-02	.7446E-04
-162.000	80.000	525.000	.2004E-02	.2352E-02	.1554E-03
-108.000	80.000	525.000	.2587E-02	.2511E-02	.2104E-03
-54.000	80.000	525.000	.3323E-02	.2380E-02	.2362E-03
.000	80.000	525.000	.3309E-02	.1740E-02	.2349E-03
-270.000	140.000	525.000	.7631E-03	.4936E-03	.1794E-04
-216.000	140.000	525.000	.1859E-02	.1130E-02	.6888E-04
-162.000	140.000	525.000	.2970E-02	.1562E-02	.1466E-03
-108.000	140.000	525.000	.3901E-02	.1546E-02	.1995E-03
-54.000	140.000	525.000	.4740E-02	.1338E-02	.2220E-03
.000	140.000	525.000	.4717E-02	.1008E-02	.2208E-03

\* \* D E F O R M A C O E S   N O R M A I S   \* \*

X	Y	Z	Ex	Ey	Ez
-270.000	80.000	3.000	-.1877E-04	-.7225E-05	.7315E-04
-216.000	80.000	3.000	-.1885E-04	.2162E-05	.2754E-03
-162.000	80.000	3.000	.1514E-04	.3667E-04	.6094E-03
-108.000	80.000	3.000	.4453E-04	.6612E-04	.9067E-03
-54.000	80.000	3.000	.5871E-05	.4512E-04	.9012E-03
.000	80.000	3.000	.5725E-05	.4482E-04	.8965E-03
-270.000	140.000	3.000	.4546E-05	-.2174E-04	.4774E-04
-216.000	140.000	3.000	.1775E-04	-.3906E-04	.1866E-03
-162.000	140.000	3.000	.3992E-04	-.3889E-04	.4185E-03
-108.000	140.000	3.000	.5952E-04	-.3809E-04	.6205E-03
-54.000	140.000	3.000	.5887E-04	-.7162E-04	.6182E-03
.000	140.000	3.000	.5856E-04	-.7133E-04	.6149E-03
-270.000	80.000	9.000	.1880E-03	.2184E-03	-.1479E-03
-216.000	80.000	9.000	.3459E-03	.3869E-03	-.1965E-03
-162.000	80.000	9.000	.3908E-03	.4119E-03	-.5919E-04
-108.000	80.000	9.000	.4863E-03	.5160E-03	.1265E-04
-54.000	80.000	9.000	.6761E-03	.7221E-03	-.1871E-03
.000	80.000	9.000	.6735E-03	.7195E-03	-.1871E-03
-270.000	140.000	9.000	.2077E-03	.6538E-04	-.9923E-04
-216.000	140.000	9.000	.4055E-03	.1471E-03	-.1618E-03
-162.000	140.000	9.000	.5016E-03	.2177E-03	-.1322E-03
-108.000	140.000	9.000	.6323E-03	.2838E-03	-.1237E-03
-54.000	140.000	9.000	.8484E-03	.3529E-03	-.2580E-03
.000	140.000	9.000	.8449E-03	.3513E-03	-.2572E-03
-270.000	80.000	15.000	.1530E-03	.1896E-03	-.1144E-03
-216.000	80.000	15.000	.2775E-03	.3156E-03	-.1247E-03
-162.000	80.000	15.000	.3007E-03	.2936E-03	.4301E-04
-108.000	80.000	15.000	.3576E-03	.3525E-03	.1495E-03
-54.000	80.000	15.000	.5290E-03	.5363E-03	-.2095E-04
.000	80.000	15.000	.5270E-03	.5346E-03	-.2165E-04
-270.000	140.000	15.000	.2251E-03	.1432E-04	-.7995E-04
-216.000	140.000	15.000	.4289E-03	.4686E-04	-.1230E-03
-162.000	140.000	15.000	.5104E-03	.9137E-04	-.8302E-04
-108.000	140.000	15.000	.6352E-03	.1208E-03	-.6366E-04
-54.000	140.000	15.000	.8725E-03	.1409E-03	-.1749E-03
.000	140.000	15.000	.8690E-03	.1402E-03	-.1744E-03

-270.000	80.000	21.000	.9242E-04	.1491E-03	.7540E-04
-216.000	80.000	21.000	.1663E-03	.2316E-03	.4098E-04
-162.000	80.000	21.000	.1748E-03	.1803E-03	.1623E-03
-108.000	80.000	21.000	.1993E-03	.2058E-03	.3090E-03
-54.000	80.000	21.000	.3116E-03	.3490E-03	.1730E-03
.000	80.000	21.000	.3104E-03	.3481E-03	.1715E-03
-270.000	140.000	21.000	.2202E-03	.4509E-04	.5521E-04
-216.000	140.000	21.000	.4097E-03	.6910E-04	.6871E-04
-162.000	140.000	21.000	.4693E-03	.5212E-04	.4586E-05
-108.000	140.000	21.000	.5796E-03	.6020E-04	.3859E-04
-54.000	140.000	21.000	.8102E-03	.1017E-03	.4714E-04
.000	140.000	21.000	.8071E-03	.1015E-03	.4724E-04
-270.000	80.000	27.000	.8383E-04	.1264E-03	.6497E-04
-216.000	80.000	27.000	.1531E-03	.2020E-03	.3055E-04
-162.000	80.000	27.000	.1662E-03	.1696E-03	.1556E-03
-108.000	80.000	27.000	.1936E-03	.1963E-03	.2916E-03
-54.000	80.000	27.000	.2932E-03	.3204E-03	.1709E-03
.000	80.000	27.000	.2921E-03	.3195E-03	.1694E-03
-270.000	140.000	27.000	.1698E-03	.1788E-04	.4746E-04
-216.000	140.000	27.000	.3202E-03	.2009E-04	.5638E-04
-162.000	140.000	27.000	.3746E-03	.1273E-05	.4938E-05
-108.000	140.000	27.000	.4642E-03	.5927E-05	.4744E-04
-54.000	140.000	27.000	.6433E-03	.8483E-05	.2823E-04
.000	140.000	27.000	.6407E-03	.8591E-05	.2839E-04
-270.000	80.000	32.000	.2893E-04	.4471E-04	.4542E-04
-216.000	80.000	32.000	.4839E-04	.6325E-04	.4432E-04
-162.000	80.000	32.000	.4194E-04	.3373E-04	.3333E-04
-108.000	80.000	32.000	.4003E-04	.2943E-04	.8341E-04
-54.000	80.000	32.000	.8035E-04	.7639E-04	.1475E-04
.000	80.000	32.000	.8007E-04	.7630E-04	.1433E-04
-270.000	140.000	32.000	.6652E-04	.1292E-04	.3338E-04
-216.000	140.000	32.000	.1229E-03	.2274E-04	.5061E-04
-162.000	140.000	32.000	.1383E-03	.2447E-04	.3246E-04
-108.000	140.000	32.000	.1678E-03	.3213E-04	.2392E-04
-54.000	140.000	32.000	.2404E-03	.4248E-04	.6975E-04
.000	140.000	32.000	.2394E-03	.4233E-04	.6957E-04
-270.000	80.000	36.000	.3103E-04	.3941E-04	.4268E-04
-216.000	80.000	36.000	.5185E-04	.5691E-04	.4308E-04
-162.000	80.000	36.000	.4544E-04	.3288E-04	.2681E-04
-108.000	80.000	36.000	.4525E-04	.2933E-04	.7165E-04
-54.000	80.000	36.000	.8638E-04	.7214E-04	.7466E-05
.000	80.000	36.000	.8609E-04	.7203E-04	.7111E-05
-270.000	140.000	36.000	.5134E-04	.2954E-06	.3126E-04
-216.000	140.000	36.000	.9654E-04	.4932E-08	.4816E-04
-162.000	140.000	36.000	.1115E-03	.3155E-06	.3281E-04
-108.000	140.000	36.000	.1354E-03	.1404E-05	.2596E-04
-54.000	140.000	36.000	.1926E-03	.7997E-06	.6873E-04
.000	140.000	36.000	.1919E-03	.7860E-06	.6855E-04
-270.000	80.000	40.000	.2334E-04	.2961E-04	.3018E-04
-216.000	80.000	40.000	.3688E-04	.4031E-04	.2275E-04
-162.000	80.000	40.000	.2735E-04	.1695E-04	.4367E-04
-108.000	80.000	40.000	.2351E-04	.1036E-04	.8853E-04
-54.000	80.000	40.000	.5539E-04	.4326E-04	.4000E-04
.000	80.000	40.000	.5523E-04	.4324E-04	.3954E-04
-270.000	140.000	40.000	.3933E-04	.6317E-06	.2246E-04
-216.000	140.000	40.000	.7307E-04	.2166E-05	.3079E-04
-162.000	140.000	40.000	.8254E-04	.5030E-05	.1136E-04
-108.000	140.000	40.000	.9913E-04	.8628E-05	.3647E-07
-54.000	140.000	40.000	.1436E-03	.7144E-05	.3222E-04
.000	140.000	40.000	.1430E-03	.7110E-05	.3219E-04
-270.000	80.000	44.000	.2029E-04	.2449E-04	.2380E-04

