



Faculdade de Tecnologia – FT
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental – Pós-Graduação

**TÍTULO: COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS
FERROVIÁRIOS COM UTILIZAÇÃO DE SOLOS FINOS E/OU RESÍDUOS DE
MINERAÇÃO DE FERRO ASSOCIADOS A GEOSSINTÉTICOS.**

Gilberto Fernandes

Orientador: **Profº. Dr. Ennio Marques Palmeira**

Orientador: **Profº. Dr. Romero César Gomes**

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

Brasília, Junho de 2005

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS
FERROVIÁRIOS COM UTILIZAÇÃO DE SOLOS FINOS E/OU
RESÍDUOS DE MINERAÇÃO DE FERRO ASSOCIADOS A
GEOSSINTÉTICOS**

GILBERTO FERNANDES

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, PH.D.

CO-ORIENTADOR: ROMERO CÉSAR GOMES, DSC

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD – 027A/05

BRASÍLIA / DF: JUNHO DE 2005

FICHA CATALOGRÁFICA

FERNANDES, GILBERTO

Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários com Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados a Geossintéticos. [Minas Gerais] 2005.

xxviii, 253 p, 210x297 mm (ENC, FT, UnB, Doutor, Geotecnia, 2005).

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Pavimentos Ferroviários

2. Seções Instrumentadas

3. Resíduos de Minério de Ferro

4. Geossintéticos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIGRÁFICA

FERNANDES, G. (2005). Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários com Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados a Geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-027A/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 253p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Gilberto Fernandes

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários com Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados a Geossintéticos.

GRAU / ANO: Doutor / 2005

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Gilberto Fernandes

Rua Yolanda Guimarães, 85 – Passagens de Mariana
35.420.000 – Mariana – MG – Brasil.

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus verdadeiros “gurus” meu pai Juvercínio Fernandes(*in memoriam*) e minha mãe Zilda Lina Fernandes.

AGRADECIMENTOS

A Deus por ter me dado os dons necessários para a realização deste sonho.

Ao professor Ennio Marques Palmeira pela orientação produtiva, convivência harmoniosa e importantes discussões durante todo este trabalho.

Ao professor Romero César Gomes pela orientação executiva, convivência harmoniosa e importantes discussões que viabilizaram esta tese.

Aos professores da pós-graduação em geotecnia da UnB, André Pacheco de Assis, Eraldo Luporini, José Henrique Feitosa Pereira (in memoriam), Márcio Muniz de Faria, Pedro Murrieta Santos Neto, Renato Pinto da Cunha, Newton Moreira de Souza, Luís Fernando Martins Ribeiro e José Camapum de Carvalho pela transmissão de conhecimentos e aprendizado de vida adquiridos.

À Companhia Vale do Rio Doce pelo convênio assinado que viabilizou a realização do trecho experimental. Assim, como os recursos financeiros para aquisição da instrumentação.

Ao Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais (DER-MG) pelo convênio assinado que possibilitou a realização de ensaios de campo e laboratório. Em nome dos engenheiros: José Narciso, Ricardo, José Luís, José Flávio do Nascimento, Cláudio A. V. Albernaz e ao técnico Wagner.

Ao professor Jorge Augusto Pereira Ceratti por ter permitido e cedido os equipamentos do LAPAV, a assinatura do convênio entre UFOP e UFRGS, a ajuda do senhor Ivan que viabilizou a realização dos ensaios de módulo resiliente.

Aos professores Luiz Francisco Muniz da Silva e Jorge L. G. Spada pela atenção e consideração. Assim, como pelo programa Ferrovia e o material de referência bibliográfica de grande valia.

Ao professor Fernando J. P. Gonçalves pela disponibilidade e pelas informações acerca da instrumentação de campo e o material de pesquisa bibliográfica.

À professora Arlene pela espaço do laboratório cedido no laboratório de estruturas para calibração da instrumentação.

À empresas Huesker e Bidim que forneceram material para a realização dos estudos.

Ao amigo e cunhado Antônio Alberto Moreira Pinto pela ajuda na elaboração dos programas computacionais essenciais para o tratamento do banco de dados.

Aos técnicos João do laboratório de estrutura, Celso da geotecnia, José do transporte pela ajuda na tarefa de ensaios de campo.

À CAPES pelo financiamento da bolsa PICD, que possibilitou realização do programa de doutorado.

Ao professores do DEGEO e DEMIN da UFOP pela disponibilização de seus laboratórios.

Aos amigos de doutorado Neto, Carla, Joaquim, Adriano, Aline, Neuza, Márcia, Aldo e Silvranio que compartilharam seus conhecimentos e discussões interessantes.

Aos amigos Wanilson e Hilton pelo apoio na realização dos ensaios geotécnicos na UnB.

Aos bolsistas Gustavo, Marínis e Sérgio pela preciosa ajuda na execução dos trabalhos de campo e escritório.

Ao Departamento de Engenharia Civil da UFOP pela possibilidade de fazer o doutorado, compreensão e incentivo, principalmente aos professores das áreas de construção, transporte e geotecnia.

E, finalmente, um agradecimento especial aos meus pais pelo amor, carinho e dedicação em todos os momentos de minha vida.

À minha esposa Cristina pelo desprendimento, a paciência, o estímulo e o apoio durante o desenvolvimento de mais este trabalho, principalmente, por ter sido mãe e pai para Daniel e Lucas durante a minha ausência.

RESUMO

COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS FERROVIÁRIOS COM UTILIZAÇÃO DE SOLOS FINOS E RESÍDUOS DE MINERAÇÃO DE FERRO ASSOCIADOS A GEOSSINTÉTICOS

Esta tese tem como objetivo estudar o comportamento geotécnico de solos finos, resíduos sólidos de mineração e de siderurgia de ferro da área da mina de Gongo Soco, no município de Barão de Cocais, Quadrilátero Ferrífero do estado de Minas Gerais, associados a geossintéticos. Para concretizar os objetivos propostos, foi elaborado e desenvolvido um vasto programa de pesquisas que compreendeu três partes principais. A primeira consistiu no estudo da caracterização geotécnica dos solos finos locais, resíduos sólidos de mineração e siderurgia associados a geossintéticos por meio de três etapas de ensaios de laboratório. A segunda parte compreendeu o planejamento, construção, instrumentação e monitoramento de sete seções experimentais em condições de tráfego real da estrada de ferro Vitória Minas. A terceira e última parte constou de um amplo programa experimental de ensaios de campo para compreender o comportamento estrutural das misturas dos resíduos sólidos de minério de ferro. O estudo da caracterização geotécnica dos solos finos locais, resíduos de mineração e siderurgia de ferro, associados a geossintéticos, consistiu em três campanhas consecutivas de ensaios. Foram realizados ensaios de índices físicos, granulometria, compactação, índice de suporte Califórnia, expansão, permeabilidade, curva característica, cisalhamento direto, módulo de resiliência, raios-x, microscopia eletrônica de varredura, análise química, adsorção de nitrogênio, carga pontual, abrasão Los Angeles, MCT (Miniatura, Compactação, Tropical) e compressão uniaxial. Os resultados destes ensaios mostraram a viabilidade técnica do uso dos resíduos sólidos em misturas com solos finos locais convenientemente estudadas para camadas nobres dos pavimentos ferroviários. De forma geral, as misturas de até cinqüenta por cento de resíduos de minério de ferro com solos finos locais produziram aumento de índice de suporte Califórnia e de resiliência. Estes resultados foram fortemente influenciados por vários fatores, tais como: granulometria, tipo de densificação, processo de estabilização e matrizes dos esqueletos sólidos, tanto dos solos finos locais como dos resíduos de minério de ferro. As características ambientais foram avaliadas por meio de ensaios de massa bruta, lixiviação e solubilização e o resíduo classificado como classe II. No planejamento, construção e instrumentação das seções experimentais foram concebidos arranjos específicos para contemplar o material normalmente utilizado e os novos materiais propostos. Salientam-se os cuidados construtivos que foram adotados na construção dos pavimentos ferroviários com misturas de resíduos de minério de ferro. Nas seções foram utilizados sensores de deformação, temperatura e umidade. A instrumentação adotada mostrou-se eficiente. No programa experimental de ensaios de campo foram realizados ensaios de frasco de areia, determinação de deflexões com a viga Benkelman, módulos dinâmicos, controle topográficos e determinação das deformações dinâmicas e residuais acumuladas. Os resultados obtidos destes ensaios mostraram a eficiência do pavimento ferroviário construído com as misturas de minério de ferro associados a geossintéticos. Com base nos resultados obtidos neste estudo conclui-se pela viabilidade do emprego dos materiais estudados em pavimentos ferroviários, com qualidade técnica compatível com a de materiais normalmente utilizados e significativa economia na distância média de transporte, por se tratarem de materiais encontrados na faixa da ferrovia ou dentro da área de influência dos empreendimentos mineradores e siderúrgicos.

ABSTRACT

THE BEHAVIOUR OF RAILWAYS PAVEMENTS USING FINE SOILS AND IRON MINING TAILINGS ASSOCIATED WITH GEOSYNTHETICS

The objective of this thesis was to study the geotechnical behaviour of fine soils, iron mining tailings and wastes and steel mill slag from the Gongo Soco mine, located in the district of Barão de Cocais, Quadrilátero Ferrífero, state of Minas Gerais, in conjunction with geosynthetics. To achieve the proposed objectives, a comprehensive research programme was developed that involving three main parts. The first part consisted of a geotechnical characterization of the local fine soils and solid mining residues in three stages of laboratory tests. The second part consisted of the planning, construction, instrumentation and monitoring of seven railway test sections in conditions of real traffic in the Vitória Minas railway. The third and last part consisted of a comprehensive experimental programme of field tests to understand the structural behaviour of mixtures of solid residues of iron ore. The geotechnical characterization of the local fine soils and mining residues consisted of three consecutive testing programmes. The tests performed included physical indexes, grain size analyses, compaction, swelling, California bearing ratio, permeability, characteristic curve, direct shear, resilient modulus, X-ray difratometry, electronic microscopy, nitrogen adsorption using B.T.E., point load, Los Angeles abrasion tests and uniaxial compression tests. The results of these tests showed the technical feasibility of the use of solid residues in mixtures with local fine soils as layers of a rail pavement. In general, mixtures of up to fifty percent of iron ore residues with local fine soils produced increases of California bearing ratio and resiliency. These results were influenced strongly by several factors, such as: grain size distribution, compaction type, stabilization process used and soil fabric, either for the local fine soils or for the iron ore residues. Environmental characteristics of the residues were evaluated by means of leaching and solubility tests, with such materials being classified as a waste class II, according to Brazilian standards. In the planning, construction and instrumentation of the experimental railway sections specific arrangements were conceived to contemplate the material commonly employed in such works, as well as the new proposed materials. The construction procedures that were adopted using mixtures of iron ore residues are described in details. The instruments used to monitor pavement behaviour in the test sections consisted of soil strain, temperature and soil moisture transducers. The performance of the instrumentation used was satisfactory. The field tests executed included sand cone tests, Benkelman beam, dynamic modulus using the Geogauge H4140 device, survey and determination of cumulative dynamic and residual strains. The findings achieved showed the efficiency of the railway pavement built using iron ore mixtures associated with geosynthetics. The results obtained in this study showed the feasibility of the use of the materials studied in this thesis in rail pavements, with technical quality compatible with those of traditional construction materials and significant cost savings in transportation, as they can be easily found in the vicinities of the railway line or in the area of influence of mines..

INDÍCE

Capítulo	Página
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....	1
1.1 – PANORAMA GERAL.....	1
1.1.1 – SISTEMA FERROVIÁRIO INTERNACIONAL.....	3
1.1.2 – SISTEMA FERROVIÁRIO BRASILEIRO.....	4
1.1.3 – ESTRADA DE FERRO VITÓRIA MINAS	9
1.2 – OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS DO TRABALHO.....	12
1.3 – ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	13
 CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	15
2.1 – CONSIDERAÇÕES INICIAIS	15
2.2 – MATERIAIS	15
2.2.1 – BREVE HISTÓRICO.....	15
2.2.2 – SOLOS TROPICAIS.....	17
2.2.3 – ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA.....	18
2.2.4 – ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA	19
2.2.5 – SOLOS LATERÍTICOS FINOS ESTABILIZADOS COM CAL.....	19
2.2.6 – SOLOS LATERÍTICOS FINOS ESTABILIZADOS COM CIMENTO.....	20
2.2.7 – SOLOS LATERÍTICOS FINOS ESTABILIZADOS COM BETUME.....	21
2.2.8 – REJEITOS COMO MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO.....	21
2.2.9 – GEOSSINTÉTICOS.....	28
2.3 – INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE SISTEMAS VIÁRIOS	34
2.3.1 – SITUAÇÃO GERAL.....	34
2.3.2 – SITUAÇÃO BRASILEIRA	36
2.4 – MECÂNICA DOS PAVIMENTOS APLICADOS A FERROVIAS.....	36
2.4.1 – VIGA CONTÍNUA SOBRE APOIOS ELÁSTICOS	38
2.4.2 – SISTEMAS EM CAMADAS.....	42
2.4.3 – OUTRAS CONCEPÇÕES DE VIA PERMANENTE FERROVIÁRIA.....	44
2.4.4 – LASTRO.....	45
2.4.5 – CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE VIA FERROVIÁRIA	47

CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS.....	50
3.1 – INTRODUÇÃO.....	50
3.2 – CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS MATERIAIS.....	52
3.2.1 – IDENTIFICAÇÃO DOS MATERIAIS.....	53
3.2.2 – AMOSTRAGEM E ENSAIOS CONVENCIONAIS.....	54
3.2.3 – METODOLOGIA MCT.....	57
3.2.4 – CURVAS CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS.....	60
3.2.5 – POROSIDADE, SUPERFÍCIE ESPECÍFICA E DENSIDADE REAL	63
3.2.6 - DEFORMAÇÃO RESILIENTE	67
3.2.7 – CISALHAMENTO DIRETO	70
3.2.8 – MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA E MICROANÁLISES.....	71
3.2.9 – DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X.....	73
3.2.10 – ANÁLISE QUÍMICA.....	74
3.3 – TRECHO EXPERIMENTAL E SEÇÕES-TESTE.....	77
3.4 – EXECUÇÃO DAS SEÇÕES EXPERIMENTAIS.....	81
3.5 – ENSAIOS DE CAMPO.....	88
3.5.1 – FRASCO DE AREIA	88
3.5.2 – RIGIDEZ E MÓDULO DE ELASTICIDADE IN SITU	88
3.5.3 – VIGA BENKELMAN	89
3.5.4 – CONTROLE TOPOGRÁFICO DA SUPERESTRUTURA	91
3.5.5 – ENSAIOS DE TRAÇÃO SIMPLES EM GEOTÊXTEIS.....	92
3.6 – INSTRUMENTAÇÃO DAS SEÇÕES	93
3.6.1 – MONTAGEM DOS SENsoRES.....	93
3.6.2 – CALIBRAÇÃO DOS SENsoRES	95
3.6.3 – INSTALAÇÃO DOS SENsoRES NO CAMPO.....	96
 CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO....	100
4.1 – INTRODUÇÃO.....	100
4.2 - FASE I: CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PRELIMINAR	101
4.3 - FASE II: CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS MISTURAS-PADRÃO	106
4.3 - FASE III: CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS MISTURAS DE PISTA	109
4.3.1 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO	110
4.3.2 CLASSIFICAÇÃO MCT EXPEDITA.....	114
4.3.3 CURVAS CARACTERÍSTICAS.....	115