-216.000	80.000	44.000	.3156E-04	.3231E-04	-.1371E-04
-162.000	80.000	44.000	.2217E-04	.1069E-04	.4803E-04
-108.000	80.000	44.000	.1793E-04	.3434E-05	.9071E-04
-54.000	80.000	44.000	.4591E-04	.3112E-04	.5062E-04
.000	80.000	44.000	.4578E-04	.3113E-04	.5015E-04
-270.000	140.000	44.000	.3248E-04	.1984E-06	-.1783E-04
-216.000	140.000	44.000	.6058E-04	-.1390E-05	-.2236E-04
-162.000	140.000	44.000	.6867E-04	-.5502E-05	-.2359E-05
-108.000	140.000	44.000	.8207E-04	-.9305E-05	.1027E-04
-54.000	140.000	44.000	.1194E-03	-.7392E-05	.1623E-04
.000	140.000	44.000	.1190E-03	-.7349E-05	-.1626E-04
-270.000	80.000	48.000	.1585E-04	.1893E-04	-.1665E-04
-216.000	80.000	48.000	.2334E-04	.2326E-04	-.2979E-05
-162.000	80.000	48.000	.1314E-04	.2880E-05	.5472E-04
-108.000	80.000	48.000	.7643E-05	-.5310E-05	.9563E-04
-54.000	80.000	48.000	.2998E-04	.1641E-04	.6514E-04
.000	80.000	48.000	.2992E-04	.1646E-04	.6463E-04
-270.000	140.000	48.000	.2580E-04	-.1937E-06	-.1277E-04
-216.000	140.000	48.000	.4762E-04	-.2764E-05	-.1281E-04
-162.000	140.000	48.000	.5291E-04	-.8229E-05	.8566E-05
-108.000	140.000	48.000	.6258E-04	-.1279E-04	.2295E-04
-54.000	140.000	48.000	.9260E-04	-.1162E-04	.2813E-05
.000	140.000	48.000	.9224E-04	-.1155E-04	.2706E-05
-270.000	80.000	55.000	.1144E-04	.1280E-04	-.9380E-05
-216.000	80.000	55.000	.1534E-04	.1356E-04	.5816E-05
-162.000	80.000	55.000	.4703E-05	-.4877E-05	.5469E-04
-108.000	80.000	55.000	-.1719E-05	-.1377E-04	.9008E-04
-54.000	80.000	55.000	.1490E-04	.1430E-05	.7032E-04
.000	80.000	55.000	.1489E-04	.1524E-05	.6984E-04
-270.000	140.000	55.000	.1788E-04	.1032E-06	-.7496E-05
-216.000	140.000	55.000	.3257E-04	-.2926E-05	-.3890E-05
-162.000	140.000	55.000	.3517E-04	-.9676E-05	.1656E-04
-108.000	140.000	55.000	.4071E-04	-.1465E-04	.3095E-04
-54.000	140.000	55.000	.6216E-04	-.1359E-04	.1791E-04
.000	140.000	55.000	.6192E-04	-.1351E-04	.1775E-04
-270.000	80.000	70.000	.5378E-05	.7082E-05	-.7591E-06
-216.000	80.000	70.000	.4882E-05	.4868E-05	.1713E-04
-162.000	80.000	70.000	-.5260E-05	-.1085E-04	.5742E-04
-108.000	80.000	70.000	-.1225E-04	-.1936E-04	.8756E-04
-54.000	80.000	70.000	-.3494E-05	-.1087E-04	.8041E-04
.000	80.000	70.000	-.3435E-05	-.1074E-04	.7992E-04
-270.000	140.000	70.000	.1211E-04	-.2529E-05	-.1339E-05
-216.000	140.000	70.000	.2082E-04	-.7740E-05	.7023E-05
-162.000	140.000	70.000	.2001E-04	-.1496E-04	.2748E-04
-108.000	140.000	70.000	.2220E-04	-.2092E-04	.4257E-04
-54.000	140.000	70.000	.3663E-04	-.2286E-04	.3780E-04
.000	140.000	70.000	.3650E-04	-.2274E-04	.3756E-04
-270.000	80.000	95.000	.5137E-06	.1923E-05	.5373E-05
-216.000	80.000	95.000	-.2896E-05	-.2020E-05	.2253E-04
-162.000	80.000	95.000	-.1124E-04	-.1330E-04	.5100E-04
-108.000	80.000	95.000	-.1752E-04	-.2020E-04	.7316E-04
-54.000	80.000	95.000	-.1544E-04	-.1774E-04	.7576E-04
.000	80.000	95.000	-.1534E-04	-.1762E-04	.7535E-04
-270.000	140.000	95.000	.5663E-05	-.3359E-05	.3183E-05
-216.000	140.000	95.000	.8382E-05	-.8793E-05	.1369E-04
-162.000	140.000	95.000	.5192E-05	-.1513E-04	.3123E-04
-108.000	140.000	95.000	.4437E-05	-.2058E-04	.4468E-04
-54.000	140.000	95.000	.1116E-04	-.2368E-04	.4637E-04
.000	140.000	95.000	.1113E-04	-.2356E-04	.4612E-04
-270.000	80.000	135.000	-.1446E-05	-.4865E-06	.5976E-05
-216.000	80.000	135.000	-.4960E-05	-.3932E-05	.1791E-04

-162.000	80.000	135.000	-.1025E-04	-.1040E-04	.3400E-04
-108.000	80.000	135.000	-.1452E-04	-.1477E-04	.4703E-04
-54.000	80.000	135.000	-.1546E-04	-.1518E-04	.5221E-04
.000	80.000	135.000	-.1538E-04	-.1509E-04	.5194E-04
-270.000	140.000	135.000	.1756E-05	-.2786E-05	.3866E-05
-216.000	140.000	135.000	.1530E-05	-.6794E-05	.1210E-04
-162.000	140.000	135.000	-.1676E-05	-.1097E-04	.2356E-04
-108.000	140.000	135.000	-.3302E-05	-.1472E-04	.3258E-04
-54.000	140.000	135.000	-.1254E-05	-.1741E-04	.3603E-04
.000	140.000	135.000	-.1232E-05	-.1733E-04	.3585E-04
-270.000	80.000	205.000	-.1069E-05	-.5740E-06	.3199E-05
-216.000	80.000	205.000	-.2930E-05	-.2314E-05	.8666E-05
-162.000	80.000	205.000	-.5227E-05	-.5061E-05	.1527E-04
-108.000	80.000	205.000	-.7166E-05	-.6989E-05	.2073E-04
-54.000	80.000	205.000	-.8121E-05	-.7612E-05	.2381E-04
.000	80.000	205.000	-.8080E-05	-.7570E-05	.2370E-04
-270.000	140.000	205.000	.4866E-06	-.1506E-05	.2111E-05
-216.000	140.000	205.000	.5983E-07	-.3531E-05	.6083E-05
-162.000	140.000	205.000	-.1580E-05	-.5482E-05	.1119E-04
-108.000	140.000	205.000	-.2491E-05	-.7280E-05	.1526E-04
-54.000	140.000	205.000	-.1951E-05	-.8779E-05	.1732E-04
.000	140.000	205.000	-.1935E-05	-.8738E-05	.1723E-04
-270.000	80.000	325.000	-.4067E-06	-.2302E-06	.1070E-05
-216.000	80.000	325.000	-.1044E-05	-.8074E-06	.2794E-05
-162.000	80.000	325.000	-.1764E-05	-.1655E-05	.4772E-05
-108.000	80.000	325.000	-.2386E-05	-.2262E-05	.6428E-05
-54.000	80.000	325.000	-.2774E-05	-.2518E-05	.7494E-05
.000	80.000	325.000	-.2760E-05	-.2505E-05	.7457E-05
-270.000	140.000	325.000	.1195E-06	-.5257E-06	.7110E-06
-216.000	140.000	325.000	-.5678E-07	-.1211E-05	.1991E-05
-162.000	140.000	325.000	-.6061E-06	-.1844E-05	.3584E-05
-108.000	140.000	325.000	-.9178E-06	-.2438E-05	.4861E-05
-54.000	140.000	325.000	-.7930E-06	-.2966E-05	.5572E-05
.000	140.000	325.000	-.7871E-06	-.2953E-05	.5544E-05
-270.000	80.000	525.000	-.1598E-06	-.1141E-06	.3610E-06
-216.000	80.000	525.000	-.3952E-06	-.3340E-06	.9146E-06
-162.000	80.000	525.000	-.6460E-06	-.6179E-06	.1524E-05
-108.000	80.000	525.000	-.8672E-06	-.8355E-06	.2043E-05
-54.000	80.000	525.000	-.1023E-05	-.9569E-06	.2405E-05
.000	80.000	525.000	-.1018E-05	-.9520E-06	.2393E-05
-270.000	140.000	525.000	-.7720E-08	-.1726E-06	.2419E-06
-216.000	140.000	525.000	-.1106E-06	-.4052E-06	.6594E-06
-162.000	140.000	525.000	-.3135E-06	-.6290E-06	.1164E-05
-108.000	140.000	525.000	-.4461E-06	-.8336E-06	.1573E-05
-54.000	140.000	525.000	-.4537E-06	-.1008E-05	.1817E-05
.000	140.000	525.000	-.4510E-06	-.1003E-05	.1807E-05

\* \* M O D U L O S E L A S T I C O S \* \*

Z	E
3.000	2333.
9.000	3860.
15.000	3261.
21.000	2431.
27.000	2204.
32.000	3892.
36.000	3929.

40.000	4191.
44.000	4316.
48.000	4529.
55.000	5292.
70.000	5731.
95.000	6537.
135.000	8049.
205.000	10880.
325.000	16246.
525.000	26077.



## OUTFLEX.DAT

1	1	2	30.000
1	2	3	30.000
1	3	4	26.667
1	4	5	26.667
1	5	6	26.667
1	6	7	26.667
1	7	8	26.667
1	8	9	26.667
1	9	10	30.000
1	10	11	30.000
1	12	13	30.000
1	13	14	30.000
1	14	15	26.667
1	15	16	26.667
1	16	17	26.667
1	17	18	26.667
1	18	19	26.667
1	19	20	26.667
1	20	21	30.000
1	21	22	30.000
1	23	24	30.000
1	24	25	30.000
1	25	26	26.667
1	26	27	26.667
1	27	28	26.667
1	28	29	26.667
1	29	30	26.667
1	30	31	26.667
1	31	32	30.000
1	32	33	30.000
1	34	35	30.000
1	35	36	30.000
1	36	37	26.667
1	37	38	26.667
1	38	39	26.667
1	39	40	26.667
1	40	41	26.667
1	41	42	26.667
1	42	43	30.000
1	43	44	30.000
1	45	46	30.000
1	46	47	30.000
1	47	48	26.667
1	48	49	26.667
1	49	50	26.667
1	50	51	26.667
1	51	52	26.667
1	52	53	26.667
1	53	54	30.000
1	54	55	30.000
1	56	57	30.000
1	57	58	30.000
1	58	59	26.667
1	59	60	26.667
1	60	61	26.667
1	61	62	26.667
1	62	63	26.667
1	63	64	26.667
1	64	65	30.000

1	65	66	30.000
1	67	68	30.000
1	68	69	30.000
1	69	70	26.667
1	70	71	26.667
1	71	72	26.667
1	72	73	26.667
1	73	74	26.667
1	74	75	26.667
1	75	76	30.000
1	76	77	30.000
1	78	79	30.000
1	79	80	30.000
1	80	81	26.667
1	81	82	26.667
1	82	83	26.667
1	83	84	26.667
1	84	85	26.667
1	85	86	26.667
1	86	87	30.000
1	87	88	30.000
1	89	90	30.000
1	90	91	30.000
1	91	92	26.667
1	92	93	26.667
1	93	94	26.667
1	94	95	26.667
1	95	96	26.667
1	96	97	26.667
1	97	98	30.000
1	98	99	30.000
1	100	101	30.000
1	101	102	30.000
1	102	103	26.667
1	103	104	26.667
1	104	105	26.667
1	105	106	26.667
1	106	107	26.667
1	107	108	26.667
1	108	109	30.000
1	109	110	30.000
1	111	112	30.000
1	112	113	30.000
1	113	114	26.667
1	114	115	26.667
1	115	116	26.667
1	116	117	26.667
1	117	118	26.667
1	118	119	26.667
1	119	120	30.000
1	120	121	30.000
2	122	123	27.000
2	123	124	27.000
2	124	125	27.000
2	125	126	27.000
2	126	127	27.000
2	127	128	27.000
2	128	129	27.000
2	129	130	27.000
2	130	131	27.000
2	131	132	27.000

2	132	133	27.000
2	133	134	27.000
2	134	135	27.000
2	135	136	27.000
2	136	137	27.000
2	137	138	27.000
2	138	139	27.000
2	139	140	27.000
2	140	141	27.000
2	141	142	27.000
2	142	143	27.000
2	143	144	27.000
2	145	146	27.000
2	146	147	27.000
2	147	148	27.000
2	148	149	27.000
2	149	150	27.000
2	150	151	27.000
2	151	152	27.000
2	152	153	27.000
2	153	154	27.000
2	154	155	27.000
2	155	156	27.000
2	156	157	27.000
2	157	158	27.000
2	158	159	27.000
2	159	160	27.000
2	160	161	27.000
2	161	162	27.000
2	162	163	27.000
2	163	164	27.000
2	164	165	27.000
2	165	166	27.000
2	166	167	27.000

## S U P E R E S T R U T U R A

## MOMENTOS FLETORES E ESFORCOS CORTANTES

PONTO	F. CORTANTE	M. FLETOR	St (kgf/cm <sup>2</sup> )	Txy (kgf/cm <sup>2</sup> )
1	.4884645E+01	-.6017035E-02	-.5218857E-05	.1197217E-01
2	-.1841419E+03	-.1465521E+03	-.1271115E+00	-.4513282E+00
3	.2238479E+03	.5377702E+04	.4664333E+01	.5486469E+00
4	.3717848E+02	-.5915779E+03	-.5131032E+00	.9112373E-01
5	-.1390568E-02	-.1583006E+04	-.1373015E+01	-.3408256E-05
6	-.1827988E-02	-.1582975E+04	-.1372989E+01	-.4480363E-05
7	-.3717706E+02	-.1582935E+04	-.1372954E+01	-.9112024E-01
8	-.2238350E+03	-.5915400E+03	-.5130704E+00	-.5486153E+00
9	.1841308E+03	.5377391E+04	.4664064E+01	.4513010E+00
10	-.4884473E+01	-.1465371E+03	-.1270985E+00	-.1197175E-01
11	.4884473E+01	.2050122E-02	.1778167E-05	.1197175E-01
12	.6597676E+01	.1179013E-01	.1022614E-04	.1617078E-01
13	.2914254E+03	-.1979092E+03	-.1716559E+00	.7142778E+00
14	-.3524937E+03	-.8940686E+04	-.7754676E+01	-.8639552E+00
15	-.9339011E+02	.4591365E+03	.3982307E+00	-.2288973E+00
16	.2573234E-02	.2949535E+04	.2558270E+01	.6306947E-05
17	.3596893E-02	.2949489E+04	.2558230E+01	.8815915E-05

18	.9338561E+02	.2949409E+04	.2558161E+01	.2288863E+00
19	.3524753E+03	.4591438E+03	.3982370E+00	.8639101E+00
20	-.2914108E+03	-.8940183E+04	-.7754240E+01	-.7142422E+00
21	-.6598172E+01	-.1979168E+03	-.1716625E+00	-.1617199E-01
22	.6598172E+01	-.2690041E-01	-.2333199E-04	.1617199E-01
23	.1115135E+02	.2041126E-01	.1770365E-04	.2733174E-01
24	.9532651E+03	-.3345069E+03	-.2901336E+00	.2336434E+01
25	-.1155533E+04	-.2893251E+05	-.2509452E+02	-.2832189E+01
26	-.2782513E+03	.1881654E+04	.1632047E+01	-.6819884E+00
27	.5311949E-02	.9301672E+04	.8067777E+01	.1301948E-04
28	.5074507E-02	.9301547E+04	.8067668E+01	.1243752E-04
29	.2782348E+03	.9301389E+04	.8067531E+01	.6819479E+00
30	.1155477E+04	.1881725E+04	.1632108E+01	.2832052E+01
31	-.9532155E+03	-.2893101E+05	-.2509322E+02	-.2336312E+01
32	-.1115222E+02	-.3345364E+03	-.2901591E+00	-.2733386E-01
33	.1115222E+02	-.2198433E-01	-.1906804E-04	.2733386E-01
34	.1192745E+02	.1113551E-01	.9658354E-05	.2923394E-01
35	.1525997E+04	-.3577934E+03	-.3103310E+00	.3740189E+01
36	-.1849462E+04	-.4613771E+05	-.4001740E+02	-.4532996E+01
37	-.4327540E+03	.3181059E+04	.2759082E+01	-.1060672E+01
38	.5596998E-02	.1472106E+05	.1276827E+02	.1371813E-04
39	.2869807E-02	.1472097E+05	.1276819E+02	.7033841E-05
40	.4327217E+03	.1472080E+05	.1276804E+02	.1060592E+01
41	.1849388E+04	.3181469E+04	.2759438E+01	.4532814E+01
42	-.1525924E+04	-.4613557E+05	-.4001554E+02	-.3740010E+01
43	-.1193195E+02	-.3579409E+03	-.3104590E+00	-.2924499E-01
44	.1193195E+02	-.1472555E-01	-.1277217E-04	.2924499E-01
45	.1853044E+02	.6941780E-01	.6020931E-04	.4541774E-01
46	.1322407E+04	-.5558069E+03	-.4820774E+00	.3241193E+01
47	-.1603779E+04	-.4022798E+05	-.3489162E+02	-.3930831E+01
48	-.3908642E+03	.2539514E+04	.2202640E+01	-.9580005E+00
49	.4311998E-02	.1296260E+05	.1124307E+02	.1056862E-04
50	.4600700E-02	.1296247E+05	.1124296E+02	.1127623E-04
51	.3908542E+03	.1296231E+05	.1124282E+02	.9579760E+00
52	.1603693E+04	.2539478E+04	.2202608E+01	.3930621E+01
53	-.1322333E+04	-.4022569E+05	-.3488963E+02	-.3241012E+01
54	-.1852805E+02	-.5557941E+03	-.4820663E+00	-.4541188E-01
55	.1852805E+02	-.4124478E-01	-.3577354E-04	.4541188E-01
56	.1844642E+02	.2418634E-01	.2097795E-04	.4521181E-01
57	.1314802E+04	-.5533668E+03	-.4799610E+00	.3222555E+01
58	-.1594540E+04	-.3999750E+05	-.3469171E+02	-.3908185E+01
59	-.3887045E+03	.2523593E+04	.2188830E+01	-.9527071E+00
60	.6559371E-02	.1288906E+05	.1117928E+02	.1607689E-04
61	.7835151E-02	.1288892E+05	.1117917E+02	.1920380E-04
62	.3886967E+03	.1288876E+05	.1117903E+02	.9526880E+00
63	.1594449E+04	.2523501E+04	.2188751E+01	.3907964E+01
64	-.1314732E+04	-.3999521E+05	-.3468972E+02	-.3222383E+01
65	-.1844037E+02	-.5532585E+03	-.4798671E+00	-.4519698E-01
66	.1844037E+02	.2976059E-01	.2581276E-04	.4519698E-01
67	.1179607E+02	.2547778E-01	.2209807E-04	.2891193E-01
68	.1502713E+04	-.3538842E+03	-.3069404E+00	.3683120E+01
69	-.1821186E+04	-.4543531E+05	-.3940818E+02	-.4463691E+01
70	-.4263346E+03	.3129635E+04	.2714480E+01	-.1044938E+01
71	.2310817E-02	.1449854E+05	.1257526E+02	.5663766E-05
72	.6862790E-02	.1449845E+05	.1257519E+02	.1682056E-04
73	.4263225E+03	.1449825E+05	.1257502E+02	.1044908E+01
74	.1821104E+04	.3129585E+04	.2714436E+01	.4463490E+01
75	-.1502646E+04	-.4543316E+05	-.3940631E+02	-.3682956E+01
76	-.1179611E+02	-.3538296E+03	-.3068931E+00	-.2891204E-01
77	.1179611E+02	-.3425555E-01	-.2971145E-04	.2891204E-01
78	.1135522E+02	.2302731E-01	.1997267E-04	.2783143E-01