4.3.4 POROSIDADE, SUPERFÍCIE ESPECÍFICA E DENSIDADE REAL	120
4.3.5 – MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	123
4.3.6 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO.....	126
4.3.7 – DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X.....	132
4.3.8 – MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA.....	135
4.3.9 – ANÁLISES QUÍMICAS – CLASSIFICAÇÃO E COMPOSIÇÃO QUÍMICA.....	139
4.3.10 – VERIFICAÇÃO DE DANOS MECÂNICOS NO GEOTÊXTIL.....	143
4.3.11 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO NO LASTRO DE ESCÓRIA.....	145
 CAPÍTULO 5 – RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DE CAMPO	152
5.1 - INTRODUÇÃO	152
5.2 – ENSAIOS COM FRASCO DE AREIA.....	154
5.3 – MÓDULOS DE ELASTICIDADE E RIGIDEZ IN SITU DAS CAMADAS.....	155
5.4 – ENSAIOS COM VIGA BENKELMAN	160
5.5 – CONTROLE TOPOGRÁFICO DA SUPERESTRUTURA.....	165
5.6 – RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO DAS SEÇÕES-TESTE.....	168
5.6.1 – RESULTADOS DAS MEDIDAS DAS CONDIÇÕES AMBIENTAIS	168
5.6.2 - RESULTADOS DO MONITORAMENTO DAS SEÇÕES-TESTE	171
5.6.2.1 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS NAS SEÇÕES-TESTE	172
5.6.2.2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS ESTÁTICOS NAS SEÇÕES-TESTE	180
5.6.2.3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS COM CARGAS REAIS	195
5.7 – RETROANÁLISES DOS ENSAIOS.....	197
5.7.1 – MÓDULOS DE RESILIÊNCIA: TRIAXIAL X GEOGAUGE X RETROANÁLISES	197
5.7.2 – CONTROLE TOPOGRÁFICO X DEFORMAÇÕES ACUMULADAS.....	199
5.8 – DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E ANÁLISES DE CUSTOS.....	200
 CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES	205
6.1 – CONCLUSÕES DA PESQUISA	205
6.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	212
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	214
 APÊNDICE A.....	233

APÊNDICE B	238
APÊNDICE C	245
APÊNDICE D	248

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 1.1 - Representação das matrizes de transporte (AECB, 1991).....	1
Tabela 1.2 - Comparaçao de superfície territorial com extensão de malha ferroviária (Leeves, 1992).....	2
Tabela 1.3 - Histórico de Implantação das Ferrovias no Brasil.....	5
Tabela 1.4 - Dados técnicos e geométricos da estrada de ferro Vitória – Minas.....	11
Tabela 2.1 - Aplicações de geossintéticos em obras viárias.....	27
Tabela 2.2 - Tipos de geossintéticos e suas principais funções.....	28
Tabela 3.1- Identificação e terminologia dos materiais.....	53
Tabela 3.2 - Normas e prescrições dos ensaios de caracterização.....	55
Tabela 3.3 – Tensões-desvio e confinante.....	69
Tabela 3.4 - Par de tensões utilizados nos ensaios de cargas repetidas.....	70
Tabela 3.5 - Normas utilizadas nos ensaios com a escória do lastro.....	76
Tabela 3.6 - Características gerais das seções-teste.....	77
Tabela 3.7 - Especificações técnicas do geotêxtil RT16.....	79
Tabela 3.8 - Características técnicas da geogrelha Fortrac 65/65-30T.....	80
Tabela 3.9 - Dados técnicos e geométricos da via.....	87
Tabela 4.1 - Quantitativo dos ensaios de laboratório.....	100
Tabela 4.2 - Índices pluviométricos (mm).....	101
Tabela 4.3 - Caracterização dos resíduos (rejeito e estéril) de minério de ferro.....	102
Tabela 4.4 - Propriedades geotécnicas dos resíduos estabilizados.....	103
Tabela 4.5 - Análise química dos materiais de construção.....	106
Tabela 4.6 - Sistemas de classificação e composição granulométrica.....	107
Tabela 4.7 - Resultados obtidos para os resíduos e misturas.....	107
Tabela 4.8 - Características gerais dos materiais estudados.....	111
Tabela 4.9 – Enquadramento das curvas granulométricas com as especificações do DNIT..	111
Tabela 4.10 – Parâmetros de compactação dos materiais estudados.....	112
Tabela 4.11 – Condutividades hidráulicas dos materiais estudados.....	114
Tabela 4.12 – Parâmetros da Metodologia MCT Expedita para os materiais de construção..	114

Tabela 4.13 – Resultados da Metodologia MCT Expedita para os materiais de construção..	115
Tabela 4.14 – Resultados dos ensaios de adsorção de nitrogênio dos materiais de construção.....	120
Tabela 4.15- Resultados dos ensaios triaxiais cíclicos dos materiais de construção.....	125
Tabela 4.16 – Parâmetros de tensão-deformação-resistência dos materiais estudados.....	126
Tabela 4.17 – Composição mineralógica dos materiais (difratometria de raios –X).....	132
Tabela 4.18 – Resultados das microanálises utilizando a tecnologia EDS.....	138
Tabela 4.19 – Valores das análises diretas na massa bruta.....	139
 Tabela 4.20 – Valores das análises após ensaio de lixiviação conforme a NBR 10005.....	139
Tabela 4.21 – Valores das análises após ensaios de solubilização conforme a NBR 10006..	140
Tabela 4.22 – Composição química dos materiais.....	141
Tabela 4.23 – Comparação entre resistência e deformações dos ensaios realizados x dados do catálogo do fabricante.....	143
Tabela 4.24 – Resumo dos resultados dos ensaios de danos mecânicos no geotêxtil.....	145
Tabela 4.25 - Resultados dos ensaios de laboratório no lastro (escória de aciaria).....	145
Tabela 4.26 - Índices de quebra da escória sob 90 e 600 dias de tráfego.....	147
Tabela 4.27 Valores do coeficiente de não uniformidade das amostras de escória.....	148
Tabela 4.28 - Propriedades de resistência do lastro de escória de aciaria.....	149
Tabela 4.29 – Comparações de valores de C entre material rochoso (ASTM D5731-95) e a escória de aciaria.....	150
Tabela 4.30 – Resultados dos ensaios de Abrasão Los Angeles na escória de aciaria.....	151
Tabela 5.1 – Cargas de tráfego acumulado ao longo do tempo.....	152
Tabela 5.2 – Quantitativo dos ensaios de campo.	153
Tabela 5.3 - Características gerais das seções-teste.....	154
Tabela 5.4 – Valores das densidades, umidades e graus de compactação do subleito.....	154
Tabela 5.5 – Valores das densidades, umidades e graus de compactação do sublastro.....	155
Tabela 5.6 – Características estruturais de deformabilidade e rigidez do subleito.....	156
Tabela 5.7 – Características estruturais de deformabilidade e rigidez do sublastro.....	157
Tabela 5.8 - Características estruturais de deformabilidade e rigidez do lastro.....	159
Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios com viga Benkelman em cada seção do subleito.....	161
Tabela 5.10 – Resultados dos ensaios com viga Benkelman em cada seção do sublastro....	162

Tabela 5.11 – Resultados dos ensaios com viga Benkelman em cada seção da superestrutura.....	164
Tabela 5.12 - Controle mensal das cotas via nívelamento topográfico.....	166
Tabela 5.13 - Variação dos deslocamentos verticais das seções em função do tempo e do número de eixos-padrão N.....	167
Tabela 5.14 – Controle dos dados de campo para os ensaios dinâmicos.....	172
Tabela 5. 15 – Resultados do Ensaio Dinâmico A no trecho experimental.....	173
Tabela 5. 16 – Resultados do Ensaio Dinâmico G no trecho experimental.....	174
Tabela 5.17 – Tratamento dos dados de campo para os ensaios estáticos.....	180
Tabela 5.18 – Valores dos Módulos de Elasticidade obtidos por retroanálises.....	197
Tabela 5.19 – Deslocamento verticais x Deformações residuais acumuladas nas seções 1 e 6.....	199
Tabela 5.20 – Análises de custos da obra analisada.....	203
Tabela B.1 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S1.....	238
Tabela B.2 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S2.....	239
Tabela B.3 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S3.	240
Tabela B.4 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S4.	241
Tabela B.5 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S5.	242
Tabela B.6 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S6.	243
Tabela B.7 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S7.	244
Tabela D.1 – Ensaios do módulo de resiliência do estéril laterita - EL.....	248
Tabela D.2 – Ensaios do módulo de resiliência do solos granular – SG.	249
Tabela D.3 – Ensaios do módulo de resiliência da mistura de pista – MP.	250
Tabela D.4 – Ensaios do módulo de resiliência do estéril de itabirito silicoso – EIS.	251
Tabela D.5 – Ensaios do módulo de resiliência do rejeito de minério de ferro – RF.	252
Tabela D.6 – Ensaios do módulo de resiliência do estéril de itabirito dolomítico – EID.....	253

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 - Mapa do sistema ferroviário brasileiro logo após a privatização.....	7
Figura 1.2 - Mapa atual do sistema ferroviário brasileiro.....	8
Figura 1.3 – Traçado original da EFVM margeando o Rio doce.....	9
Figura 1.4 – Localização das instalações da Estrada de Ferro Vitória Minas-EFVM.....	11
Figura 2.1 –Fluxograma típico do processo de mineração de ferro – Samarco Mineração S.A. (Gomes, 2002).....	23
Figura 2.2 – Razões médias entre o produto final e rejeito gerado (Abrão, 1987).....	24
Figura 2.3 – Curvas granulométricas de rejeitos de minério de ferro (Pereira, 2001).....	25
Figura 2.4 - Infra-estrutura e Superestrutura de um Pavimento Ferroviário.....	36
Figura 2.5 - Sistema de camadas em pavimentos (a) rodoviários e (b) ferroviários.....	36
Figura 2.6 - Modelo clássico de uma viga contínua sobre uma fundação elástica.....	39
Figura 2.7 - Modelo estrutural da via ferroviária.....	41
Figura 3.1 - Mapa do Quadrilátero Ferrífero com a Localização do trecho Experimental.....	51
Figura 3.2 - Esquema da posição do trecho experimental na Variante Capitão Eduardo.....	52
Figura 3.3 - Seção de projeto do ramal ferroviário do Pátio da EFVM.....	52
Figura 3.4 - Locais de coleta dos materiais usados na implantação do trecho experimental....	55
Figura 3.5 - Gráfico da Classificação MCT (Nogami e Villibor, 1994).....	58
Figura 3.6 - Gráfico para a classificação MCT pelo Método das pastilhas – Aproximação IV (Nogami e Villibor, 1996).....	60
Figura 3.7 - Curvas Características Típicas (Gerscovich, 2001).....	61
Figura 3.8 - Aparelhos Multipienômetro a gás hélio e NOVA 1000 (NVMM, UFOP).....	65
Figura 3.9 - Modelos de comportamento resiliente de solos no Brasil (Medina, 1997).....	68
Figura 3.10 – Corpos-de-prova dos materiais MP, EL, SG e RF (sentido horário).....	69
Figura 3.11 - Microscópio eletrônico de varredura (MEV).....	71
Figura 3.12 - Evaporador utilizado para produzir o vácuo no ensaios de microscopia.....	72
Figura 3.13 - Difratômetro de raios-x da marca Rigaku.....	73
Figura 3.14 - Aparelho de ensaio de carga pontual e escórias rompidas.....	75
Figura 3.15 – Escórias preparadas para determinação do coeficiente C.....	75
Figura 3.16 - Composição e arranjo geral das seções-teste no trecho experimental.....	77

Figura 3.17- (a) lançamento do rejeito do minério de ferro; (b) mistura, distribuição e lançamento do material de pista - MP- na camada de sublastro.....	78
Figura 3.18 – Elementos da superestrutura: trilho, dormente e lastro de escória de aciaria.....	79
Figura 3.19 - Concepção geral da Seção S1 com materiais previstos em projeto.....	81
Figura 3.20 - Concepção geral da Seção S2 com mistura de pista mais geogrelha.....	81
Figura 3.21 - Concepção geral da Seção S3 com mistura de pista mais geogrelha.....	81
Figura 3.22 - Concepção geral da Seção S4 com mistura de pista mais geotêxtil.....	82
Figura 3.23 - Concepção geral da Seção S4 com mistura de pista mais geotêxtil.....	82
Figura 3.24 - Concepção geral da Seção S6 com mistura de pista.....	82
Figura 3.25 - Concepção geral da Seção S7 com subleito de material granular.....	83
Figura 3.26 – Dimensões e esquema de colocação dos sensores nas seções-teste.....	83
Figura 3.27– Planta baixa da via ferroviária com dimensões, características e bitola.....	84
Figura 3.28 – Vista transversal da via ferroviária.....	84
Figura 3.29 – Vista longitudinal da via ferroviária.....	84
Figura 3.30 – Preparação das covas para jateamento de sementes e colocação de geomanta..	85
Figura 3.31 Fases de espalhamento e compactação da mistura de pista.....	85
Figura 3.32- Lançamento do material de sublastro sobre a geogrelha na seção 2.....	86
Figura 3. 33 - Lançamento do material de sublastro sobre geotêxtil na seção 5.....	86
Figura 3.34 - Ensaio de controle de compactação no campo com frasco de areia.....	87
Figura 3.35 – Ensaio com aparelho GeoGauge H4140: controle de compactação em campo (i) sublastro (fotos superiores); (ii) subleito (fotos inferiores).....	88
Figura 3.36 – (a) Ensaios com a viga Benkelman para medidas das deflexões no subleito; (b) Ensaios com a viga Benkelman para medidas das deflexões na superestrutura.....	89
Figura 3.37 – Localização dos pontos, marcos e estação topográfica.....	90
Figura 3.38 – Sistema de controle de nível da superestrutura ferroviária.....	91
Figura 3.39 – Equipamento do ensaio de tração e ensaio em andamento (amostra exumada).91	
Figura 3.40 – Danos mecânicos observados em amostras exumadas dos geotêxteis.....	92
Figura 3.41 – Configuração da ponte resistiva utilizada na instrumentação.....	93
Figura 3.42 – Sensor pronto e montagem utilizada para confecção dos sensores.....	93
Figura 3.43 – Caixa de calibração e metodologia de calibração dos sensores em laboratório.94	
Figura 3.44 – Caixa de calibração, soquete compactador e prensa utilizados nos ensaios.....	95

Figura 3.45 - Posicionamento dos sensores resistivos na camada de sublastro.....	96
Figura 3.46 – (a) sensor de umidade CS615 ; (b) sensor de temperatura termopar tipo T.....	97
Figura 3.47 – Cravação do sensor de umidade no sublastro.....	97
Figura 3.48 – Equipamento de leitura de campo modelo Datalogger 23 X.....	98
Figura 3.49 – Tela padrão do software utilizado para tratamento dos dados de campo.....	99
Figura 4.1 – Influência do teor de ferro na densidade dos grãos e nos índices de vazios.....	105
Figura 4.2 – Influência da adição de rejeito nos parâmetros γ_d e w_{ot} da mistura EID – SRA.....	105
Figura 4.3 – Variação de γ_d e w_{ot} da mistura EID–SRA com a energia de compactação.....	105
Figura 4.4 – Curvas granulométricas dos materiais RF, SG, MR25, MR50 e MR75.....	107
Figura 4.5 – Influência do teor de rejeito na densidade dos grãos.....	109
Figura 4.6 – Evolução de $\gamma_{dmáx}$ com o aumento do teor de rejeitos na mistura.....	109
Figura 4.7 – Variação da umidade ótima com o teor de rejeito.....	109
Figura 4.8 – Variação dos índices de vazios com o teor de rejeito.....	110
Figura 4.9 – Variação dos valores do CBR com o teor de rejeito.....	110
Figura 4.10 – Curvas granulométricas dos materiais estudados.....	111
Figura 4.11 – Curvas de compactação dos materiais estudados.....	113
Figura 4.12 – Variação dos valores de CBR com a umidade para os materiais estudados.....	114
Figura 4.13 – Curva Característica do solo granular SG - Sucção x umidade.....	117
Figura 4.14 – Curva Característica do solo granular SG – Sucção (pF) x grau de saturação.....	117
Figura 4.15 – Curva Característica do estéril-laterita EL - Sucção x umidade.....	117
Figura 4.16 – Curva Característica do estéril-laterita EL - pF x grau de saturação.....	118
Figura 4.17 – Curva Característica do rejeito de ferro RF – Sucção x umidade.....	118
Figura 4.18 – Curva Característica do rejeito de ferro RF – pF x grau de saturação.....	118
Figura 4.19 – Curva Característica da mistura de pista MP – Sucção x umidade.....	119
Figura 4.20 – Curva Característica da mistura de pista MP – pF x grau de saturação (%).....	119
Figura 4.21 – Curvas características dos materiais de construção (SG, EL, MP e RF) curvas sucção x umidade.....	119
Figura 4.22 – Curvas características dos materiais de construção (SG, EL, MP e RF) Curvas pF x graus de saturação.....	120
Figura 4.23 – Curvas características transformadas - (e x pF) x graus de saturação.....	120
Figura 4.24 – Correlação entre a porosidade e densidade dos materiais de construção.....	122
Figura 4.25 – Isoterma de adsorção – dessorção (N_2 a 77 K) do solo granular SG.....	123