79	.9233928E+03	-.3406162E+03	-.2954324E+00	.2263217E+01
80	-.1119328E+04	-.2804246E+05	-.2432254E+02	-.2743452E+01
81	-.2707009E+03	.1806269E+04	.1566662E+01	-.6634825E+00
82	.3346312E-02	.9024956E+04	.7827768E+01	.8201744E-05
83	.5650997E-02	.9024851E+04	.7827676E+01	.1385048E-04
84	.2706949E+03	.9024753E+04	.7827592E+01	.6634678E+00
85	.1119253E+04	.1806222E+04	.1566621E+01	.2743267E+01
86	-.9233350E+03	-.2804061E+05	-.2432093E+02	-.2263076E+01
87	-.1135086E+02	-.3405575E+03	-.2953815E+00	-.2782072E-01
88	.1135086E+02	.4131076E-01	.3583076E-04	.2782072E-01
89	.7649436E+01	-.4438435E-02	-.3849663E-05	.1874862E-01
90	.3041021E+03	-.2294800E+03	-.1990388E+00	.7453484E+00
91	-.3681779E+03	-.9352543E+04	-.8111899E+01	-.9023968E+00
92	-.9859740E+02	.4654950E+03	.4037456E+00	-.2416603E+00
93	.3274457E-02	.3094739E+04	.2684212E+01	.8025630E-05
94	.4028171E-02	.3094661E+04	.2684145E+01	.9872969E-05
95	.9858820E+02	.3094554E+04	.2684052E+01	.2416377E+00
96	.3681342E+03	.4654949E+03	.4037456E+00	.9022898E+00
97	-.3040638E+03	-.9351417E+04	-.8110923E+01	-.7452543E+00
98	-.7649035E+01	-.2294738E+03	-.1990334E+00	-.1874763E-01
99	.7649035E+01	-.2388179E-02	-.2071380E-05	.1874763E-01
100	.2841108E+01	.4316374E-02	.3743794E-05	.6963500E-02
101	-.4382817E+01	-.8522321E+02	-.7391809E-01	-.1074220E-01
102	.6338850E+01	.4626274E+02	.4012585E-01	.1553640E-01
103	-.7088388E+01	-.1227776E+03	-.1064908E+00	-.1737350E-01
104	.1545686E-02	.6624518E+02	.5745755E-01	.3788446E-05
105	.5681756E-03	.6620450E+02	.5742227E-01	.1392587E-05
106	.7086270E+01	.6618829E+02	.5740821E-01	.1736831E-01
107	-.6352730E+01	-.1227713E+03	-.1064853E+00	-.1557042E-01
108	.4394997E+01	.4663834E+02	.4045162E-01	.1077205E-01
109	-.2840569E+01	-.8521297E+02	-.7390921E-01	-.6962180E-02
110	.2840569E+01	-.3622289E-02	-.3141781E-05	.6962180E-02
111	.1463644E+01	-.2359499E-02	-.2046504E-05	.3587363E-02
112	-.1339066E+03	-.4391854E+02	-.3809261E-01	-.3282025E+00
113	.1630776E+03	.3973277E+04	.3446210E+01	.3996999E+00
114	.3076423E+02	-.3754560E+03	-.3256506E+00	.7540253E-01
115	-.7190369E-03	-.1195836E+04	-.1037205E+01	-.1762345E-05
116	-.9612314E-03	-.1195818E+04	-.1037189E+01	-.2355959E-05
117	-.3076315E+02	-.1195792E+04	-.1037167E+01	-.7539987E-01
118	-.1630696E+03	-.3754373E+03	-.3256344E+00	-.3996804E+00
119	.1338999E+03	.3973087E+04	.3446044E+01	.3281860E+00
120	-.1463530E+01	-.4390666E+02	-.3808231E-01	-.3587083E-02
121	.1463530E+01	.6519566E-03	.5654725E-06	.3587083E-02
122	.3699015E-01	.2957599E+00	.2845549E-03	.5096467E-03
123	-.7260933E+03	-.5927762E+00	-.5703187E-03	-.1000404E+02
124	-.7260809E+03	.1960374E+05	.1886104E+02	-.1000387E+02
125	.3854576E+03	.3920742E+05	.3772203E+02	.5310796E+01
126	.3854265E+03	.2879857E+05	.2770752E+02	.5310368E+01
127	.4049309E+04	.1839093E+05	.1769418E+02	.5579098E+02
128	.4049233E+04	-.9094191E+05	-.8749654E+02	.5578992E+02
129	-.5070505E+04	-.2002701E+06	-.1926828E+03	-.6986092E+02
130	-.5070727E+04	-.6336416E+05	-.6096358E+02	-.6986396E+02
131	.5438819E+01	.7354580E+05	.7075949E+02	.7493550E-01
132	.5429047E+01	.7339843E+05	.7061770E+02	.7480087E-01
133	.5052250E+04	.7324949E+05	.7047440E+02	.6960939E+02
134	.5052321E+04	-.6316365E+05	-.6077067E+02	.6961037E+02
135	-.4157174E+04	-.1995726E+06	-.1920117E+03	-.5727713E+02
136	-.4157522E+04	-.8732611E+05	-.8401772E+02	-.5728192E+02
137	-.6099149E+03	.2492601E+05	.2398168E+02	-.8403346E+01
138	-.6098400E+03	.4139357E+05	.3982536E+02	-.8402315E+01
139	.5482502E+03	.5785996E+05	.5566791E+02	.7553737E+01

140	.5482921E+03	.4305718E+05	.4142595E+02	.7554314E+01
141	.5232158E+03	.2825358E+05	.2718318E+02	.7208815E+01
142	.5232195E+03	.1412676E+05	.1359156E+02	.7208866E+01
143	-.8046690E-02	-.1387502E+00	-.1334936E-03	-.1108665E-03
144	.8046690E-02	-.7437545E-01	-.7155770E-04	.1108665E-03
145	-.9901191E-02	-.2200127E+00	-.2116775E-03	-.1364176E-03
146	-.7260698E+03	-.4497489E+00	-.4327100E-03	-.1000372E+02
147	-.7260540E+03	.1960358E+05	.1886090E+02	-.1000350E+02
148	.3854278E+03	.3920639E+05	.3772105E+02	.5310385E+01
149	.3854787E+03	.2879938E+05	.2770831E+02	.5311087E+01
150	.4049141E+04	.1839036E+05	.1769363E+02	.5578867E+02
151	.4049315E+04	-.9093717E+05	-.8749198E+02	.5579106E+02
152	-.5070576E+04	-.2002678E+06	-.1926805E+03	-.6986189E+02
153	-.5070501E+04	-.6335902E+05	-.6095864E+02	-.6986086E+02
154	.5180256E+01	.7354267E+05	.7075648E+02	.7137305E-01
155	.5628811E+01	.7340168E+05	.7062083E+02	.7755320E-01
156	.5052279E+04	.7325016E+05	.7047505E+02	.6960979E+02
157	.5052536E+04	-.6316017E+05	-.6076732E+02	.6961333E+02
158	-.4157595E+04	-.1995777E+06	-.1920166E+03	-.5728292E+02
159	-.4157420E+04	-.8732313E+05	-.8401485E+02	-.5728052E+02
160	-.6097852E+03	.2492946E+05	.2398500E+02	-.8401560E+01
161	-.6098660E+03	.4139435E+05	.3982611E+02	-.8402673E+01
162	.5483083E+03	.5786049E+05	.5566842E+02	.7554538E+01
163	.5483046E+03	.4305648E+05	.4142527E+02	.7554485E+01
164	.5232015E+03	.2825252E+05	.2718216E+02	.7208618E+01
165	.5232025E+03	.1412630E+05	.1359112E+02	.7208631E+01
166	.1037708E-02	-.3062314E-01	-.2946297E-04	.1429744E-04
167	-.1037708E-02	.3250372E-01	.3127231E-04	-.1429744E-04

## REACOES ENTRE OS DORMENTES E OS TRILHOS

ELEMENTO	REACAO (kgf)
155	-726.06
156	1111.48
157	3663.64
158	5879.69
159	5075.87
160	5046.59
161	5789.84
162	3547.52
163	1158.14
164	-25.06
165	-523.21
166	-726.02
167	1111.42
168	3663.47
169	5879.44
170	5075.59
171	5046.33
172	5789.59
173	3547.31
174	1158.01
175	-25.11
176	-523.19

SOMA = 59995.27

# GEOTRACK

DCCI150M

Tie length ..... 2799 mm  
 Number of segments per tie ..... 10  
 Number of segments between rails .. 6  
 Tie spacing ..... 541 mm  
 Tie width ..... 238.8 mm  
 Tie area ..... 4.077e+004 mm<sup>2</sup>  
 Tie weight ..... 114.2 kg  
 Tie EI ..... 1001 kN.m<sup>2</sup>  
 Rail spacing ..... 1600 mm  
 Rail area ..... 7258 mm<sup>2</sup>  
 Rail weight ..... 56.99 kg/m  
 Rail EI ..... 5860 kN.m<sup>2</sup>  
 Rail fastener stiffness ..... 7e+004 kN/m

Number of axle loads ..... 3  
 Axle loads are on tie number(s) ... 1 4 5 0  
 Wheel load per axle (Tonnes. .... 15 11.39 3.61 0  
 Number of soil layers ..... 3  
 Solve for full track response ..... 1  
 Number of iterations ..... 3  
 Calculate at other depth points ... 0  
 Calculate at offset locations ..... 0  
 Limit tie/ballast tension ..... 0  
 First tie for output ..... 1  
 Last tie for output .....10  
 First tie segment for output ..... 1  
 Last tie segment for output ..... 5  
 Print standard soil output ..... 1  
 Print principal stresses ..... 0  
 Print equivalent triaxial data .... 1

Layer	Modulus (MPa)	Vrat	Depth (mm)	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )	Knot
1	300.00	0.25	299.97	16.01	1.00
2	200.00	0.40	199.90	19.01	0.43
3	150.00	0.40	0.00	19.01	0.43

Layer	Ktype	Modulus Description
1	1	Log E - Log Bulk Stress K1 = 1517.00 K2 = .557
2	1	Log E - Log Bulk Stress K1 = 4734.00 K2 = -.532
3	1	Log E - Log Bulk Stress K1 = 5368.00 K2 = -.451

Different Depths at Which Moduli are Computed

Z(1) = 20.07 mm

Z(2) = 320.04 mm

Z(3) = 599.95 mm

MODULI USED FOR THE ITERATIONS

LAYER	INITIAL MODULUS (MPa)	NEW MODULUS (MPa)
1	300.00	285.06
2	200.00	401.33

3            150.00            505.13

LAYER	INITIAL MODULUS (MPa)	NEW MODULUS (MPa)
-------	-----------------------------	-------------------------

1	285.06	259.22
2	401.33	389.84
3	505.13	487.25

LAYER	INITIAL MODULUS (MPa)	NEW MODULUS (MPa)
-------	-----------------------------	-------------------------

1	259.22	260.49
2	389.84	388.56
3	487.25	486.97

-----  
CALC. STEP NO. 4  
-----

DEFLECTIONS AND REACTIONS  
NEGATIVE DEFLECTION IS DOWNWARD  
NEGATIVE REACTION IS TENSION  
-----

---- SINGLE AXLE ----

TIE NO.	DEFLECTION RAIL mm	REACTION RAIL SEAT kN	DEFLECTION TIE mm
1	-1.321311	55.4	-0.530759
2	-0.922936	36.7	-0.399263
3	-0.399924	13.0	-0.214046
4	-0.113792	0.9	-0.100660
5	-0.016002	-2.4	-0.050267
6	0.007569	-2.3	-0.025375

TIE NO.	TIE CENTER BENDING MOMENT kN.m	TIE RAIL-SEAT BENDING MOMENT kN.m
1	-1.523726e+000	5.464348e+000
2	-1.013080e+000	3.642710e+000
3	-3.550157e-001	1.314747e+000
4	-1.639135e-002	1.108314e-001
5	7.487044e-002	-2.274671e-001
6	6.836347e-002	-2.233034e-001

TIE NO.	TIE/SOIL REACTIONS, kN				
	DIV 1	DIV 2	DIV 3	DIV 4	DIV 5
1	4.66	18.49	20.93	9.24	2.09
2	3.16	12.20	13.80	6.12	1.44
3	1.18	4.29	4.84	2.17	0.55
4	0.13	0.27	0.31	0.15	0.06
5	-0.18	-0.81	-0.92	-0.40	-0.09
6	-0.18	-0.78	-0.88	-0.39	-0.09

TIE NO.	TIE SEGMENT DEFLECTION, mm				
	DIV 1	DIV 2	DIV 3	DIV 4	DIV 5
1	-0.252	-0.462	-0.509	-0.355	-0.241
2	-0.209	-0.352	-0.386	-0.284	-0.209
3	-0.139	-0.195	-0.210	-0.176	-0.150



4	-0.089	-0.097	-0.101	-0.101	-0.100
5	-0.058	-0.052	-0.052	-0.060	-0.066
6	-0.035	-0.027	-0.027	-0.034	-0.039

PEAK RAIL BENDING MOMENT= 2.40e+001 kN.m

TRACK MODULUS U = 10.849 KIPS/IN./IN. = 74.794 MN/M/M

SUPERIMPOSED RESULTS FROM CALC. STEP NO. 4

----- DEFLECTIONS AND REACTIONS -----

TIE NO.	DEFLECTION	REACTION		DEFLECTION
	RAIL mm	RAIL	SEAT	TIE
		kN	mm	
1	-1.411557	55.53		-0.619279
2	-1.254000	46.82		-0.586005
3	-1.196977	44.04		-0.568733
4	-1.339218	51.83		-0.599771
5	-1.034823	38.81		-0.481153
6	-0.518263	16.42		-0.283998
7	-0.182677	3.84		-0.127940
8	-0.039522	-1.60		-0.062383
9	0.001905	-2.33		-0.031369
10	0.001829	-0.56		-0.006096

TIE NO.	TIE CENTER	TIE RAIL-SEAT	RAIL
	BENDING	BENDING	BENDING
	MOMENT	MOMENT	MOMENT
	kN.m	kN.m	kN.m
1	-1.518011e+000	5.493031e+000	2.078129e+001
2	-1.286429e+000	4.667164e+000	-6.193886e+000
3	-1.209612e+000	4.396665e+000	-7.887252e+000
4	-1.417096e+000	5.136098e+000	1.419812e+001
5	-1.061001e+000	3.853290e+000	3.875690e+000
6	-4.449950e-001	1.651620e+000	-4.636845e+000
7	-9.788781e-002	4.005566e-001	-4.283646e+000
8	5.289732e-002	-1.460200e-001	-1.859331e+000
9	6.992149e-002	-2.242737e-001	-3.001403e-001
10	1.645285e-002	-5.374242e-002	0.000000e+000

TIE NO.	TIE/SOIL REACTIONS, kN				
	DIV 1	DIV 2	DIV 3	DIV 4	DIV 5
1	4.72	18.50	20.94	9.26	2.11
2	4.09	15.52	17.55	7.80	1.87
3	3.87	14.58	16.49	7.33	1.77
4	4.43	17.25	19.52	8.64	1.99
5	3.34	12.90	14.60	6.47	1.51
6	1.48	5.42	6.12	2.73	0.68
7	0.39	1.24	1.40	0.63	0.18
8	-0.10	-0.55	-0.63	-0.27	-0.05
9	-0.18	-0.79	-0.89	-0.39	-0.09
10	-0.04	-0.19	-0.21	-0.09	-0.02

TIE NO.	TIE SEGMENT DEFLECTION, mm				
	DIV 1	DIV 2	DIV 3	DIV 4	DIV 5
1	-0.333	-0.548	-0.599	-0.446	-0.332
2	-0.336	-0.523	-0.570	-0.442	-0.346
3	-0.331	-0.509	-0.554	-0.434	-0.344
4	-0.330	-0.533	-0.581	-0.439	-0.333
5	-0.277	-0.430	-0.467	-0.361	-0.282
6	-0.191	-0.260	-0.279	-0.236	-0.203
7	-0.101	-0.121	-0.128	-0.119	-0.112

8	-0.065	-0.063	-0.064	-0.070	-0.074
9	-0.040	-0.033	-0.033	-0.040	-0.045
10	-0.008	-0.007	-0.006	-0.008	-0.009

SOIL VERTICAL DISPLACEMENTS AND INCREMENTAL STRESSES

T = TIE NUMBER (1=CENTER TIE)  
 SEG = SEGMENT NUMBER  
 Z = DEPTH POINT NUMBER  
 XX = DIRECTION PARALLEL TO TIES  
 YY = DIRECTION PARALLEL TO RAILS  
 ZZ = VERTICAL DIRECTION  
 Units are mm and kPa  
 COMPRESSION IS NEGATIVE FOR STRESSES  
 DOWNWARD IS POSITIVE FOR DEFLECTIONS

Z(1) = 20.07 mm

Z(2) = 320.04 mm

Z(3) = 599.95 mm

T	SEG	Z	W	THETA	S-XX	S-YY	S-ZZ	S-XY	S-XZ	S-YZ
1	1	1	0.32969	-133.10	-23.45	-45.52	-64.83	-2.07	0.00	0.00
1	1	2	0.27508	-112.41	-37.24	-24.83	-50.34	0.69	-23.45	-1.38
1	1	3	0.25781	-86.21	-22.76	-19.31	-44.14	2.07	-23.45	-4.14
1	2	1	0.53467	-562.76	-138.62	-155.86	-268.28	-1.38	0.00	0.00
1	2	2	0.34341	-206.90	-45.52	-42.07	-119.31	0.69	-17.93	-2.07
1	2	3	0.29870	-121.38	-20.00	-26.90	-74.48	1.38	-15.86	-5.52
1	3	1	0.58319	-640.69	-158.62	-176.55	-305.52	-0.69	0.00	0.00
1	3	2	0.36703	-227.59	-48.97	-46.21	-132.41	-0.69	8.28	-2.07
1	3	3	0.31750	-132.41	-21.38	-28.97	-81.38	0.69	3.45	-5.52
1	4	1	0.43891	-277.24	-58.62	-84.14	-134.48	0.00	0.00	0.00
1	4	2	0.33833	-159.31	-47.59	-34.48	-77.24	-0.69	20.69	-2.07
1	4	3	0.31166	-116.55	-29.66	-26.21	-60.69	-0.69	13.79	-4.83
1	5	1	0.33096	-53.79	-1.38	-24.14	-28.28	0.00	0.00	0.00
1	5	2	0.30658	-95.86	-41.38	-23.45	-31.03	-0.69	8.97	-1.38
1	5	3	0.30023	-97.93	-36.55	-22.07	-39.31	0.00	6.90	-4.14
2	1	1	0.33299	-112.41	-20.69	-36.55	-55.17	-6.90	0.00	0.00
2	1	2	0.28677	-107.59	-35.17	-28.28	-44.83	4.83	-20.69	0.69
2	1	3	0.27280	-89.66	-23.45	-23.45	-42.76	8.28	-23.45	0.69
2	2	1	0.51181	-467.59	-117.93	-126.21	-224.14	-4.83	0.00	0.00
2	2	2	0.35230	-191.72	-42.76	-46.21	-102.76	3.45	-15.86	1.38
2	2	3	0.31496	-124.14	-20.69	-32.41	-71.03	5.52	-15.86	1.38
2	3	1	0.55677	-533.10	-134.48	-142.76	-255.86	0.00	0.00	0.00
2	3	2	0.37643	-210.34	-45.52	-50.34	-114.48	-1.38	7.59	1.38
2	3	3	0.33503	-135.17	-22.07	-35.17	-77.24	0.00	2.76	1.38

2	4	1	0.43612	-231.72	-50.34	-67.59	-113.79	2.76	0.00	0.00
2	4	2	0.35179	-150.34	-45.52	-37.93	-66.90	-4.14	17.93	0.69
2	4	3	0.33045	-120.69	-31.03	-31.72	-57.93	-2.76	13.10	0.69

2	5	1	0.34468	-48.28	-1.38	-19.31	-26.90	1.38	0.00	0.00
2	5	2	0.32385	-94.48	-40.69	-26.21	-27.59	-2.07	7.59	0.69
2	5	3	0.31979	-102.76	-37.24	-26.90	-38.62	-2.07	6.90	0.00