Figura 4.26 – Isoterma de adsorção – dessorção (N_2 a 77 K) do estéril-laterita EL.....	123
Figura 4.27 – Isoterma de adsorção – dessorção (N_2 a 77 K) do rejeito de minério de ferro RF.....	124
Figura 4.28 – Isoterma de adsorção – dessorção (N_2 a 77 K) da mistura de pista MP.....	124
Figura 4.29 – Módulos de resiliência x tensões confinantes do rejeito de minério de ferro RF.....	125
Figura 4.30 – Módulos de resiliência x tensões confinantes do estéril-laterita EL.....	125
Figura 4.31 – Módulos de resiliência x tensões confinantes do solo granular SG.....	126
Figura 4.32 – Módulo de resiliência x tensões confinantes da mistura de resíduos na pista MP.....	126
Figura 4.33 - Resultados dos ensaios CD no solo granular compactado na umidade ótima..	129
Figura 4.34 - Resultados dos ensaios CD no estéril laterita compactado na umidade ótima.130	
Figura 4.35 - Resultados dos ensaios CD no rejeito de ferro compactado na umidade ótima.....	131
Figura 4.36 – Resultados dos ensaios CD na mistura de pista compactada na umidade ótima.....	132
Figura 4.37 – Resultados dos ensaios CD na interface mistura de pista – geotêxtil.....	133
Figura 4.38 – Resultados dos ensaios CD na interface mistura de pista – geogrelha.....	133
Figura 4.39 – Registros difratométricos do solo granular SG.....	135
Figura 4.40 – Registros difratométricos do estéril laterita EL.....	135
Figura 4.41 – Registros difratométricos do rejeito de ferro RF.....	136
Figura 4.42 – Registros difratométricos da mistura de pista MP.....	136
Figura 4.43 – Microscopia do solo granular SG com aumentos de 500x e 1000x.....	137
Figura 4.44 – Microscopia do estéril laterita EL com aumentos de 300x e 500x.....	137
Figura 4.45 – Microscopia do rejeito de ferro RF com aumentos de 500x e 1000x.....	138
Figura 4.46 – Microscopia da mistura de pista MP com aumentos de 500x e 1000x.....	138
Figura 4.47 – Microscopia da agregação de goethita.....	139
Figura 4.48 – Microscopia da agregação de talco.....	139
Figura 4.49 – Microscopia da agregação de hematita e de magnetita.....	139
Figura 4.50 – Microscopia de silicatos e de martita.....	140
Figura 4.51 – Resultados das microanálises utilizando a tecnologia EDS.....	140
Figura 4.52 – Variação do teor do ferro com o diâmetro das partículas.....	143
Figura 4.53 – Relação entre valores de G_s e a porcentagens de teor do ferro.....	143

Figura 4.54 – Relação entre valores de γ_d e porcentagens de teor do ferro.....	144
Figura 4.55 – Relação entre valores de w_{ot} e porcentagens de teor do ferro.....	144
Figura 4.56 – Relação entre valores de CBR e porcentagens de teor do ferro.....	144
Figura 4.57 – Resultados dos ensaios de tração em amostras virgens de geotêxtil.....	145
Figura 4.58 – Resultados dos ensaios de tração em amostras exumadas de geotêxtil sob compactação do sublastro.....	146
Figura 4.59 – Resultados dos ensaios de tração em amostras exumadas de geotêxtil (amostra sem furos) sob compactação do lastro após 90 dias de tráfego ($N=3,18 \times 10^5$).....	146
Figura 4.60 – Resultados dos ensaios de tração em amostras exumadas de geotêxtil (amostras com furos) sob compactação do lastro após 90 dias de tráfego ($N=3,18 \times 10^5$).....	146
Figura 4.61 – Curva granulométrica da escória utilizada na construção do trecho.....	148
Figura 4.62 – Curva granulométrica da escória após 90 dias de tráfego ($N=3,18 \times 10^5$).....	148
Figura 4.63 – Curva granulométrica da escória após 600 dias de tráfego ($N=2,12 \times 10^6$).....	149
Figura 4.64 – Determinação do coeficiente característico da escória de aciaria.....	150
Figura 4.65 – Relação entre índices de carregamento pontual e resistências à compressão uniaxial.....	151
Figura 5.1 - Composição e arranjo geral das seções-teste no trecho experimental.....	153
Figura 5.2 – Resultados dos ensaios com o GeoGauge no subleito da via experimental.....	157
Figura 5.3 – Resultados dos ensaios obtidos com GeoGauge H4140 para as seções 1 e 6....	158
Figura 5.4 – Resultados dos ensaios obtidos com GeoGauge H4140 para as seções 2 e 3....	158
Figura 5.5 – Resultados dos ensaios obtidos com GeoGauge H4140 para as seções 4 e 5....	158
Figura 5.6 – Resultados dos ensaios obtidos com GeoGauge H4140 para a seção 7.....	159
Figura 5.7 – Resultados dos ensaios realizados no lastro com o equipamento GeoGauge....	160
Figura 5.8 – Bacia de deformações obtidas para o subleito na seção 6 do trecho experimental.....	161
Figura 5.9 - Bacias de deformação obtidas sobre o sublastro (Seções 3 e 6).....	163
Figura 5.10 - Bacias de deformação obtidas para a superestrutura (Seções 1 a 6).....	164
Figura 5.11 – Variação mensal das cotas topográficas dos pontos monitorados (sobre os dormentes de aço) para as seções S1 a S6.....	165
Figura 5.12 – Variação dos deslocamentos verticais por meio do monitoramento topográfico.....	167

Figura 5.13 – Variação da temperatura nas seções-teste durante o período de monitoramento.....	169
Figura 5.14 – Variação da umidade nas seções-teste durante o período de monitoramento.....	169
Figura 5.15 – Variações de umidades nas seções 5 e 6 durante o período de monitoramento.....	170
Figura 5.16 - Registros típicos dos ensaios dinâmicos (a) e estáticos (b).....	171
Figura 5.17 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição H1 – seção 1... Figura 5.18 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição H2 – seção 1... Figura 5.19 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição V1 – seção 6... Figura 5.20 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição V2 – seção 6... Figura 5.21 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição H1 – seção 2... Figura 5.22 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição V2 – seção 3... Figura 5.23 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição H2 – seção 4... Figura 5.24 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição V1 – seção 5... Figura 5.25 – Comparação entre deformações obtidas para os sensores V1 nas seções – testes.....	174 174 175 175 175 175 176 176 176 177 177
Figura 5.26 – Comparação entre deformações obtidas para os sensores V2 nas seções – testes.....	177
Figura 5.27 – Comparação entre deformações obtidas para os sensores H1 nas seções – testes.....	177
Figura 5.28 – Comparação entre deformações obtidas para os sensores H2 nas seções – testes.....	178
Figura 5.29 – Variações da temperatura ocorridas nas seções durante os testes realizados... Figura 5.30 – Variações de umidades ocorridas nas seções durante os testes realizados.....	179 179
Figura 5.31 – Resultados brutos de campo dos ensaios estáticos: deformações residuais x tempos para as diferentes seções e diferentes sensores instalados do trecho experimental.... Figura 5.32 – Gráfico Deformação Residual Acumulada x tempo (Seção 1 - Sensor H1)..... Figura 5.33 – Gráfico Deformação Residual Acumulada x tempo (Seção 1 - Sensor H2)..... Figura 5.34 – Gráfico Deformação Residual Acumulada x tempo (Seção 6 - Sensor V1)..... Figura 5.35 – Gráfico Deformação Residual Acumulada x tempo (Seção 6 - Sensor V2)..... Figura 5.36 – Gráfico Deformação Acumulada x tempo (Seção 1 – Sensores H1, H2, V1, V2).....	181 182 182 183 183 184

Figura 5.37 – Gráfico Deformação Acumulada x tempo (Seção 2 – Sensores H1, V1).....	184
Figura 5.38 – Gráfico Deformação Acumulada x tempo (Seção 4 – Sensores H2, V2).....	185
Figura 5.39 – Gráfico Deformação Acumulada x tempo (Seção 6 – Sensores H1, H2, V1, V2).....	185
Figura 5.40 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 1.....	186
Figura 5.41 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 2.....	186
Figura 5.42 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 3.....	186
Figura 5.43 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 4.....	187
Figura 5.44 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 5.....	187
Figura 5.45 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 6.....	187
Figura 5.46 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 7.....	188
Figura 5.47 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga para o sensor H1 (Seções 1, 2, 5 e 6).....	191
Figura 5.48 – Deformação residual acumulada x tempos para o sensor H1 (Seções 1, 2, 5 e 6).....	191
Figura 5.49 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga para o sensor V1 (Seções 1, 2, 5 e 6).....	191
Figura 5.50 – Deformação residual acumulada x tempos para o sensor V1 (Seções 1, 3, 5 e 6).....	192
Figura 5.51 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga para o sensor H2 (Seções 1, 3, 4 e 6).....	193
Figura 5.52 – Deformação residual acumulada x tempos para o sensor H2 (Seções 1, 3, 4 e 6).....	193
Figura 5.53 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga para o sensor V2 (Seções 1, 3, 4 e 6).....	193
Figura 5.54 – Deformação residual acumulada x tempos para o sensor V2 (Seções 1, 3, 4 e 6).....	194
Figura 5.55 – Variações de (a) temperatura e (b) umidades durante os ensaios estáticos.....	195
Figura 5.56 – Deformação elástica da seção 6 no sensor H1 sob efeito de trem de minério.....	195
Figura 5.57 – Deformação elástica da seção 6 no sensor H2 sob efeito de trem de minério.....	196

Figura 5.58 – Deformação elástica da seção 6 no sensor V1 sob efeito de trem de minério.....	196
Figura 5.59 – Deformação elástica da seção 6 no sensor V1 sob efeito de trem de minério.....	196
Figura 5.60 – Estimativa dos valores dos módulos de resiliência dos materiais da via férrea: sublastro (Seções 1 e 6) e subleito (Seção 7).....	198
Figura A.1 – Curva de calibração dos sensores no ar com carregamento na posição vertical.....	233
Figura A.2 – Curva de calibração dos sensores no ar com descarregamento na posição vertical.	233
Figura A.3 – Curva de calibração dos sensores no material estéril laterita EL com carregamento na posição Horizontal.....	234
Figura A.4 – Curva de calibração dos sensores no material estéril laterita EL com descarregamento na posição Horizontal.	234
Figura A.5 – Curva de calibração dos sensores no material estéril laterita EL com carregamento na posição vertical.....	234
Figura A.6 – Curva de calibração dos sensores no material estéril laterita EL com descarregamento na posição vertical.....	235
Figura A.7 – Curva de calibração dos sensores no mistura de pista MP com carregamento na posição Horizontal.....	235
Figura A.8 – Curva de calibração dos sensores no mistura de pista MP com descarregamento na posição Horizontal.	236
Figura A.9 – Curva de calibração dos sensores no mistura de pista MP com carregamento na posição vertical.....	236
Figura A.10 – Curva de calibração dos sensores no mistura de pista MP com descarregamento na posição vertical.....	236
Figura A.11 – Curva de calibração dos sensores no mistura de laboratório MLE com carregamento na posição horizontal.....	237
Figura A.12 – Curva de calibração dos sensores no mistura de laboratório MLE com carregamento na posição vertical.....	237
Figura A.13 – Curva de calibração dos sensores no mistura de laboratório MLE com descarregamento na posição vertical.....	237
Figura C.1 – Difratograma obtido para a mistura MR25.....	245
Figura C.2 – Difratograma obtido para a mistura MR50.....	245

Figura C 3 – Difratograma obtido para a mistura MR275.....	246
Figura C.4 – Difratograma obtido para o estéril de itabirito silicoso.....	246
Figura C.5 – Difratograma obtido para o estéril de itabirito dolomítico.....	247

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES.

ϕ : Ângulo de atrito total

$\gamma_{dmáx}$: Massa específica aparente seca máxima

Δw : Variação de umidade

$\mu\varepsilon$: Micro strain

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

AECB: Associação dos Engenheiros da Central do Brasil

$Al_2(SO_4)_3$: Sulfato de alumínio

AREA: American Railway Engineering Association

AREMA: American Railway Engineering Association

A_s : Área do plano de ruptura.

ASTM: American Society for Testing and Materials

B.E.T.: Brunauer, Emmett e Teller

B_g : Índice de quebra da escória

BPR: Triangular do “Bureau of Public Roads”

C: Coeficiente característico da escória de aciaria

c: Intercepto de coesão do diagrama de Mohr

c' : Intercepto de coesão efetiva do diagrama de Mohr

$Ca(OH)_2$: hidróxido de cálcio

CBR: Índice de Suporte Califórnia

C_c : Coeficiente de curvatura

CH: Argila de alta compressibilidade

CL: Argila de baixa compressibilidade

C_u : coeficiente de não uniformidade

CVRD: Companhia Vale do Rio Doce

D_{10} : Diâmetro equivalente para o qual passa 10% do material obtido da curva granulométrica (diâmetro efetivo).

D_{30} : Diâmetro equivalente para o qual passa 30% do material obtido da curva granulométrica

D_{60} : Diâmetro equivalente para o qual passa 60% do material obtido da curva granulométrica

D_e : Diâmetro equivalente das partículas de escória

DER/MG: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais

DMT: Distância média de transporte
DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagens
DNIT: Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transporte
e: Índice de vazios
E: módulo de elasticidade
EBF-1: Estéril de bota-fora amostra 1
EBF-2: Estéril de bota-fora amostra 2
EFC: Estrada de Ferro Carajás
EFVM: Estrada de Ferro Vitória a Minas
EID: Estéril de itabirito dolomítico
EIS: Estéril de itabirito silicoso
EL: Estéril laterita
 e_{\max} : Índice de vazios máximo
 e_{\min} : Índice de vazios mínimo
ES: Espírito Santo
FAST: Facility for Accelerated Service Testing
FEPASA: Ferrovias Paulistas Sociedade Anônima
FLAPS: Finite Layer of Pavement Structures
G.C.: Grau de compactação
GC: Pedregulho argiloso
GCL: Geocompostos argilosos
GM: Pedregulho siltoso
Gs: Densidade dos grãos
GW – GC: Pedregulho bem graduado e argiloso
H1: Horizontal topo
H2: Horizontal base
HRB: Highway Research Board
HVS: Heavy Vehicle Simulator
 $I_{a(50)}$: Índice de resistência anisotrópico
IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IG: Índice de grupo
IP: Índice de plasticidade
IPR: Instituto de Pesquisas Rodoviárias
 I_s : Índice de carregamento pontual

IUPAC: International Union of Pure and Applied Chemistry

L: Lateríticos

LA: Lateríticos Areias

LA': Laterítico arenoso

LA': Lateríticos Arenosos

LE: Lado esquerdo

LD: Lado direito

LG : Lateríticos Argilosos

LG': Laterítico argiloso

LL: Limite de liquidez

LP: Limite de plasticidade

MCT: Miniatura, compactado e tropical

ME25: Mistura de estéril de 25% de itabirito dolomítico com solo residual argiloso

ME50: Mistura de estéril de 50% de itabirito dolomítico com solo residual argiloso

ME75: Mistura de estéril de 75% de itabirito dolomítico com solo residual argiloso

ME94-Cim: Mistura de estéril 94% de itabirito dolomítico com 6% de cimento

ME98-Cal: Mistura de estéril 98% de itabirito dolomítico com 2% de cal

ME98-Cim: Mistura de estéril 98% de itabirito dolomítico com 2% de cimento

MEV: Microscópio eletrônico de varredura

MG: Minas Gerais

MH: Silte de alta compressibilidade

ML: Silte de baixa compressibilidade

MLE: Mistura de resíduos em laboratório

Mn/DoT: Departamento de Transporte do Estado de Minnesota

MP: Mistura de resíduos na pista

M_R : Módulo de resiliência

MR25: Mistura de 25% de rejeito de minério de ferro com solo granular

MR50: Mistura de 50% de rejeito de minério de ferro com solo granular

MR75: Mistura de 75% de rejeito de minério de ferro com solo granular

N: Não-lateríticos

NA: Não-Lateríticos Areias

NA': Não Lateríticos Arenosos

NG': Não Lateríticos Argilosos

NS': Não Lateríticos Siltosos

NVMM: Núcleo de Valorização de Materiais Minerais

P: Pressão

P_{200} : Porcentagens em pesos passantes na peneira #200

P_4 : Porcentagens em pesos passantes na peneira #4

pF: Logaritmo da altura em centímetros da coluna de água

PND: Programa Nacional de Desestatização

QF: Quadrilátero Ferrífero

R_c : raio de curvatura da bacia de deflexão.

RF: Rejeito de minério de ferro

RFFSA: Rede Ferroviária Federal Sociedade Anônima

SC: Areia argilosa

SG: Solo granular

SM: Areia siltosa

S_r : grau de saturação

SRA: Solo residual argiloso

S_T: Área total

TTC: Transportation Test Center

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFRJ: Universidade Federal do Rio de Janeiro

USC: Sistema de Classificação Unificada de Solos

v: Velocidade

V1: Vertical topo

V2: Vertical base

w_{ótima}: Umidade ótima

δ_{uc} : Resistência à compressão uniaxial

ϵ_v : Deformação específica

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 - PANORAMA GERAL

O Brasil é um país de dimensões continentais com superfície de 8.511.965 km², sendo a extensão norte-sul igual a 4320 km, do Rio Ailá ao Arroio Chui, e a extensão leste - oeste igual a 4328 km, da Ponta Seixas ao Rio Moa. A superfície do território brasileiro representa 15,96% da superfície da terra, 47,76% da América do Sul (17.819.788 km²) e 41,5% da América latina, sendo o 5º país do mundo em superfície (IBGE, 1994). Apresenta um relevo bastante acidentado e tem grande parte de sua economia apoiada na matriz de transporte de bens, mercadorias ou produtos e pessoas. A implantação de uma matriz eficiente de transporte tem sido, portanto, um grande desafio.

A matriz de transporte do Brasil para transporte de cargas e para transporte urbano de passageiros, em relação às matrizes similares em países desenvolvidos e subdesenvolvidos, é apresentada na Tabela 1.1 e fornece subsídios para uma compreensão prévia das dificuldades inerentes à superação deste enorme desafio.

Tabela 1.1- Representação das matrizes de transporte (AECB, 1991).

Matriz de Transporte						
Matriz Transporte do Brasil			Países desenvolvidos		Países subdesenvolvidos	
Modalidade	Carga (%)	Passageiros (%)	Carga (%)	Passageiros (%)	Carga (%)	Passageiros (%)
Rodoviário	55,6	93	30	30	42,2	96
Ferroviário	22,4	6	40	60	38,4	3
Aquaviário	4,6	-	14	5	10,9	-
Outros	17,4	1	16	5	8,3	1

De acordo com esta realidade mundial, a matriz de transporte brasileira apresenta-se com distorções gritantes, necessitando urgentemente de ajustes para atender ao crescimento econômico e social desejado para a população brasileira. A função principal da matriz de transporte é dar o suporte necessário às atividades produtivas que vão atender às demandas internas e externas do país. Portanto, na composição da matriz de transporte, a modalidade de ferrovia deveria formar corredores de longas distâncias para exportação e importação de

produtos, ligando o país de norte a sul e leste a oeste, transportando produtos de carga mais pesada em distâncias maiores, interligando-se, então, com rodovias destinadas ao transporte de cargas mais leves, ao longo de distâncias menores e de distribuição radial (Silva,2002).

Por outro lado, a Tabela 1.2 mostra os resultados do estudo das matrizes de transporte por meio de comparações entre superfícies territoriais e respectivas extensões das malhas ferroviárias, constatando-se ser imperativo a imediata implementação de um plano nacional de reestruturação e desenvolvimento do transporte ferroviário no Brasil.

Tabela 1.2 -Comparação superfície territorial x extensão de malha ferroviária (Leeves, 1992).

País	Sup. territorial (km ²)	Malha ferroviária (km)	Densidade de Ferrovias (%)
Brasil	8.511.965	30.550	0,36
EUA	9.363.123	330.000	3,52
Rússia	22.402.200	148.000	0,66
Canadá	9.976.139	102.700	1,03
Índia	3.287.590	62.000	1,88
China	9.596.961	52.800	0,55
Alemanha	356.755	41.000	11,49
Austrália	7.686.848	40.000	0,52
França	547.026	34.600	6,33
Argentina	2.766.889	34.100	1,23

O grande desafio do momento é a adoção de medidas que possam minimizar as distorções observadas nas ferrovias e compensá-la de forma adequada com a matriz de rodovias. A malha ferroviária precisa ser direcionada para formar corredores de escoamento produtivo na direção dos portos. A existente, em sua maior parte, está necessitando de manutenção urgente, pois apresenta graves problemas de conservação, adequação, atualização técnica e ainda existem várias regiões distantes e muito carentes de ligação ferroviária.

Por outro lado, esta expansão e atualização necessita de tecnologia inovadora para fazer face à escassez de recursos, típica de um país em desenvolvimento com situação econômica agravada com as sucessivas crises econômicas, principalmente nas duas últimas décadas. Estas crises comprometeram a capacidade de investimentos públicos e privados tanto para abertura e implantação de novos trechos ferroviários quanto para a manutenção da malha ferroviária existente.

As técnicas de engenharia utilizadas nos projetos de ferrovias, assim como os métodos aplicados no dimensionamento de pavimentos ferroviários, seguem as prescrições gerais determinadas pelas normalizações específicas criadas em países da Europa ou nos Estados Unidos. Estas normas privilegiam materiais granulares e pétreos beneficiados que possuem alto custo econômico e ambiental incorporados.

Uma das formas para contribuir para diminuir estes custos, tanto ambientais quanto de implantação, é a construção de trechos experimentais instrumentados com o uso de materiais alternativos e desenvolver métodos de dimensionamento modernos calcados na mecânica dos pavimentos. Na mecânica do pavimento ferroviário, estuda-se o desempenho estrutural do sistema em camadas submetidas aos efeitos das cargas de tráfego, analisando-se as tensões, deformações e deslocamentos induzidos nos materiais de construção, conhecidos os seus parâmetros constitutivos (Medina, 1997).

Dentre os materiais alternativos, que podem ser utilizados em reforços, sublastro e lastro de pavimentos ferroviários, têm-se os solos finos locais, resíduos de mineração, escórias de aciaria, finos de pedreiras, entulho da construção civil, cinzas, etc. Particularmente no âmbito do chamado Quadrilátero Ferrífero de Minas de Gerais, os resíduos de mineração, em função de suas características geoambientais negativas e grandes volumes gerados, poderiam ser uma opção bastante interessante, sendo utilizados isolada ou conjuntamente com solos localmente disponíveis. Uma alternativa adicional seria o emprego destes resíduos associados a materiais sintéticos.

Neste contexto, os resíduos de minério de ferro do QF de Minas Gerais podem ser utilizados sem aditivos químicos, por meio da estabilização granulométrica direta na pista, sem a necessidade de usinas de solos para misturas prévias. A reciclagem dos resíduos de minério de ferro possibilita a mitigação dos danos ambientais, com redução de área para depósito de bota-foras e não impõe a necessidade de desmatamento e frentes de lavra para exploração de materiais granulares tradicionais.

1.1.1 - SISTEMA FERROVIÁRIO INTERNACIONAL

A Estrada de Ferro, como meio de transporte terrestre, teve o seu início em 1825, com a inauguração do trecho ferroviário ligando as cidades de Stockton e Darlington, na Inglaterra. Nesta época, uma máquina a vapor d'água, desenvolvida e aperfeiçoada por G. Stephenson, percorria o trecho de 25 km com uma velocidade da ordem de 25 km/h (Brina, 1988).

Este feito extraordinário foi realizado fazendo-se uso das idéias de Nicholas Cugnot (1768), James Watt (1784) e Oliver Evans (1800), baseadas nas técnicas de utilização do vapor como fonte de energia e inclusão de linhas de transporte associando trilhos e rodas flangeadas por madeira. No século XVIII, começaram a ser utilizadas chapas de ferro para revestimento dos trilhos e, em 1766, foram fabricados os primeiros trilhos de ferro; entretanto, somente em 1820, foi desenvolvido o trilho de duplo boleto de ferro (Setti, 2000).

Em 1830, com a inauguração do segundo trecho em território inglês, ligando as cidades de Liverpool e Manchester, ficou consolidada a técnica revolucionária de transporte ferroviário que, vinculada às atividades econômicas da época, transformou-se na mola propulsora do desenvolvimento mundial.

Na França, a primeira estrada de ferro foi construída em 1832, interligando as cidades de Saint-Etienne e Anfrezieux e sua implantação sofreu grande oposição na época. Em seguida, a Bélgica, segunda potência européia da época, inaugurou a sua primeira estrada de ferro em 1835, em trecho ligando as cidades de Bruxelas e Mallines. O princípio fundamental da implantação da estrada de ferro na Europa, para vencer os paradigmas da época, era o de interligar núcleos povoados, como ferramenta facilitadora do trabalho empreendido pelo homem, no compasso da revolução industrial.

A nova tecnologia migrou rapidamente para a América do Norte e, em 25 de dezembro de 1839, circulou o primeiro trem de passageiros entre as cidades de Charleston e Hamburg, no estado da Carolina do Sul, movimentado por uma locomotiva fabricada na Inglaterra (Setti, 2000). A difusão desta nova tecnologia de transporte ocorreu rapidamente em todo o mundo e as potências econômicas regentes a adotaram em grande escala. Atualmente, usa-se a estrada de ferro de forma maciça para vencer grandes distâncias, formando corredores de exportação de produtos e transportando pessoas e cargas.

1.1.2 - SISTEMA FERROVIÁRIO BRASILEIRO

No Brasil, até o ciclo do ouro, o nível de atividade econômica era bastante primário, quando a navegação fluvial e a tração animal eram os meios de transporte mais comuns. A partir de então, houve uma maior interiorização do transporte terrestre, ainda baseado na tração animal. Com o ciclo do café, e paralelamente ao surgimento da máquina a vapor, as ferrovias passaram a ter papel de destaque no contexto dos transportes.

Em 30 de abril de 1854, pela ação pioneira e visão empresarial de Irineu Evangelista de Souza, o Barão de Mauá, foi inaugurada a primeira estrada de ferro no país, executada

com recursos próprios, ao longo de uma extensão de 14,5 quilômetros, interligando o porto de Mauá na Baía de Guanabara à Serra de Petrópolis. Este primeiro trecho possuía uma bitola de 1,676 m e era percorrido por uma locomotiva importada da Inglaterra a uma velocidade média de 38 km/h.

Depois da implantação pioneira das ferrovias no país, a evolução e desenvolvimento deste meio de transporte ocorreu de acordo com os fatos e projetos destacados na Tabela 1.3. Em curto período, o panorama da implantação e crescimento das ferrovias no Brasil tornou-se uma realidade de forma que, ao final do império, o Brasil possuía 9356 km de linhas e 66 estradas de ferro, sendo 9 da União e as demais de concessões privadas.

Tabela 1.3 - Histórico de Implantação das Ferrovias no Brasil.

Data	Estado	Extensão (km)	Estrada de Ferro	Ligações
08/02/1858	Pernambuco	31,5	E.F. Recife/São Francisco	Cinco Pontas/Cabo
29/03/1858	Rio de Janeiro	48,2	E. F. D. Pedro II / E.F. C. do Brasil	Campo da Aclamação / Queimados
28/06/1860	Bahia	14	E. F. Bahia/São Francisco	Calçada/Paripe
16/02/1867	São Paulo	139	São Paulo Railway Co / E. F. S. J.	Santos/Jundiaí
30/11/1873	Ceará	9,1	E. F. Baturité/R. Viação Cearense	Fortaleza / Porangaba
14/04/1874	Rio Grande do Sul	33,7	E. F. Porto Alegre / Novo Hamburgo	Porto Alegre / São Leopoldo
30/09/1880	Minas Gerais	49	Companhia E. F. D'este de Minas	Sítio / Barroso
03/02/1885	Paraná	40,9	E. F. Curitiba / Paranaguá	Paranaguá / Morretes

Na República, o sistema de concessão implantado no império, para construção de estradas de ferro com a garantia de juros sobre o capital investido, teve que ser alterado, pois tal sistema não incentivava a busca de eficiência, tanto na construção como na operação das ferrovias.

Como os juros dos empréstimos financeiros impostos pelo sistema internacional eram menores que os juros da garantia da concessão, o governo brasileiro tomou a decisão de encampar os trechos ferroviários antes concedidos. Os governos republicanos passaram, então, poucos anos depois, a devolver as ferrovias públicas à iniciativa privada por meio de uma política de arrendamento. Esta nova política gerou também uma nova fase no sistema ferroviário nacional com a constituição de enormes companhias ferroviárias, tais como: Leopoldina Railway, São Paulo Railway, Brazil Railway e Companhia Paulista de Estrada de Ferro. Com a crise de 1929 nos EUA, o espírito do liberalismo morreu, vitimado pelo desemprego, pela burguesia e pelo fortalecimento do Estado.

A intervenção estatal passou novamente a ser feita, fundamentada em interesses econômicos e/ou políticos, justificada pela premissa de ser instrumento essencial para o desenvolvimento e a segurança do país. Nesta fase, começam as incorporações pelo Estado das grandes redes ferroviárias privadas, principalmente durante os governos de Getúlio Vargas (de 1930 a 1945 e 1951 a 1956) e Eurico Gaspar Dutra (de 1946 a 1951), quando ocorreram as nacionalizações da quase totalidade das ferrovias brasileiras.

Após 1953, a malha ferroviária do Brasil atingiu 37.200 km e, atualmente, esta extensão reduziu-se a 30550 km, situando o Brasil como quarto país das Américas e o segundo da América do Sul em extensão de linhas férreas. A redução da malha brasileira ocorreu devido à extinção de várias linhas consideradas antieconômicas que pertenciam à União ou aos Estados. O ciclo de administração centralizada nas ferrovias do Brasil começou efetivamente em 30/09/1957 com o decreto-lei nº 3115, que criava a Rede Ferroviária Federal Sociedade Anônima - RFFSA, uma sociedade de economia mista vinculada ao Ministério dos Transportes. Esta instituição tinha por escopo tornar a exploração das ferrovias federais a mais econômica possível, por meio da padronização dos métodos de administração.