T	SEG	Z	W	THETA	S-XX	S-YY	S-ZZ	S-XY	S-XZ	S-YZ
---	-----	---	---	-------	------	------	------	------	------	------

3	1	1	0.32868	-106.21	-20.00	-33.79	-52.41	-7.59	0.00	0.00
3	1	2	0.28524	-103.45	-33.79	-27.59	-42.07	4.83	-20.00	0.00
3	1	3	0.27229	-88.28	-22.76	-24.14	-41.38	8.97	-22.76	0.00

3	2	1	0.49835	-437.93	-111.03	-117.24	-210.34	-4.83	0.00	0.00
3	2	2	0.34849	-183.45	-40.69	-45.52	-97.24	3.45	-15.17	-0.69
3	2	3	0.31369	-121.38	-20.00	-33.10	-68.28	6.21	-15.17	0.00

3	3	1	0.54153	-499.31	-126.90	-133.10	-240.00	0.00	0.00	0.00
3	3	2	0.37211	-201.38	-44.14	-49.66	-108.28	-1.38	6.90	-0.69
3	3	3	0.33350	-132.41	-22.07	-35.86	-74.48	0.00	2.76	0.00

3	4	1	0.42824	-217.24	-47.59	-62.76	-106.90	2.76	0.00	0.00
3	4	2	0.34950	-144.83	-43.45	-37.93	-63.45	-4.14	17.24	0.00
3	4	3	0.32969	-118.62	-30.34	-31.72	-55.86	-3.45	12.41	0.00

3	5	1	0.34239	-45.52	-2.07	-17.93	-25.52	1.38	0.00	0.00
3	5	2	0.32283	-91.72	-39.31	-26.21	-26.21	-2.07	7.59	0.00
3	5	3	0.31953	-101.38	-36.55	-26.90	-37.24	-2.07	6.21	0.69

T	SEG	Z	W	THETA	S-XX	S-YY	S-ZZ	S-XY	S-XZ	S-YZ
---	-----	---	---	-------	------	------	------	------	------	------

4	1	1	0.32690	-124.14	-22.07	-41.38	-60.00	-3.45	0.00	0.00
4	1	2	0.27610	-108.28	-35.86	-25.52	-47.59	1.38	-22.07	0.69
4	1	3	0.26010	-85.52	-22.76	-20.00	-42.76	4.14	-22.76	2.76

4	2	1	0.51994	-522.76	-129.66	-144.14	-249.66	-2.07	0.00	0.00
4	2	2	0.34188	-197.24	-43.45	-42.07	-111.72	1.38	-16.55	1.38
4	2	3	0.30048	-119.31	-20.00	-27.59	-71.72	2.76	-15.17	3.45

4	3	1	0.56642	-595.17	-148.28	-162.76	-284.83	0.00	0.00	0.00
4	3	2	0.36525	-217.24	-46.90	-46.21	-124.14	-0.69	8.28	1.38
4	3	3	0.31928	-129.66	-21.38	-30.34	-77.93	0.69	2.76	4.14

4	4	1	0.43231	-257.24	-55.17	-77.24	-124.83	0.69	0.00	0.00
4	4	2	0.33858	-153.10	-46.21	-34.48	-72.41	-1.38	19.31	1.38
4	4	3	0.31420	-114.48	-29.66	-26.90	-57.93	-0.69	13.10	3.45

4	5	1	0.33147	-49.66	-1.38	-22.07	-26.90	0.69	0.00	0.00
4	5	2	0.30886	-93.10	-40.00	-23.45	-29.66	-0.69	8.28	0.69
4	5	3	0.30328	-97.24	-35.86	-22.76	-37.93	-0.69	6.90	3.45

T	SEG	Z	W	THETA	S-XX	S-YY	S-ZZ	S-XY	S-XZ	S-YZ
---	-----	---	---	-------	------	------	------	------	------	------

5	1	1	0.27457	-93.10	-17.24	-31.03	-45.52	-3.45	0.00	0.00
5	1	2	0.23647	-83.45	-27.59	-20.00	-35.86	2.07	-16.55	2.76
5	1	3	0.22479	-67.59	-17.93	-16.55	-33.10	4.14	-17.93	7.59
5	2	1	0.42062	-389.66	-97.24	-106.21	-186.21	-2.76	0.00	0.00
5	2	2	0.28778	-151.03	-33.79	-33.10	-84.14	1.38	-13.10	5.52
5	2	3	0.25679	-93.79	-15.86	-22.76	-55.17	2.76	-11.72	10.34
5	3	1	0.45644	-443.45	-111.03	-120.69	-211.72	0.00	0.00	-0.69
5	3	2	0.30632	-166.21	-35.86	-36.55	-93.79	-0.69	6.21	5.52
5	3	3	0.27203	-102.07	-17.24	-24.83	-60.00	0.00	2.07	11.72
5	4	1	0.35636	-191.03	-41.38	-56.55	-93.10	1.38	0.00	0.00
5	4	2	0.28651	-117.93	-35.86	-27.59	-54.48	-2.07	14.48	4.14
5	4	3	0.26873	-90.34	-23.45	-22.07	-44.83	-1.38	10.34	9.66
5	5	1	0.28118	-35.86	-0.69	-15.86	-19.31	0.69	0.00	0.00
5	5	2	0.26416	-72.41	-31.72	-18.62	-22.07	-0.69	6.21	2.76
5	5	3	0.26035	-77.24	-28.28	-19.31	-29.66	-0.69	5.52	8.28

T	SEG	Z	W	THETA	S-XX	S-YY	S-ZZ	S-XY	S-XZ	S-YZ
---	-----	---	---	-------	------	------	------	------	------	------

6	1	1	0.18974	-40.00	-8.28	-11.72	-20.00	-4.14	0.00	0.00
6	1	2	0.17348	-42.76	-13.79	-12.41	-15.86	2.07	-7.59	3.45
6	1	3	0.16916	-40.00	-10.34	-13.10	-16.55	4.83	-9.66	7.59
6	2	1	0.25629	-160.69	-42.07	-41.38	-76.55	-2.76	0.00	-0.69
6	2	2	0.20091	-73.79	-17.24	-20.00	-36.55	1.38	-5.52	5.52
6	2	3	0.18872	-53.79	-9.66	-17.24	-26.90	3.45	-6.21	11.03
6	3	1	0.27457	-182.07	-47.59	-46.90	-87.59	0.00	0.00	-0.69
6	3	2	0.21234	-80.69	-17.93	-21.38	-40.69	-0.69	2.76	6.21
6	3	3	0.19863	-58.62	-10.34	-18.62	-29.66	0.69	0.69	12.41
6	4	1	0.23393	-77.24	-17.93	-21.38	-37.93	1.38	0.00	0.00
6	4	2	0.20498	-59.31	-18.62	-16.55	-24.14	-2.07	6.21	4.14
6	4	3	0.19863	-53.79	-13.79	-17.24	-22.76	-1.38	4.83	10.34
6	5	1	0.20244	-13.79	-0.69	-4.83	-7.59	0.69	0.00	0.00
6	5	2	0.19558	-38.62	-16.55	-11.72	-10.34	-0.69	2.76	2.76
6	5	3	0.19533	-46.90	-16.55	-15.17	-15.17	-0.69	2.76	8.97

T	SEG	Z	W	THETA	S-XX	S-YY	S-ZZ	S-XY	S-XZ	S-YZ
---	-----	---	---	-------	------	------	------	------	------	------

7	1	1	0.10058	-7.59	-2.76	-1.38	-3.45	-2.76	0.00	0.00
7	1	2	0.09703	-15.17	-4.83	-5.52	-4.14	1.38	-2.07	2.07
7	1	3	0.09677	-17.93	-4.83	-7.59	-5.52	3.45	-3.45	5.52
7	2	1	0.11963	-32.41	-10.34	-6.90	-15.17	-2.07	0.00	0.00
7	2	2	0.10770	-23.45	-6.21	-8.28	-8.97	0.69	-1.38	3.45
7	2	3	0.10566	-23.45	-4.14	-10.34	-8.97	2.07	-2.07	7.59
7	3	1	0.12675	-36.55	-11.72	-7.59	-17.24	0.00	0.00	0.00
7	3	2	0.11328	-25.52	-6.21	-8.97	-10.34	-0.69	0.69	3.45
7	3	3	0.11100	-25.52	-4.83	-11.03	-9.66	0.69	0.00	8.28

7	4	1	0.11862	-13.10	-4.14	-2.76	-6.21	0.69	0.00	0.00
7	4	2	0.11278	-20.00	-6.90	-7.59	-6.21	-1.38	1.38	2.76
7	4	3	0.11252	-24.14	-6.21	-10.34	-7.59	-0.69	1.38	6.90

7	5	1	0.11176	0.00	-0.69	0.69	0.00	0.69	0.00	0.00
7	5	2	0.11074	-15.17	-6.21	-5.52	-2.76	-0.69	0.69	2.07
7	5	3	0.11201	-22.07	-6.90	-9.66	-5.52	-0.69	0.69	6.21

T	SEG	Z	W	THETA	S-XX	S-YY	S-ZZ	S-XY	S-XZ	S-YZ
---	-----	---	---	-------	------	------	------	------	------	------

8	1	1	0.06553	5.52	0.00	2.76	2.76	-1.38	0.00	0.00
8	1	2	0.06706	-0.69	-0.69	-1.38	1.38	0.00	0.69	0.69
8	1	3	0.06858	-5.52	-1.38	-4.14	0.00	1.38	0.00	2.07

8	2	1	0.06299	21.38	3.45	6.90	10.34	-1.38	0.00	0.00
8	2	2	0.06934	0.69	-0.69	-1.38	2.76	0.00	0.69	1.38
8	2	3	0.07163	-6.21	-1.38	-4.83	0.69	1.38	0.00	3.45

8	3	1	0.06452	24.83	4.14	8.28	12.41	-0.69	0.00	0.00
8	3	2	0.07188	1.38	-0.69	-1.38	3.45	0.00	0.00	1.38
8	3	3	0.07442	-6.21	-1.38	-5.52	0.69	0.00	0.00	3.45