Em 1992, 98% do sistema ferroviário brasileiro era operado por apenas três empresas públicas, duas delas controladas pelo Governo Federal - a RFFSA e a Companhia Vale do Rio Doce (CVRD), esta última operando duas ferrovias: a Estrada de Ferro Vitória-Minas (EFVM), na região Sudeste, e a Estrada de Ferro Carajás (EFC), na região Norte. A terceira empresa pública era a Ferrovia Paulista S. A. (FEPASA). Os 2% restantes da malha, com operação privada, eram assim constituídos: Estrada de Ferro Campos do Jordão, no estado de São Paulo, com 47 km de extensão, Estrada de Ferro Amapá, com 194 km, Estrada de Ferro Perus-Pirapora, com 30 km, Estrada de Ferro Votorantim, com 15 km, Estrada de Ferro Jari, com 68 km, e a Estrada de Ferro Trombetas, com 35 km, todas isoladas e não conectadas à malha principal (Castro e Lamy, 1994).

Com a falência do modelo adotado, a quase totalidade do sistema ferroviário brasileiro volta à iniciativa privada por meio do Programa Nacional de Desestatização – PND, sendo a malha da RFFSA, por força do decreto n.º 473 de 10/03/1992, incluída para privatização, mediante licitação de concessão dos serviços de transporte ferroviário por um período de 30 anos, com direito de renovação por mais 30 anos.

Extinta como empresa concessionária dos serviços de transporte ferroviário em 1995, a RFFSA, ao longo de 39 anos de sua existência, cumpriu sua tarefa, reduzindo a malha e o quadro de pessoal e aumentando a produção, não conseguindo, porém, obter a consolidação do transporte ferroviário nacional como opção concreta, devido principalmente ao esgotamento do seu modelo centralizado de administração. Nesta época, o contexto ferroviário no Brasil está apresentado na Figura 1.1.

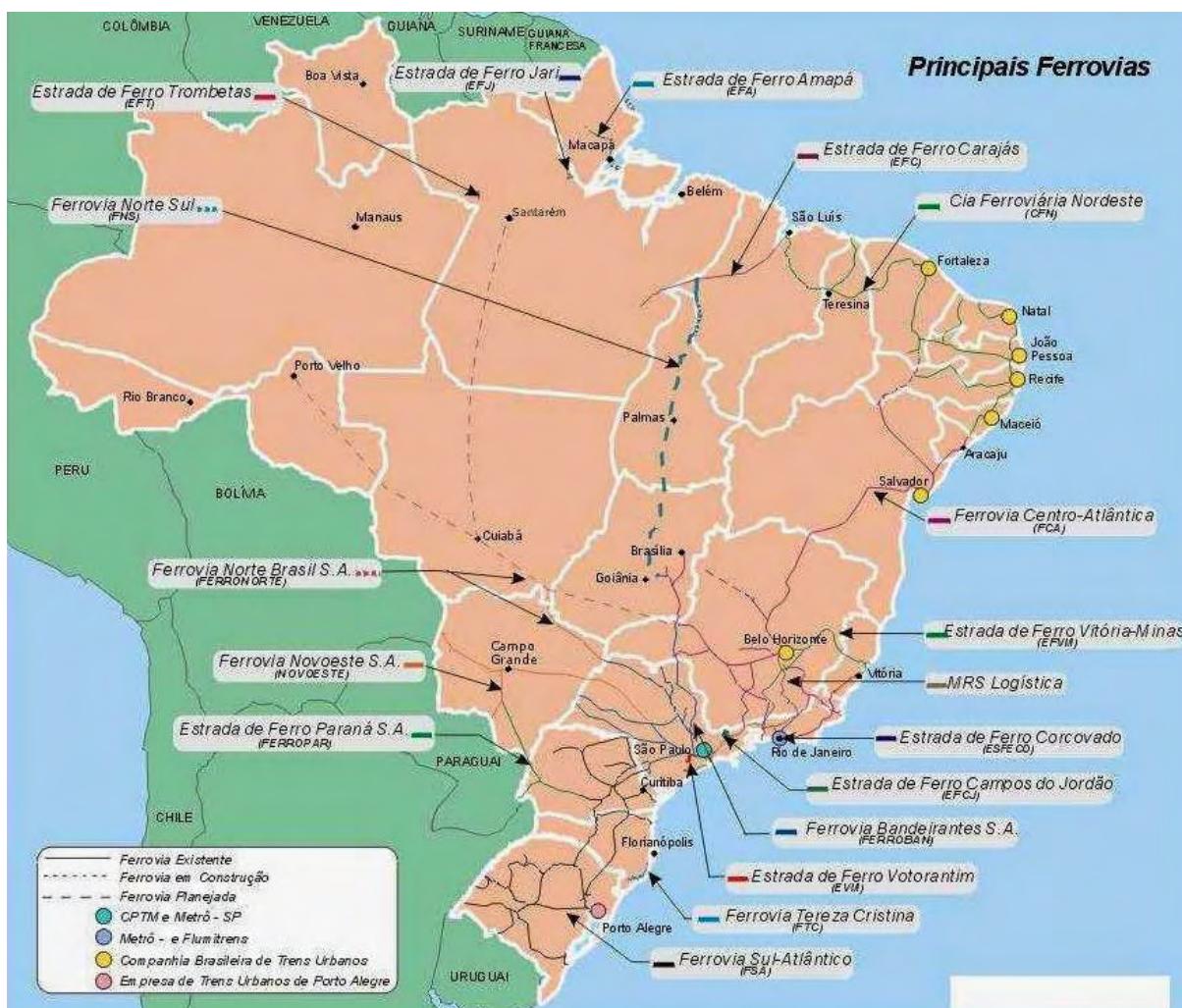


Figura 1.1 - Mapa do sistema ferroviário brasileiro logo após a privatização (1995).

A privatização, além de permitir a abertura do mercado neste importante segmento de serviço, liberou o estado das obrigações decorrentes da operação ferroviária, concentrando-as nas atividades de planejamento do Sistema de Transporte Nacional, devolvendo as atividades de operação ferroviária ao capital privado.

As atividades ferroviárias no Brasil completaram 150 anos em 2004, em ritmo de retomada do desenvolvimento e implementação de novas ferrovias. Os desafios são muitos, mas os primeiros resultados mostram-se animadores, com o aumento dos volumes de cargas transportadas, *superávit* operacional e melhor relação custo-benefício na utilização dos equipamentos disponíveis. A Figura 1.2 apresenta o quadro atual da malha ferroviária no país, neste contexto de uma maior perspectiva de sua viabilização e consolidação como agente de transporte em larga escala de passageiros, cargas e bens primários.



Figura 1.2 - Mapa atual do sistema ferroviário brasileiro.

1.1.3 - ESTRADA DE FERRO VITÓRIA MINAS

A Estrada de Ferro Vitória Minas - EFVM completou 100 anos no ano de 2003, transportando atualmente 40% de toda a carga ferroviária nacional. Trata-se de uma das mais modernas e produtivas ferrovias do Brasil, ligando, em bitola métrica, o estado de Minas Gerais ao estado do Espírito Santo. A partir de Belo Horizonte, na direção leste, a EFVM possui 898 km de extensão, sendo 637 km no estado de Minas Gerais e 261 km no estado do Espírito Santo.

A construção da Estrada de Ferro Vitória Minas teve início em 1903 no governo de Campos Salles, definida por meio do decreto lei n.º 4337 de 01/02/1902, com a finalidade de ligar as cidades de Vitória/ES e Diamantina/MG. A concessão incluía uma série de privilégios, inclusive uma garantia de juros pagos pelo governo sobre o capital investido na construção da ferrovia.

O traçado original seguia o Rio Doce costeando as suas margens (Figura 1.3), cruzando-o na altura da cidade de Governador Valadares/MG. A construção começou com grandes dificuldades, uma verdadeira epopéia, cheia de percalços, batalhas judiciais, crises financeiras, acordos e desacordos e que só teria seu desfecho auspicioso 40 anos mais tarde (Teixeira, 2002).

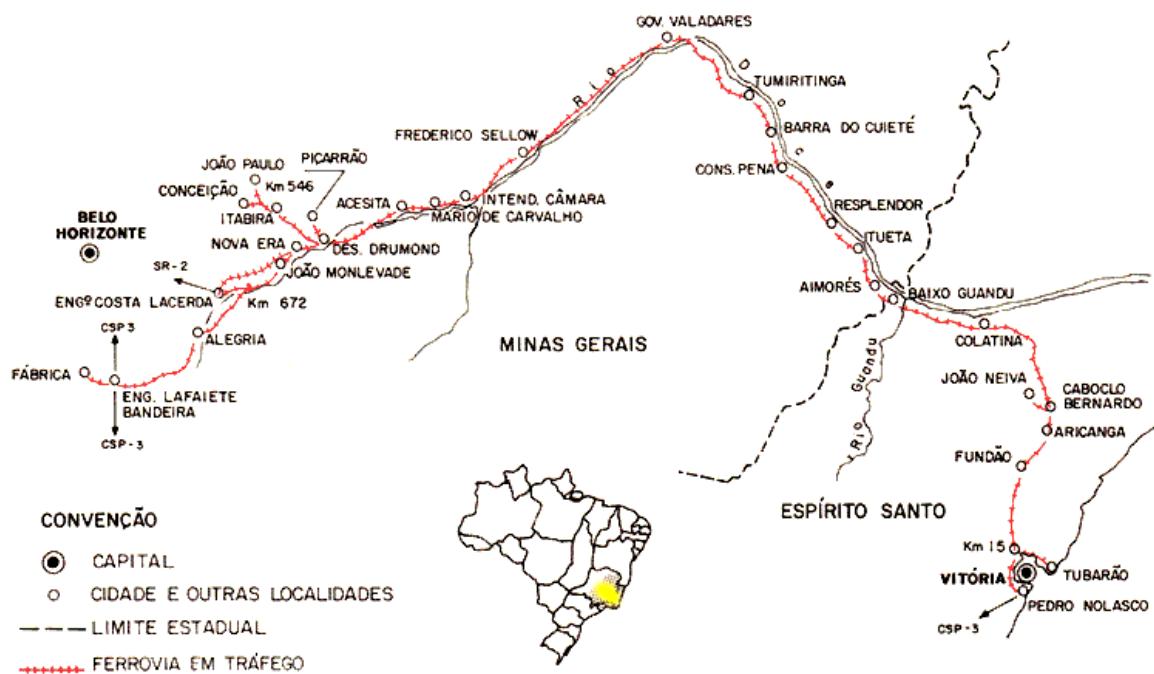


Figura 1.3 – Traçado original da EFVM margeando o Rio doce.

A inauguração do primeiro trecho com 30 km só ocorreu em 1904, entre Porto Velho e Alfredo Maia, no Estado do Espírito Santo. Para percorrê-lo, foi importada uma locomotiva a vapor tipo Mogul, fabricada na Bélgica (Mayrink, 2002). Em 1907, a estrada chegou à cidade de Natividade, no estado de Minas Gerais, com o assentamento de mais de 200 km de trilhos. Em 1911, o controle da ferrovia foi transferido para a empresa inglesa “*Itabira Iron Ore Company*”, com a meta de interligar as cidades de Itabira/MG a Vitória/ES, para propiciar o escoamento do minério de ferro até o litoral brasileiro.

Através do decreto-lei n.º 4352 de 1942, Getúlio Vargas criou a Companhia Vale do Rio Doce – CVRD, que, assumindo o controle das minas de Itabira, passou também a assumir o controle da ferrovia e, em 1944, finalmente, os trilhos chegaram à cidade de Itabira / MG. Sob a supervisão da CVRD, a ferrovia EFVM tornou-se uma das ferrovias de tráfego mais intenso e mais produtivas do mundo, operando com locomotivas rebocando até 320 vagões. Em 2002, foi construído o ramal ferroviário do Pátio 5, próximo à Mineração Gongo Soco (Barão de Cocais / MG), objeto do trecho experimental desenvolvido neste trabalho.

A superestrutura ferroviária da EFVM é constituída por lastro de produto britado, brita número 3, numa espessura média de 45 cm e dimensões entre $\frac{3}{4}$ "e 2"1/2 (entre 2 e 6,3 cm), com consumo de 1,235 m³ por metro linear de via. Os trilhos (TR-68) são trilhos longos soldados-TLS, de 216 m, com quase 2.500 km de trilhos assentados. O total de dormentes são 2.560.235 unidades, sendo 1.790.145 unidades de madeira, corresponde a 69,92% do total. Nos alinhamentos retos, a EFVM tem como característica fundamental a bitola de um metro.

Para transportar, em 2002, quarenta por cento de toda a carga ferroviária brasileira, a EFVM equipou-se com 220 locomotivas do tipo diesel-elétricas, com idade média de 23 anos, formando uma frota de 587.970 HP de material de tração, 7600 vagões tipo gôndolas para minério e 5570 vagões de carga geral, totalizando 13170 vagões de material rodante. Os passageiros viajam, diariamente, entre Belo Horizonte e Vitória, nos dois sentidos, em 64 carros distribuídos em classe executiva, primeira, segunda, restaurante e bagageiro.

Os trens-tipo são formados de acordo com a carga a ser transportada, sendo de minério de ferro com 2 locomotivas com 7200 HP de potência, rebocando 160 vagões com um peso bruto de 14300 t. Os de carga diversa contam com 2 locomotivas de 5400 HP de potência, puxando uma quantidade de até 120 vagões com massa bruta de até 9600t.

A estrada de ferro Vitória-Minas possui atualmente 38 estações, 24 Pátios intermodais, 3 Pátios de manutenção, 1 Centro de controle de Tráfego - CCO e 5 oficinas de apoio (Figura 1.4).



Figura 1.4 – Localização das instalações da Estrada de Ferro Vitória Minas-EFVM.

As características técnicas e geométricas da Estrada de Ferro Vitória Minas estão apresentadas na Tabela 1.4.

Tabela 1.4 - Dados técnicos e geométricos da estrada de ferro Vitória – Minas.

Parâmetros	Rampa máxima compensada		Raios mínimos predominantes		Velocidades (km/h)
	Sentido VIT - BHZ (%)	Sentido BHZ - VIT (%)	Mínimo (m)	Predominante (m)	
Trecho					
Vitória/ Desembargador Drumond	1,0	0,3	208,35	343,82	60
Desembargador Drumond/Itabira	2,1	0,2	110,52	143,24	45
Desembargador Drumond/Costa Lacerda	1,0	0,5	105,10	195,45	50
Costa Lacerda/Fábrica	1,5	0,5	103,55	202,24	54
Costa Lacerda/Gongo Soco	1,8	1,1	90,47	245,55	30/54
Gongo Soco/Capitão Eduardo	1,5	1,5	90,47	245,55	30/54

1.2 - OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS DO TRABALHO

Esta pesquisa teve por objeto o estudo da utilização de solos finos naturais, de resíduos de mineração e materiais sintéticos em projetos de infra-estrutura de ferrovias no Brasil e, particularmente, no contexto do Estado de Minas Gerais, como alternativas viáveis aos modelos tradicionalmente adotados no país.

Com estas finalidades, procedeu-se a um amplo programa de caracterização campo e em laboratório de materiais potencialmente susceptíveis de serem utilizados como elementos alternativos na construção de infra-estrutura ferroviária. Estes estudos foram integrados na construção de um trecho experimental em uma obra real (no caso, o ramal ferroviário do Pátio 5 da estrada de ferro Vitória – Minas, localizado no município de Barão de Cocais /MG).

Neste trecho, um total de sete seções foram definidas e instrumentadas, em arranjos diversos e envolvendo diferentes materiais (solos granulares, estéril e rejeito de mineração e geossintéticos), com o objetivo de se avaliar o comportamento global das mesmas e o desempenho relativo de cada projeto no contexto das solicitações estáticas e dinâmicas de grande magnitude de uma via de tráfego intenso e pesado. Para viabilizar a proposta, foram implementados alguns convênios de cooperação envolvendo as seguintes instituições: Companhia Vale do Rio Doce – CVRD; Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais – DER/MG e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.

Em termos específicos, os objetivos do trabalho foram os seguintes:

- pesquisar técnicas alternativas para a construção de pavimentos ferroviários com a utilização de materiais não convencionais, como solos finos e resíduos de mineração;
- analisar o comportamento geotécnico desta infra-estrutura mediante a inserção de geossintéticos na estrutura de suporte de ferrovias;
- efetuar estudos relativos à adoção de novos arranjos de infra-estrutura ferroviária, mediante a substituição total ou parcial dos materiais convencionalmente adotados;
- estabelecer variantes das prescrições convencionalmente adotadas no Estado de Minas Gerais para o dimensionamento da infra-estrutura ferroviária;
- introduzir inovações tecnológicas nos projetos de implantação da infra-estrutura no Estado de Minas Gerais;
- comparar custos relativos a arranjos distintos associados ao projeto de infra-estrutura ferroviária.

As justificativas e os impactos associados a uma pesquisa desta natureza são por demais evidentes. Com efeito, a malha ferroviária do Estado de Minas Gerais, com uma extensão de 5518 km, apresenta custos elevados em termos do projeto geotécnico da infra-estrutura, particularmente pelas condições acidentadas do relevo típico do estado e pelas características das especificações ditadas por parâmetros, metodologias construtivas e técnicas de laboratório que não se enquadram às especificidades climáticas do país e nem ao potencial dos recursos disponíveis em escala regional.

Adicionalmente, o Estado de Minas Gerais possui extensas áreas cobertas por espessos depósitos de solos residuais com características geotécnicas excelentes. Em escala similar, o estado apresenta uma intensa atividade de extração mineral, resultando na estocagem de volumes consideráveis de resíduos de mineração, sem aplicações industriais específicas e com enormes riscos potenciais ao meio ambiente.

Adicionalmente, a utilização de materiais sintéticos tem propiciado novas aplicações às áreas da engenharia geotécnica e aos pavimentos, em particular. Neste contexto, esta pesquisa tornou-se ainda mais abrangente ao considerar a possibilidade de inserção destes materiais alternativos na infra-estrutura de ferrovias, na construção de um trecho experimental instrumentado em obra real.

1.3 - ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está estruturado em seis capítulos, descritos sucintamente a seguir:

No Capítulo 1, é feita uma introdução geral do assunto abordado neste trabalho, contemplando o panorama geral do sistema ferroviário no Brasil e no mundo e, em particular, a estrada de ferro Vitória-Minas, objeto do trabalho. São expostos os objetivos e as justificativas da pesquisa, além de se apresentar a estruturação geral do trabalho.

O Capítulo 2 refere-se ao embasamento teórico, relatando as bases técnicas de condução do trabalho. Comenta-se sobre os materiais alternativos, instrumentação de estrutura de sistemas viários e mecânica dos pavimentos aplicados a ferrovias.

O Capítulo 3 trata-se da descrição dos materiais utilizados na pesquisa, do processo executivo usado na construção das seções experimentais e da metodologia aplicada para o desenvolvimento do trabalho, abrangendo tanto ensaios de laboratório como de campo e retroanálise.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório: caracterização, compactação, ISC, metodologia MCT, curva característica, adsorção de

nitrogênio, módulo de resiliência, cisalhamento direto, microscopia eletrônica de varredura, difratometria de raios-X, caracterização e classificação química, verificação de dano mecânico no geotêxtil, caracterização do lastro de escória de aciaria tais como granulometria, abrasão Los Angeles, carga pontual e compressão uniaxial e suas respectivas análises.

No Capítulo 5 são apresentados os resultados dos ensaios de campo: frasco de areia, módulo de elasticidade *in situ*, rigidez das camadas, determinação das deflexões com a viga Benkelman, controle topográfico da superestrutura ferroviária, medidas ambientais, deformações dinâmicas e estáticas e suas respectivas análises.

No Capítulo 6 apresentam-se as conclusões observadas no trabalho de tese e as sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No decorrer deste capítulo, será apresentada uma revisão da literatura pertinente ao trabalho da tese, compreendendo os seguintes temas: materiais alternativos, estabilização granulométrica, estabilização química, deformação resiliente, instrumentação de sistemas viários e mecânica dos pavimentos aplicada a ferrovias, abordando os principais conceitos e definições relevantes para o entendimento da pesquisa. A presente revisão tem também por objetivo a análise e a sistematização de pesquisas anteriores, convenientemente selecionadas, as quais serviram de base para a realização deste trabalho.

2.2 - MATERIAIS

2.2.1 - BREVE HISTÓRICO

O Brasil conta atualmente com uma malha ferroviária de cerca de 30.550 km (DNIT, 2002), que interliga, de forma irregular e não uniforme, as diversas regiões do país, com extensa concentração desta infra-estrutura nas regiões Sudeste e Sul do Brasil.

Por outro lado, as normas vigentes para o projeto da infra-estrutura de obras ferroviárias preconizam solos tipicamente granulares, de forma a atender especificações mecânicas características da faixa de domínio destes solos. Tradicionalmente, solos de granulometrias mais finas não têm sido recomendados na composição das camadas de infra-estrutura de vias de transporte, exatamente por não atenderem aos padrões geomecânicos preestabelecidos, eliminando-se, assim, a “priori”, recursos naturais de grande distribuição espacial no território brasileiro e aumentando, sobremaneira, os custos de implantação de tais empreendimentos.

Isto se deve, fundamentalmente, ao fato de que, no Brasil, a seleção de solos para constituir a estrutura de um pavimento ferroviário é feita tradicionalmente por meio de especificações do Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNIT), baseadas em normas estrangeiras como as da “American Association of State Highway and Transportation Officials” - AASHTO e da “American Society for Testing and Materials” - ASTM, entre outras.

O emprego de tais metodologias em solos tropicais, pela transferência pura e simples dos procedimentos prescritos, evidencia-se freqüentemente inadequado e, muitas vezes, francamente equivocado. Isto se deve basicamente às peculiaridades da gênese da grande maioria dos solos brasileiros, fortemente distintas daquelas características dos solos de climas temperados.

Neste contexto, pesquisas alternativas têm sido implementadas no sentido de se estabelecer metodologias de dimensionamento de estruturas de pavimentos viários mais consistentes com a realidade de nosso país. A classificação MCT (Nogami e Villibor, 1980) constitui uma referência neste sentido, permitindo, por exemplo, o desenvolvimento de especificações e procedimentos construtivos compatibilizados à utilização dos chamados solos lateríticos, transacionais e não-lateríticos na engenharia de pavimentos. Uma outra concepção, baseada na análise tensão-deformação da estrutura do pavimento (rodoviário e ferroviário) por meio da determinação dos módulos de resiliência, foi proposta e desenvolvida por Medina e Preussler (1980).

Em termos genéricos, a infra-estrutura dos sistemas de transporte são constituídas pela conjugação de diferentes camadas estruturais (subleito, sublastro, sub-base, base e lastro), com determinadas propriedades físicas e químicas, de forma a garantir padrões de estabilidade e resistência mecânica ao sistema como um todo face aos esforços e cargas externas atuantes, durante toda a vida útil da obra. As especificações técnicas são suportadas por ensaios convencionais de Mecânica dos Solos e pela utilização de solos e outros materiais cujos comportamentos se enquadram perfeitamente dentro das especificações e critérios de projeto preestabelecidos.

Esta concepção segmentada, na grande maioria das estruturas de transportes no Brasil, confronta-se com o conceito de pavimento ferroviário de baixo custo, ou seja, uma estrutura capaz de compatibilizar a utilização maciça de solos locais com especificações consagradas pela experiência regional (Santana & Gontijo, 1987). Estes procedimentos implicam acréscimos substanciais nos custos finais das obras ou, em outra escala, numa redução da malha ferroviária potencial para um dado investimento. Em casos mais graves, a utilização de pavimentos ferroviários tradicionais, em várias regiões do país, tem sido financeiramente inviável.

A seguir, são expostos resumidamente os principais aspectos relativos às técnicas construtivas envolvendo materiais comumente propostos como alternativas de projeto de infra-estruturas viárias no Brasil.

2.2.2 - SOLOS TROPICAIS

Os solos tropicais, nomenclatura relativa às condições climáticas de sua gênese e formação, são constituídos basicamente por dois tipos de solos: os solos lateríticos, intemperizados e ricos em minerais de argila e sesquióxidos, compondo o horizonte mais superficial, e os solos saprolíticos, em horizontes mais profundos, com a preservação das estruturas da rocha matriz. Uma classificação genérica dos solos tropicais pode ser complexa, considerando índices como porcentagem dos sesquióxidos presentes, aspectos físico-morfológicos ou propriedades químicas e mineralógicas dos solos.

Pesquisas recentes demonstram o enorme potencial de utilização destes solos no substrato de pavimentos viários. Nogami & Villibor (1985) observaram que solos tropicais, com comportamento laterítico ou não, podem ter respostas mecânicas bastante diferenciadas sob condições similares de solicitações externas. Queiroz de Carvalho (1987) observou características de cimentação por sesquióxidos de Fe e Al em solos lateríticos no Brasil.

Segundo Vargas (1994), a importância dos solos tropicais utilizados como material na construção de estrutura viária no Brasil foi reconhecida no fim da década de trinta.

Costa e Lucena (1987) realizaram estudos de laboratório para definir a influência do desvio da umidade sobre a resistência de solos lateríticos compactados, após a saturação dos mesmos, e concluíram que desvios mínimos, da ordem de 0,5% do lado úmido e 1,0% do lado seco da curva de compactação, modificaram substancialmente os valores de CBR dos solos ensaiados. Nogami et al. (1993) mostraram que os solos lateríticos, quando compactados, apresentam o ramo seco da curva de compactação muito inclinado, elevados graus de saturação na condição de densidade máxima, valores elevados de capacidade de suporte, baixa permeabilidade, deslocamento lento da frente de umidade, baixas perdas de massa por imersão, baixa expansibilidade quando em contato com água livre, contração apreciável por perdas de umidade e elevados módulos de resiliência.

Nogami & Villibor (1995) analisaram o uso de solos lateríticos em pavimentação, por meio de bases estabilizadas granulometricamente, solos arenosos lateríticos com finos, solos arenosos lateríticos associados com brita ou cimento, argila laterítica, argila laterítica com cimento e argila laterítica com outros materiais estabilizantes.

Cardoso (1995) caracterizou nos solos lateríticos do Distrito Federal uma microestrutura própria, com baixos níveis de cimentação por óxidos de Fe e Al. Bernucci (1995) e Alvarez Neto (1997) investigaram o comportamento de pavimentos construídos no estado de São Paulo utilizando solos lateríticos.

Curado et al. (1998) e Paranhos (1998) classificaram algumas jazidas de solos tropicais segundo a metodologia MCT (miniatura, compactado e tropical), no Distrito Federal. Rezende (1999) executou um trecho experimental no Distrito Federal demonstrando o potencial de utilização de solos lateríticos. Oliveira (2000) estudou a utilização de materiais (plintossolo, saibros de granito/gnaisse, basaltos alterados, lateritas e solos arenosos finos lateríticos) no Rio Grande do Sul. Castro (2002) realizou também um trabalho similar de caracterização do comportamento geotécnico de solos finos lateríticos na região central do Estado de Minas Gerais, segundo as metodologias MCT (miniatura, compactado e tropical) e Resiliente.

Conclusões similares foram obtidas por diversos pesquisadores, utilizando solos de diferentes regiões do país, com ênfase especial na introdução de ensaios de laboratório especiais para a obtenção de uma avaliação específica do comportamento geotécnico destes materiais, com utilização freqüente da metodologia MCT de classificação dos solos tropicais. Em relação à infra-estrutura ferroviária, estes estudos ainda são bastante incipientes, com resultados muitas vezes contraditórios.

Nas situações em que esses materiais não apresentam comportamentos estruturais adequados, pode-se usar como solução a estabilização granulométrica ou química. Na estabilização química, adiciona-se ao solo fino laterítico produtos industriais como a cal hidratada, cimento Portland, betume ou outros estabilizantes. Já na estabilização granulométrica, obtém-se a melhoria do comportamento estrutural do solo fino laterítico por meio de sua mistura com solos granulares.

2.2.3 - ESTABILIZAÇÃO GRANULOMÉTRICA

Quando os solos lateríticos da faixa de domínio da obra não apresentam as condições necessárias para dar o suporte estrutural aos esforços de carga repetidas a que serão submetidas em condições de tráfego, utiliza-se como uma solução possível a incorporação de outros materiais com faixa granulométrica diferente. Como essas misturas não se enquadram nas faixas granulométricas especificadas pelo DNIT para as bases estabilizadas granulometricamente, são tratadas como solo agregado.

Para a obtenção da mistura de solo-agregado, podem ser utilizados solos do tipo LA (laterítico areia), LA' (laterítico arenoso) ou LG' (laterítico argiloso), de acordo com a classificação proposta por Nogami & Villibor, 1995. Por exemplo, Barros (1978, 1981) analisou estudos de laboratório de sub-bases e bases de argila laterítica misturadas com brita

de graduação descontínua e Rezende (2002) avaliou a utilização da mistura de 80% de brita com 20% de argila laterítica em pavimento no Distrito Federal.

2.2.4 - ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

Entende-se por estabilização química aquela em que os procedimentos geram incrementos da capacidade de suporte, da estabilidade volumétrica contra expansão excessiva e diminuição da permeabilidade por meio da aplicação conjunta de um agente estabilizante e de um reagente junto ao solo. As substâncias reagentes podem ter naturezas diversas, tais como sulfato de alumínio $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ ou hidróxido de cálcio $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Dentre os vários aditivos químicos disponíveis atualmente no mercado para tais finalidades, distinguem-se o Dynacal e o DS-328, ambos compostos derivados de hidrocarbonetos e solúveis em água.

A incorporação destes materiais ao solo natural visa promover a redução da permeabilidade do solo, seja por meio da retenção dos íons de alumínio pelas partículas argilosas, formando estruturas que tendem a reduzir a capilaridade ou pela formação de um gel (quando se usa o sulfato de alumínio), que passa a preencher os microporos existentes no solo. Quando se usa o hidróxido de cálcio, sua incorporação ao solo, juntamente com a substância estabilizante, pode gerar conjuntamente efeitos de impermeabilização e de cimentação (Bussamra, 1997; Capuzzo & Queiroz, 1999).

2.2.5 - SOLOS LATERÍTICOS FINOS ESTABILIZADOS COM CAL

A adição de cal ao solo em um solo de granulometria fina a média implica na redução das suas características de plasticidade e expansão, aumento da trabalhabilidade e da resistência ao cisalhamento da mistura (Lima et al. 1993). Estes processos de estabilização estão associados a diversas reações físico-químicas, como trocas catiônicas, floculação, carbonatação e reações de sedimentação. Em função deste caráter químico da estabilização, as naturezas dos solos e da cal desempenham um papel fundamental no processo, condicionando essas reações.

As reações físico-químicas, que se desencadeiam entre a cal e os constituintes do solo, têm o efeito de reduzir a sensibilidade dos materiais à água e aumentar a sua capacidade de suporte. Quando a cal é misturada ao solo ocorrem várias reações químicas simultaneamente. As reações geralmente identificadas são: trocas catiônicas, floculação, carbonatação e reações de sedimentação (Herrin & Mitchell, 1961).