8	4	1	0.07036	13.79	1.38	4.83	7.59	0.00	0.00	0.00
8	4	2	0.07417	-0.69	-0.69	-1.38	2.07	-0.69	-0.69	0.69
8	4	3	0.07620	-6.90	-2.07	-5.52	0.00	0.00	0.00	3.45

8	5	1	0.07417	6.90	0.00	2.76	4.14	0.00	0.00	0.00
8	5	2	0.07569	-2.07	-1.38	-1.38	0.69	0.00	0.00	0.69
8	5	3	0.07722	-7.59	-2.07	-5.52	0.00	0.00	0.00	2.76

T	SEG	Z	W	THETA	S-XX	S-YY	S-ZZ	S-XY	S-XZ	S-YZ
---	-----	---	---	-------	------	------	------	------	------	------

9	1	1	0.04039	5.52	0.00	2.76	2.76	-0.69	0.00	0.00
9	1	2	0.04267	2.76	0.69	0.00	2.07	0.00	0.69	0.00
9	1	3	0.04394	-0.69	0.00	-2.07	1.38	0.00	0.69	0.69

9	2	1	0.03378	25.52	5.52	7.59	12.41	-0.69	0.00	0.00
9	2	2	0.04216	6.21	0.69	0.69	4.83	0.00	0.69	0.00
9	2	3	0.04470	0.00	-0.69	-2.07	2.76	0.00	0.69	0.69

9	3	1	0.03353	29.66	6.21	8.97	14.48	0.00	0.00	0.00
9	3	2	0.04293	6.90	0.69	0.69	5.52	0.00	-0.69	0.00
9	3	3	0.04572	0.00	-0.69	-2.07	2.76	0.00	0.00	0.69

9	4	1	0.04064	15.17	2.07	4.83	7.59	0.00	0.00	0.00
9	4	2	0.04547	4.14	0.69	0.69	3.45	0.00	-0.69	0.00
9	4	3	0.04724	-0.69	0.00	-2.07	2.07	0.00	-0.69	0.69

9	5	1	0.04572	5.52	0.00	2.76	3.45	0.00	0.00	0.00
9	5	2	0.04724	1.38	0.69	0.00	1.38	0.00	-0.69	0.00
9	5	3	0.04826	-1.38	0.00	-2.07	1.38	0.00	0.00	0.69

T	SEG	Z	W	THETA	S-XX	S-YY	S-ZZ	S-XY	S-XZ	S-YZ
---	-----	---	---	-------	------	------	------	------	------	------

10	1	1	0.00838	1.38	0.00	0.69	0.69	0.00	0.00	0.00
10	1	2	0.00889	0.69	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00	0.00
10	1	3	0.00914	0.00	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00	0.00
10	2	1	0.00686	6.21	1.38	2.07	2.76	0.00	0.00	0.00
10	2	2	0.00864	1.38	0.00	0.00	1.38	0.00	0.00	0.00
10	2	3	0.00914	0.00	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00	0.00
10	3	1	0.00660	6.90	1.38	2.07	3.45	0.00	0.00	0.00
10	3	2	0.00889	2.07	0.00	0.00	1.38	0.00	0.00	0.00
10	3	3	0.00940	0.00	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00	0.00
10	4	1	0.00813	3.45	0.69	1.38	2.07	0.00	0.00	0.00
10	4	2	0.00940	1.38	0.00	0.00	0.69	0.00	0.00	0.00
10	4	3	0.00965	0.00	0.00	-0.69	0.69	0.00	0.00	0.00
10	5	1	0.00940	1.38	0.00	0.69	0.69	0.00	0.00	0.00
10	5	2	0.00965	0.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	5	3	0.00991	0.00	0.00	-0.69	0.00	0.00	0.00	0.00

TIE	SEG	POINT	DEPTH	KNOT	GEOSTAT. VERT.STR.	INIT. P	INIT. Q	SOCT	TOCT	EQUIVALENT TRIAXIAL STATES			
			(mm)		(kPa) ->					SIG 1	SIG 3	MAX P	MAX Q

---

1	1	1	20.32	1.00	2.48	2.48	0.00	46.90	15.93	69.45	35.66	52.55	16.90
1	1	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	42.07	22.55	73.93	26.14	50.07	23.86
1	1	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	36.62	23.86	70.41	19.72	45.10	25.31

---

1	2	1	20.32	1.00	3.10	3.10	0.00	190.62	57.45	271.86	150.00	210.90	
60.90	1	2	320.04	0.43	7.93	5.66	2.28	73.86	40.21	130.69	45.38	88.07	42.62
1	2	3	599.44	0.43	13.24	9.45	3.79	48.55	30.83	92.21	26.76	59.52	32.69

---

1	3	1	20.32	1.00	3.86	3.86	0.00	217.38	65.66	310.28	170.97	240.62	
69.66	1	3	320.04	0.43	8.76	6.21	2.48	81.24	42.90	141.86	50.90	96.41	45.52
1	3	3	599.44	0.43	14.07	10.00	4.00	52.76	30.34	95.59	31.31	63.45	32.14

---

1	4	1	20.32	1.00	2.62	2.62	0.00	94.97	31.38	139.31	72.83	106.07	33.24
1	4	2	320.04	0.43	7.45	5.31	2.14	57.72	25.79	94.21	39.45	66.83	27.38
1	4	3	599.44	0.43	12.76	9.10	3.66	46.69	21.79	77.52	31.24	54.41	23.10

---

1	5	1	20.32	1.00	2.41	2.41	0.00	20.34	11.24	36.28	12.41	24.34	11.93
1	5	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	36.48	9.72	50.28	29.59	39.93	10.34
1	5	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	40.34	11.24	56.28	32.41	44.34	11.93

TIE	SEG	POINT	DEPTH	KNOT	GEOSTAT. VERT.STR.	INIT. P	INIT. Q	SOCT	TOCT	EQUIVALENT TRIAXIAL STATES			
			(mm)		(kPa) ->					SIG 1	SIG 3	MAX P	MAX Q

---

2	1	1	20.32	1.00	2.48	2.48	0.00	40.00	14.90	61.10	29.52	45.31	15.79
---	---	---	-------	------	------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------



TIE	SEG	POINT	DEPTH	KNOT	GEOSTAT. VERT.STR.	INIT. P	INIT. Q	SOCT	TOCT	EQUIVALENT TRIAXIAL STATES			
			(mm)		(kPa) ->					SIG 1	SIG 3	MAX P	MAX Q
-----													
4	1	1	20.32	1.00	2.48	2.48	0.00	43.86	14.90	64.90	33.31	49.10	15.79
4	1	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	40.62	21.10	70.41	25.72	48.07	22.34
4	1	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	36.28	22.55	68.14	20.34	44.21	23.86
-----													
4	2	1	20.32	1.00	3.10	3.10	0.00	177.38	53.45	252.90	139.59	196.28	
56.69													
4	2	2	320.04	0.43	7.93	5.66	2.28	70.69	36.90	122.90	44.55	83.72	39.17
4	2	3	599.44	0.43	13.24	9.45	3.79	47.86	29.24	89.24	27.17	58.21	31.03
-----													
4	3	1	20.32	1.00	3.86	3.86	0.00	202.34	60.90	288.48	159.31	223.86	
64.62													
4	3	2	320.04	0.43	8.76	6.21	2.48	77.72	39.45	133.52	49.86	91.66	41.79
4	3	3	599.44	0.43	14.07	10.00	4.00	51.93	28.69	92.55	31.66	62.07	30.48
-----													
4	4	1	20.32	1.00	2.62	2.62	0.00	88.41	28.69	129.03	68.07	98.55	30.48
4	4	2	320.04	0.43	7.45	5.31	2.14	55.52	23.24	88.41	39.10	63.72	24.62
4	4	3	599.44	0.43	12.76	9.10	3.66	46.14	20.28	74.83	31.79	53.31	21.52
-----													
4	5	1	20.32	1.00	2.41	2.41	0.00	19.10	9.72	32.90	12.21	22.55	10.34
4	5	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	35.52	9.72	49.31	28.62	38.97	10.34
4	5	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	40.14	9.72	53.93	33.24	43.59	10.34
-----													
5	1	1	20.32	1.00	2.48	2.48	0.00	33.52	11.24	49.45	25.59	37.52	11.93
5	1	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	32.41	15.93	54.90	21.10	38.00	16.90
5	1	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	30.34	18.69	56.76	17.10	36.97	19.79
-----													
5	2	1	20.32	1.00	3.10	3.10	0.00	133.03	39.79	189.31	104.90	147.10	
42.21													
5	2	2	320.04	0.43	7.93	5.66	2.28	55.31	28.14	95.10	35.38	65.24	29.86
5	2	3	599.44	0.43	13.24	9.45	3.79	39.45	23.86	73.17	22.55	47.86	25.31
-----													
5	3	1	20.32	1.00	3.86	3.86	0.00	151.72	45.38	215.93	119.66	167.79	
48.14													
5	3	2	320.04	0.43	8.76	6.21	2.48	60.76	29.79	102.90	39.72	71.31	31.59
5	3	3	599.44	0.43	14.07	10.00	4.00	42.69	23.86	76.48	25.86	51.17	25.31
-----													
5	4	1	20.32	1.00	2.62	2.62	0.00	66.28	21.10	96.07	51.38	73.72	22.34
5	4	2	320.04	0.43	7.45	5.31	2.14	43.79	17.79	68.97	31.24	50.14	18.90
5	4	3	599.44	0.43	12.76	9.10	3.66	38.14	17.79	63.31	25.52	44.41	18.90
-----													
5	5	1	20.32	1.00	2.41	2.41	0.00	14.48	7.93	25.79	8.90	17.31	8.41
5	5	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	28.62	5.66	36.62	24.69	30.62	6.00
5	5	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	33.45	9.72	47.24	26.55	36.90	10.34