A troca catiônica e a floculação são processos imediatos de reação solo – cal. A troca catiônica envolve a troca de cátions entre o cálcio da cal e os cátions intercambiáveis (K, Mg e H) na superfície dos argilominerais presentes no solo. Adicionalmente, os cátions da cal tendem a se agrupar na superfície do argilomineral, alterando a concentração eletrolítica e induzindo a floculação das partículas do solo.

As reações pozolânicas entre o solo e a cal, dependendo das características naturais dos solos, podem resultar na formação de vários compostos cimentantes. As reações pozolânicas correspondem à reação entre a cal, água e sílica. A cal reage com a sílica e/ ou alumina do solo formando um gel. Na carbonatação, o dióxido de carbono da atmosfera reage com a cal para formar carbonatos de cálcios ou de magnésio, dependendo do tipo da cal (cálcica ou dolomítica). A qualidade da cal usada tem importância no processo de estabilização dos solos, pois é necessário que ela atenda às especificações, principalmente quanto aos teores de óxido de cálcio e magnésio.

Os componentes do solo são as características mais importantes para se avaliar a interação da cal com o solo. Dentre os solos mais reativos à ação da cal estão as argilas, argilas siltosas e os cascalhos argilosos, classificados como A-5, A-6 e A-7 pela AASHTO e CH, CL, MH, SC, SM, GC e GM pelo Sistema Unificado (Lima, 1981).

A troca de cátions, floculação e aglomeração são as reações responsáveis pela mudança na plasticidade, contração e trabalhabilidade do solo, enquanto que as reações pozolânicas são responsáveis pelo aumento da resistência do solo. Estas conclusões foram constatadas por pesquisas diversas para diferentes solos lateríticos brasileiros estabilizados com cal (Costa et al., 1986; Silveira, 1986; Queiroz de Carvalho, 1988 ; Thomasi et al. , 1993; Nóbrega, 1995; Amorim et al., 1996; Rezende, 1999; etc).

2.2.6 - SOLOS LATERÍTICOS FINOS ESTABILIZADOS COM CIMENTO

Este processo de estabilização consiste em uma mistura, em proporções adequadas, de solo, cimento e água, atendendo critérios de custos, resistência e durabilidade. Quando a água é misturada ao solo-cimento, inicia-se um processo de hidrólise dos minerais do clínquer que é acelerado pela ação físico-químico da argila. Os íons Ca+2 e OH- gerados são absorvidos pela sílica provocando atraso na saturação da solução em relação ao hidróxido de cálcio (Casanova, 1992). A carga elétrica superficial dos grãos de clínquer reage eletrostaticamente com a argila induzindo uma nova estruturação em que as ligações nos contatos intergranulares

vão proporcionar uma resistência mais efetiva do material, com substanciais variações volumétricas da mistura (Casanova e Rodrigues, 1993).

Diversos estudos foram implementados recentemente compreendendo a avaliação dos comportamentos geotécnicos de solos lateríticos brasileiros estabilizados com cimento (Nogami et al., 1985; Lucena et al., 1986; Cunha et al., 1992; Lima et al., 1993; Nóbrega, 1995; Montardo, 1999).

2.2.7 - SOLOS LATERÍTICOS FINOS ESTABILIZADOS COM BETUME

A estabilização de solos finos lateríticos com betume tem por finalidade garantir a constância do teor de umidade da mistura após a compactação. A ação impermeabilizante do betume é resultado de dois mecanismos distintos: obturação dos canalículos formados entre as partículas do solo e pela criação de um processo de repulsão à entrada da água exterior na mistura (Agra et al. 1992).

Entende-se por estabilização betuminosa o processo pelo qual se estabiliza o solo com adição de material betuminoso que, em princípio podem ser utilizados todos os tipos de ligantes betuminosos existentes, seguido de uma adequada energia de compactação, a fim de obter suporte adequado ao tráfego sob quaisquer condições climáticas. Valores típicos de 2% a 4% de betume são usados neste processo de estabilização (Agra et al., 1992). A estabilização de solos lateríticos com betume foi estudada, por exemplo, por Winterkorn (1975), Guarçoni et al. (1988) e Agra et al. (1992).

2.2.8 - REJEITOS COMO MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

Rejeitos gerados pelos mais diversos tipos de atividade industrial-mineral têm sido estudados para serem utilizados como materiais de construção de sistemas estruturais viários (Gomes, 2003). Além da mitigação dos efeitos causados ao meio ambiente, busca-se nesses estudos a construção de pavimentos de baixo custo utilizando solos da faixa de domínio da obra, com desempenho estrutural satisfatório.

Silva (1988, 1994), por exemplo, executou ensaios de laboratório com escória de aciaria e misturas de solo argiloso do tipo A-7-6, visando seu uso em obras de pavimentação. Verificou-se que o material atende às especificações granulométricas, possui elevado valor de CBR, baixo índice Los Angeles e pode ser usado nas diversas camadas do pavimento (reforço do subleito, sublastro, lastro, subbase, base e revestimento betuminoso).

No Rio Grande do Sul tem-se estudado uso da cinza volante em misturas com solos arenosos. Gonçalves et al. (1986) e Dias (1995) realizaram estudos em trechos experimentais com base composta de solo arenoso, cinza volante e cal. Fogaça & Ceratti (1995, 1996) executaram estudos considerando também a incorporação de cimento à mistura de solo e cinza. Em todos os estudos têm-se obtidos bons resultados.

Rohde (2002) realizou estudos de laboratório em escória de aciaria elétrica, misturada com cinza pesada e cal de carbureto. Os resultados do estudo credenciam o seu uso como material de construção, seja por meio de estabilização granulométrica ou pela modificação com cinza pesada e cal de carbureto.

Parreira & Oliveira (1995) realizaram estudo de desempenho em mistura de solo e fosfogesso com comportamento estrutural satisfatório. Bodi et al. (1995) estudaram o uso de entulho de construção civil na estabilização de solos.

Soares & Mendes (1999) analisaram a utilização de finos resultantes de britagem de rocha. Rezende (1999) e Vale (1999) executaram um trecho experimental de rodovia no Distrito Federal utilizando o expurgo de pedreira como material de construção.

Os resíduos de mineração são subprodutos gerados pela atividade mineradora, compreendendo os estéreis e os rejeitos. O estéril é o material (solo ou rocha) não mineralizado (material sem valor econômico direto) que ocorre associado ao minério propriamente dito e que deve, então, ser separado do mesmo para o processo de lavra e beneficiamento industrial.

Rejeitos são os resíduos remanescentes do processo de beneficiamento e concentração de minérios em instalações industriais, cuja característica granulométrica principal é função do tipo de minério bruto (ferro, bauxita, ouro, etc.) e do processo industrial de beneficiamento, podendo abranger uma ampla faixa de materiais, desde arenosos não plásticos até solos de granulometria muito fina (Gomes, 2002). Em face dos processos de beneficiamento, estes rejeitos podem ser ativos (contaminados) ou inertes (não contaminados).

A Figura 2.1 apresenta um exemplo de fluxograma geral de uma usina de minério de ferro, destacando-se todas as etapas envolvidas no processo, tais como a lavra e a consequente disposição de estéreis, as operações de beneficiamento (tratamento) e os respectivos produtos finais e resíduos gerados. Tais processos de beneficiamento industrial têm naturezas diversas, devido à diversidade de fatores que podem influenciar nas operações e nos consequentes produtos do processo de mineração. Dentre estes fatores, destacam-se as características mineralógicas e os teores do minério de ferro explorado em cada mina.

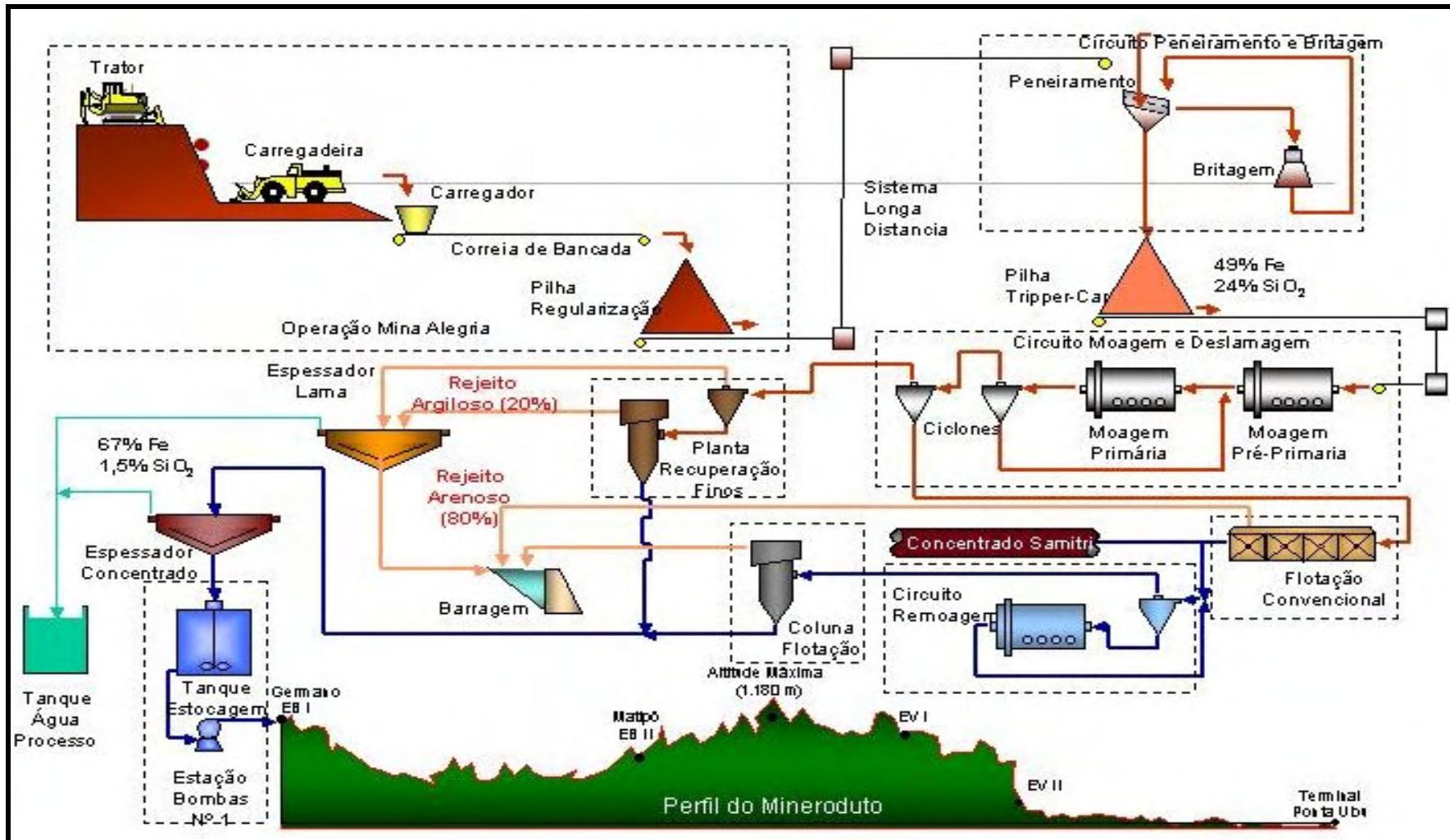


Figura 2.1 – Fluxograma típico do processo de mineração de ferro – Samarco Mineração S.A. (Gomes, 2002).

Na região do chamado ‘Quadrilátero Ferrífero’ de Minas Gerais, área correspondente a cerca de 7000 km², estão localizadas imensas reservas de minério de ferro, ouro e um grande número de outros minerais, cuja exploração sistemática e intensa resulta em volumes consideráveis de rejeitos. Os volumes gerados em grande escala são abordados por Abrão (1987) em relações produto final / rejeito gerado. Razões médias entre o produto final e o rejeito gerado podem ser destacadas como um exemplo explicativo da quantidade de resíduos gerados no processo de mineração: ferro 2/1, carvão 1/3, fosfato 1/5, cobre 1/30 e ouro 1/10000 (Figura 2.2).

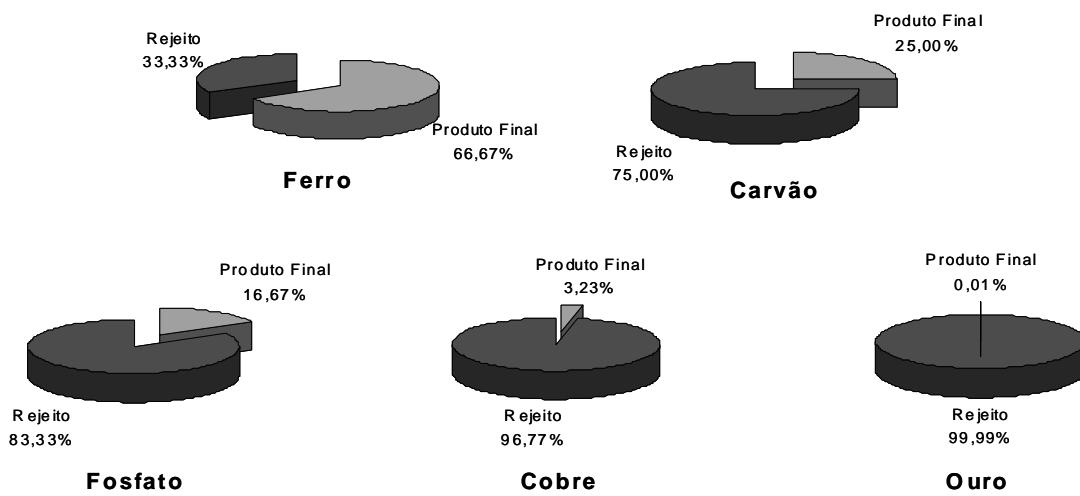


Figura 2.2 – Razões médias entre o produto final e rejeito gerado (Abrão, 1987).

Neste contexto, em empreendimentos de mineração, a disposição de estéreis e dos rejeitos oriundos do processo produtivo exige um planejamento racional e criterioso, a partir do plano de lavra e das premissas de recuperação do minério, em virtude dos grandes volumes envolvidos. Os planos de lavra consideram os rejeitos em termos de pesos e não de volumes, uma vez que não se conhece “a priori” as características de compressibilidade dos rejeitos, não se dispõe, portanto, da densidade final dos mesmos. Assim, o plano de lavra não constitui, por si só, elemento de análise final para a estimativa da capacidade de estocagem dos rejeitos.

Em geral, os rejeitos são dispostos por via úmida através de barramentos construídos com ou sem a utilização dos próprios rejeitos (barragens de contenção) ou por via seca mediante as chamadas pilhas de rejeito que, ao contrário das barragens, não têm o objetivo de reter líquidos conjuntamente com a matéria sólida descartada. Em alguns casos, podem ser usados dispositivos especiais, como, por exemplo, os hidrociclos, para separação das frações grossa e fina dos rejeitos. Em outras situações, o processo de segregação natural das

partículas do rejeito pode se tornar um fenômeno bastante complexo em face das diferentes densidades dos minerais presentes (evento típico em minerações de ferro, devido à interação de diferentes granulometrias e densidades de grãos de sílica e óxidos de ferro). Os estéreis são depositados sob a forma de pilhas, executando-se adequados sistemas de drenagem interna para fluxo das águas de chuva.

Para estudos geotécnicos relacionados a projetos de infra-estrutura rodoviária e ferroviária, é fundamental estabelecer a caracterização tecnológica dos resíduos de mineração, por meio de metodologias específicas em termos de ensaios de laboratório ou ensaios de campo (Gomes et al., 1999).

Os rejeitos são constituídos por partículas com composições granulométricas, mineralógicas e físico-químicas variadas e diretamente condicionadas às características da jazida e ao processo de exploração e beneficiamento. Assim, os rejeitos de mineração podem variar de materiais granulares não plásticos até solos muito finos e de elevada plasticidade. Para ilustrar os efeitos destes condicionantes citados anteriormente, a Figura 2.3 apresenta as curvas granulométricas de diferentes amostras de rejeitos de minério de ferro da região do Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais (Pereira, 2001).