TIE	SEG	POINT	DEPTH (mm)	KNOT	GEOSTAT.	INIT.	INIT.	SOCT	TOCT	EQUIVALENT TRIAXIAL STATES			
					VERT.STR. (kPa) ->	P	Q			SIG 1	SIG 3	MAX P	MAX Q
-----													
6	1	1	20.32	1.00	2.48	2.48	0.00	15.72	5.66	23.66	11.72	17.72	6.00
6	1	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	18.69	5.66	26.69	14.76	20.69	6.00
6	1	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	21.17	11.24	37.10	13.17	25.17	11.93
-----													
6	2	1	20.32	1.00	3.10	3.10	0.00	56.55	15.93	79.03	45.24	62.14	16.90
6	2	2	320.04	0.43	7.93	5.66	2.28	29.45	12.62	47.24	20.48	33.86	13.38
6	2	3	599.44	0.43	13.24	9.45	3.79	26.14	14.90	47.24	15.66	31.45	15.79
-----													
6	3	1	20.32	1.00	3.86	3.86	0.00	64.62	18.69	91.03	51.38	71.17	19.79
6	3	2	320.04	0.43	8.76	6.21	2.48	32.28	12.62	50.07	23.38	36.69	13.38
6	3	3	599.44	0.43	14.07	10.00	4.00	28.28	14.90	49.31	17.72	33.52	15.79
-----													
6	4	1	20.32	1.00	2.62	2.62	0.00	28.34	7.93	39.66	22.76	31.17	8.41
6	4	2	320.04	0.43	7.45	5.31	2.14	24.28	7.93	35.59	18.69	27.10	8.41
6	4	3	599.44	0.43	12.76	9.10	3.66	25.72	11.24	41.66	17.72	29.72	11.93
-----													
6	5	1	20.32	1.00	2.41	2.41	0.00	7.03	0.00	7.03	7.03	7.03	0.00
6	5	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	17.45	0.00	17.45	17.45	17.45	0.00
6	5	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	23.45	7.93	34.69	17.79	26.28	8.41
-----													
TIE	SEG	POINT	DEPTH (mm)	KNOT	GEOSTAT.	INIT.	INIT.	SOCT	TOCT	EQUIVALENT TRIAXIAL STATES			
					VERT.STR. (kPa) ->	P	Q			SIG 1	SIG 3	MAX P	MAX Q
-----													
7	1	1	20.32	1.00	2.48	2.48	0.00	4.97	0.00	4.97	4.97	4.97	0.00
7	1	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	9.52	0.00	9.52	9.52	9.52	0.00
7	1	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	13.86	5.66	21.79	9.86	15.86	6.00
-----													
7	2	1	20.32	1.00	3.10	3.10	0.00	13.86	0.00	13.86	13.86	13.86	0.00
7	2	2	320.04	0.43	7.93	5.66	2.28	12.76	0.00	12.76	12.76	12.76	0.00
7	2	3	599.44	0.43	13.24	9.45	3.79	15.93	7.93	27.24	10.34	18.76	8.41
-----													
7	3	1	20.32	1.00	3.86	3.86	0.00	16.14	0.00	16.14	16.14	16.14	0.00
7	3	2	320.04	0.43	8.76	6.21	2.48	14.00	0.00	14.00	14.00	14.00	0.00
7	3	3	599.44	0.43	14.07	10.00	4.00	17.10	7.93	28.41	11.52	19.93	8.41
-----													
7	4	1	20.32	1.00	2.62	2.62	0.00	7.03	0.00	7.03	7.03	7.03	0.00
7	4	2	320.04	0.43	7.45	5.31	2.14	11.38	0.00	11.38	11.38	11.38	0.00
7	4	3	599.44	0.43	12.76	9.10	3.66	15.93	5.66	23.86	11.93	17.86	6.00
-----													
7	5	1	20.32	1.00	2.41	2.41	0.00	2.41	0.00	2.41	2.41	2.41	0.00
7	5	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	9.52	0.00	9.52	9.52	9.52	0.00
7	5	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	15.17	0.00	15.17	15.17	15.17	0.00

TIE	SEG	POINT	DEPTH (mm)	KNOT	GEOSTAT.	INIT.	INIT.	SOCT	TOCT	EQUIVALENT TRIAXIAL STATES			
					VERT.STR. (kPa) ->	P	Q			SIG 1	SIG 3	MAX P	MAX Q
-----													
8	1	1	20.32	1.00	2.48	2.48	0.00	0.69	0.00	0.69	0.69	0.69	0.00
8	1	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	4.76	0.00	4.76	4.76	4.76	0.00
8	1	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	9.66	0.00	9.66	9.66	9.66	0.00
-----													
8	2	1	20.32	1.00	3.10	3.10	0.00	-3.93	0.00	-3.93	-3.93	-3.93	0.00
8	2	2	320.04	0.43	7.93	5.66	2.28	4.55	0.00	4.55	4.55	4.55	0.00
8	2	3	599.44	0.43	13.24	9.45	3.79	10.21	0.00	10.21	10.21	10.21	0.00
-----													
8	3	1	20.32	1.00	3.86	3.86	0.00	-4.34	0.00	-4.34	-4.34	-4.34	0.00
8	3	2	320.04	0.43	8.76	6.21	2.48	4.97	0.00	4.97	4.97	4.97	0.00
8	3	3	599.44	0.43	14.07	10.00	4.00	10.83	0.00	10.83	10.83	10.83	0.00
-----													
8	4	1	20.32	1.00	2.62	2.62	0.00	-2.07	0.00	-2.07	-2.07	-2.07	0.00
8	4	2	320.04	0.43	7.45	5.31	2.14	4.76	0.00	4.76	4.76	4.76	0.00
8	4	3	599.44	0.43	12.76	9.10	3.66	10.21	0.00	10.21	10.21	10.21	0.00
-----													
8	5	1	20.32	1.00	2.41	2.41	0.00	0.07	0.00	0.07	0.07	0.07	0.00
8	5	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	5.17	0.00	5.17	5.17	5.17	0.00
8	5	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	10.28	0.00	10.28	10.28	10.28	0.00
-----													
TIE	SEG	POINT	DEPTH (mm)	KNOT	GEOSTAT.	INIT.	INIT.	SOCT	TOCT	EQUIVALENT TRIAXIAL STATES			
					VERT.STR. (kPa) ->	P	Q			SIG 1	SIG 3	MAX P	MAX Q
-----													
9	1	1	20.32	1.00	2.48	2.48	0.00	0.62	0.00	0.62	0.62	0.62	0.00
9	1	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	3.59	0.00	3.59	3.59	3.59	0.00
9	1	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	8.00	0.00	8.00	8.00	8.00	0.00
-----													
9	2	1	20.32	1.00	3.10	3.10	0.00	-5.45	0.00	-5.45	-5.45	-5.45	0.00
9	2	2	320.04	0.43	7.93	5.66	2.28	2.76	0.00	2.76	2.76	2.76	0.00
9	2	3	599.44	0.43	13.24	9.45	3.79	8.14	0.00	8.14	8.14	8.14	0.00
-----													
9	3	1	20.32	1.00	3.86	3.86	0.00	-6.07	0.00	-6.07	-6.07	-6.07	0.00
9	3	2	320.04	0.43	8.76	6.21	2.48	3.03	0.00	3.03	3.03	3.03	0.00
9	3	3	599.44	0.43	14.07	10.00	4.00	8.55	0.00	8.55	8.55	8.55	0.00
-----													
9	4	1	20.32	1.00	2.62	2.62	0.00	-2.41	0.00	-2.41	-2.41	-2.41	0.00
9	4	2	320.04	0.43	7.45	5.31	2.14	3.17	0.00	3.17	3.17	3.17	0.00
9	4	3	599.44	0.43	12.76	9.10	3.66	8.07	0.00	8.07	8.07	8.07	0.00
-----													
9	5	1	20.32	1.00	2.41	2.41	0.00	0.48	0.00	0.48	0.48	0.48	0.00
9	5	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	3.93	0.00	3.93	3.93	3.93	0.00
9	5	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	8.21	0.00	8.21	8.21	8.21	0.00

TIE	SEG	POINT	DEPTH (mm)	KNOT	GEOSTAT.	INIT.	INIT.	SOCT	TOCT	EQUIVALENT TRIAXIAL STATES			
					VERT.STR. (kPa) ->	P	Q			SIG 1	SIG 3	MAX P	MAX Q
-----													
10	1	1	20.32	1.00	2.48	2.48	0.00	2.07	0.00	2.07	2.07	2.07	0.00
10	1	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	4.28	0.00	4.28	4.28	4.28	0.00
10	1	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	7.79	0.00	7.79	7.79	7.79	0.00
-----													
10	2	1	20.32	1.00	3.10	3.10	0.00	1.10	0.00	1.10	1.10	1.10	0.00
10	2	2	320.04	0.43	7.93	5.66	2.28	4.34	0.00	4.34	4.34	4.34	0.00
10	2	3	599.44	0.43	13.24	9.45	3.79	8.07	0.00	8.07	8.07	8.07	0.00
-----													
10	3	1	20.32	1.00	3.86	3.86	0.00	1.59	0.00	1.59	1.59	1.59	0.00
10	3	2	320.04	0.43	8.76	6.21	2.48	4.76	0.00	4.76	4.76	4.76	0.00
10	3	3	599.44	0.43	14.07	10.00	4.00	8.55	0.00	8.55	8.55	8.55	0.00
-----													
10	4	1	20.32	1.00	2.62	2.62	0.00	1.45	0.00	1.45	1.45	1.45	0.00
10	4	2	320.04	0.43	7.45	5.31	2.14	4.21	0.00	4.21	4.21	4.21	0.00
10	4	3	599.44	0.43	12.76	9.10	3.66	7.86	0.00	7.86	7.86	7.86	0.00
-----													
10	5	1	20.32	1.00	2.41	2.41	0.00	2.07	0.00	2.07	2.07	2.07	0.00
10	5	2	320.04	0.43	7.31	5.24	2.07	4.34	0.00	4.34	4.34	4.34	0.00
10	5	3	599.44	0.43	12.62	9.03	3.66	7.79	0.00	7.79	7.79	7.79	0.00