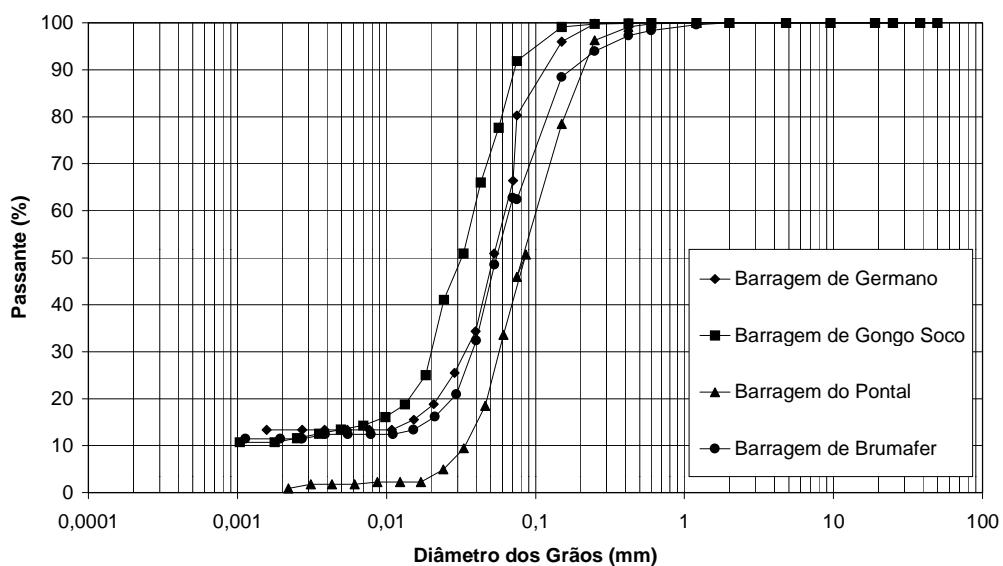


Figura 2.3 – Curvas granulométricas de rejeitos de minério de ferro (Pereira, 2001).

Os rejeitos ditos granulares normalmente apresentam alta permeabilidade e, consequentemente, baixa compressibilidade. Além disso, os parâmetros de resistência ao cisalhamento destes materiais encontram-se na faixa de 25 a 35° para o ângulo de atrito, com coesão muita baixa ou nula. Adicionalmente, a densidade dos grãos (G_s) apresenta valores elevados, pela influência direta das partículas de minério de ferro remanescentes no rejeito.

A rigor, o conhecimento do resíduo de mineração, estéril ou rejeito, como um material geotécnico definido, é ainda bastante incipiente e a modelação dos problemas geotécnicos envolvendo estes materiais é tipicamente estabelecida a partir de uma generalização dos princípios clássicos da mecânica dos solos (Gomes, 2002). Rejeitos, entretanto, não se comportam necessariamente como solos e esta lacuna tecnológica representa uma profunda perda no domínio do conhecimento em projetos e construção de empreendimentos envolvendo resíduos de mineração.

Um exemplo típico desta lacuna é o caso do comportamento dos rejeitos após o transporte e lançamento nas fases de sedimentação e adensamento, cujas leis de comportamento não são rotineiramente estudadas na determinação da capacidade de estocagem e da vida útil dos reservatórios. Outro exemplo é a incipiência dos estudos de drenabilidade de rejeitos ou estéreis em sistemas de disposição sob a forma de pilhas. Um terceiro exemplo constitui a quase imprevisibilidade dos gradientes de densidade e de concentração mineral em depósitos de rejeitos, associados às variações inevitáveis da natureza das jazidas e dos parâmetros que regem as plantas industriais de beneficiamento dos bens minerais. Um exemplo final seria a necessidade de determinação do potencial de contaminação dos resíduos em contato com o lençol subterrâneo, cuja magnitude demanda estudos específicos e integrados.

Por outro lado, as exigências de proteção ambiental das áreas ocupadas pelas atividades de produção têm sido continuamente aperfeiçoadas pelos órgãos ambientais, incluindo o estudo detalhado dos processos poluentes, seu tratamento e monitoramento, o que implica a necessidade de um conhecimento muito mais aprofundado de todos os aspectos envolvidos, particularmente uma completa e consistente caracterização tecnológica dos rejeitos.

Vários ensaios têm sido realizados com o rejeito de minério de ferro, visando obter os parâmetros de resistência e suas correlações com outros parâmetros geotécnicos. Estes estudos basearam-se na avaliação da estabilidade das barragens de rejeitos em função do tipo de depósito formado. Algumas análises foram feitas correlacionando os parâmetros de resistência com as características do rejeito e com o método de deposição (Ribeiro, 2000), além de estudos relacionados à quantificação do potencial de liquefação de diferentes tipos de rejeitos em função das características dos depósitos (Espósito & Assis, 2002 e Gomes et. al., 2002).

Espósito (2000) e Lopes (2000) analisaram correlações entre as porosidades relativas e a resistência dos aterros construídos com rejeitos arenosos de minério de ferro baseados em

avaliações de campo e ensaios de laboratórios. Presotti (2002) investigou, por meio de ensaios de laboratório, as correlações entre teor de ferro, granulometria e porosidade, enfatizando a influência destes parâmetros no valor do ângulo de atrito do rejeito de minério de ferro. Santos (2004) estudou o comportamento do rejeito de minério de ferro em função da porcentagem de ferro e sílica, verificando as suas interferências nas variações das propriedades geotécnicas do mesmo. Alburquerque Filho (2004) avaliou o comportamento geotécnico de barragens de rejeito de minério de ferro por meio de ensaios de piezocone.

2.2.9 - GEOSSINTÉTICOS

Os materiais geossintéticos, pelas suas características de versatilidade, baixo custo e facilidade construtiva, têm ocupado um espaço crescente no âmbito da engenharia geotécnica, onde são utilizados em sistemas de drenagem, filtração, proteção, separação, reforço e impermeabilização. Em termos de obras viárias, a Tabela 2.1 resume as principais aplicações dos materiais sintéticos.

Tabela 2.1 Aplicações de geossintéticos em obras viárias.

Áreas de Utilização	Tipos de Aplicação	Funções Relevantes			
		D	F	S	R
Obras Viárias	Recapeamento asfáltico			√	√
	Estradas vicinais e de serviço		√	√	√
	Pátios, arruamentos e estacionamentos		√	√	√
	Ferrovias	√	√	√	√

D - Drenagem, F – Filtração, S – Separação, R – Reforço.

No Brasil, a utilização de geossintéticos teve sua aceleração no final da década de 70 e início da década de 80, com obras não só envolvendo aplicações em drenagem e filtração, mas também com utilização de geossintéticos como reforço de solos. Apesar deste crescimento, o Brasil detém atualmente menos de 1% do consumo mundial de geossintéticos, valor inexpressivo quando comparado aos consumos de países do primeiro mundo e mesmo com outros países com economia significativamente menores que a nossa (Palmeira, 1993).

Koerner (1994) define geossintético como sendo um produto planar fabricado a partir de um material polimérico, sendo caracterizado pela natureza do polímero presente, pelo arranjo textural entre as fibras e/ou filamentos, pela tecnologia de fabricação e pelas suas

aplicações geotécnicas. Num contexto geral, os geossintéticos podem ser classificados nos seguintes tipos: geotêxteis, geomembranas, geodrenos, geocélulas, geogrelhas, georredes, geocompostos, fibrossolo, geo-espaçadores, geomantas e geocompostos argilosos (GCL). A Tabela 2.2 esquematiza as funções típicas dos geossintéticos.

Tabela 2.2 – Tipos de geossintéticos e suas principais funções (Palmeira, 1999).

Tipo de Geossintético	Função Característica					
	Reforço	Separação	Drenagem	Filtragem	Proteção	Barreira
Geotêxtil Tecido	✓	✓	✓		✓	
Geotêxtil não Tecido	✓	✓	✓	✓	✓	
Geogrelha	✓					
Tiras	✓					
Fios, Fibras, Micro-Telas	✓					
Georede			✓			
Geodrenos			✓	✓		
Geomembranas		✓				✓
Geocélulas	✓				✓	
Geocompostos	✓		✓	✓		✓

Maiores detalhes quanto às funções e propriedades de cada tipo de geossintético podem ser encontrados, por exemplo, em Koerner (1994) e Vertematti (2004).

O comportamento global de um maciço de solo reforçado com geossintéticos está condicionado às propriedades do solo, às propriedades do reforço e às propriedades da interface solo-geossintético. Dentre estas propriedades, são particularmente importantes a resistência à tração do geossintético, os parâmetros de interação mecânica entre o solo e o reforço e os efeitos de confinamento do solo adjacente sobre o comportamento tensão-deformação do material sintético (Palmeira, 1993; Gomes, 1999).

As evoluções das características (tipos, aplicações, durabilidade e desempenho) dos geossintéticos foram pesquisadas por Giroud (1990), Palmeira (1987, 1992, 1998), Vidal (1992, 1997), Pandolpho & Guimarães, 1995), Abramento, (1995), Reddy et al.(1999), Azambuja, (1997, 1999).

Segundo Nascimento (2002), dano mecânico é toda transformação da estrutura do geossintético resultante de esforços ocorridos durante seu manuseio, instalação e compactação do solo sobrejacente. Alguns autores distinguem ainda duas fases do dano mecânico: aqueles ocorridos até a compactação e os decorrentes das solicitações iniciais de serviço (Bonaparte et al., 1988; Paulson, 1990).

Para quantificar os valores de perda da resistência do geossintético oriundos de danos utiliza-se o conceito de capacidade de sobrevivência do material sintético, ensaios de laboratório que estabeleçam critérios de inspeção visual em amostras exumadas das estruturas, correlacionando o número de furos ou lesões existentes com a resistência remanescente dos reforços. Para obter estes resultados podem ser executados ensaios de tração não confinados.

Segundo Azambuja (1994), capacidade de sobrevivência é o termo empregado para definir a resistência que um geossintético possui diante dos esforços induzidos pela construção e operação inicial do sistema ao qual este material é destinado. Para aplicações em infra-estrutura viária, os materiais sintéticos passíveis de serem utilizados mais freqüentemente como elementos de reforço são os geotêxteis e as geogrelhas, descritos resumidamente a seguir.

Os geotêxteis constituem materiais tipicamente permeáveis e flexíveis, compostos por fibras têxteis ordenadas ou dispostas aleatoriamente. Durante o processo de produção do geotêxtil, elementos como fibras ou fios são combinados em estruturas têxteis planares. As fibras podem ser filamentos contínuos, constituídos por fios muito compridos e finos de um polímero ou fibras têxteis, nas quais os filamentos são bastante curtos, com 20 a 50mm de comprimento. O tipo de geotêxtil é determinado pelo método utilizado para combinar os filamentos ou fibras dentro de uma estrutura planar, dando-se origem aos geotêxteis tecidos e não-tecidos.

Os geotêxteis tecidos são feitos de monofilamentos, multifilamentos ou fios fibrilados. Em seu processo de fabricação, faz-se uso do sistema convencional de tecelagem, tendo-se em vista que os fios da manta permaneçam ordenados em duas direções, geralmente ortogonais. Os fios dispostos longitudinalmente à direção de fabricação (comprimento do rolo) constituem o urdume da manta e as fibras dispostas transversalmente à direção de fabricação do geotêxtil (largura do rolo) constituem a trama da manta sintética.

Os geotêxteis não tecidos são produzidos sobre uma esteira rolante, em que os filamentos são interligados de forma aleatória numa estrutura planar, através de um ou mais

dos seguintes processos: mecânico, químico e térmico. A espessura da manta geotêxtil é função da velocidade de rolagem da esteira em que os filamentos sintéticos são colocados.

No processo mecânico, pequenas agulhas, dispostas numa placa, são punctionadas sobre os filamentos e fibras livres, deixando estes elementos emaranhados após a retirada da placa. Os geotêxteis obtidos nesse processo são designados como geotêxteis não tecidos agulhados. No processo químico, os filamentos são interligados através da aplicação de um ligante químico (cola, resina sintética, etc.). Em razão desse processo, esses geotêxteis são conhecidos como geotêxteis não-tecidos resinados. No processo térmico, os filamentos são unidos pela aplicação de calor, o qual produz a fusão parcial e a consequente adesão dos mesmos em seus pontos de contato. Os geotêxteis produzidos dessa forma são denominados de geotêxteis termoligados ou termofixados.

As geogrelhas são materiais planares flexíveis formados por uma rede regular de elementos, com aberturas de tamanho suficiente para interagir com o material de enchimento circundante. São obtidas, por exemplo, por meio da extrusão em uma ou em duas direções perpendiculares, de uma placa sintética perfurada, cujas perfurações formam aberturas quase retangulares, que podem variar de 1 a 10cm. As geogrelhas são utilizadas principalmente como sistema de reforço e, dependendo da sua geometria, o mecanismo de interação com o solo envolvente pode ocorrer predominantemente por atrito ou por ancoragem.

Os estudos da utilização de geossintéticos como elementos de reforço e separação em sistemas viários tanto de rodovias não-pavimentadas (revestimento primário), como pavimentadas (revestimento flexível) e de ferrovias vêm sendo desenvolvidos a partir de ensaios de modelos em laboratório, trechos experimentais em escala real, ensaios de campo e simulações numéricas.

Palmeira (1981) estudou seções experimentais de aterro rodoviário sobre solos mole reforçadas com geotêxtil não tecido. Observou-se que as seções reforçadas apresentaram reduções significativas nos recalques, em relação à seção sem reforço e redução de rupturas localizadas.

Fannin (1986) realizou ensaios em modelos reduzidos e em escala real utilizando material granular sobre uma camada de argila reforçada com uma geogrelha, aplicando carregamento monotônico e cíclico para verificar o desempenho do modelo e os mecanismos de solo reforçado. O sistema reforçado apresentou melhor desempenho.

Bourdeau *et al* (1990) estudou o efeito do reforço num solo não coesivo sob carregamento cíclico a partir de ensaios triaxiais em células de grande diâmetro, para o caso de estradas não pavimentadas. O reforço atuou restringindo lateralmente o movimento do

corpo-de-prova. Os ensaios triaxiais foram realizados sob condições estáticas e dinâmicas de carregamento em amostras reforçadas e não-reforçadas. Verificou-se que a carga dinâmica de pico e a deformação axial total aumentam antes da ruptura com a inclusão de geotêxteis.

Cunha (1991) e Ferreira (1994) realizaram estudos sobre a utilização de geossintéticos em estradas não-pavimentadas utilizando modelos reduzidos e considerando condições de carregamentos monotônicos. Sigurdsson (1993) analisou seções experimentais de estradas não-pavimentadas sobre solos moles com diferentes tipos de geossintéticos para investigar as diferenças de desempenho estrutural.

Em rodovias pavimentadas o geotêxtil vem sendo utilizado como reforço das camadas do pavimento com o objetivo principal de evitar a propagação de trincas, proteção das camadas e impermeabilização. Lopes (1992) analisou a aplicação de geotêxtil em um trecho experimental em uma rodovia no Distrito Federal e observou o retardamento da reflexão de trincas e o impedimento de bombeamento de finos da camada de base através das trincas.

Maroni & Montez (1995) apresentaram um estudo sobre a utilização do geotêxtil como retardador da propagação de fissuras em recapeamentos asfálticos. Menezes (1999) analisou o uso de geotêxtils não tecidos como camada impermeabilizante e retardadora da propagação de trincas de reflexão, com clara melhoria dos serviços de recapeamento urbano da cidade de Salvador/Bahia. Rezende et al. (1999) executaram seções experimentais com a incorporação do geotêxtil como material impermeabilizante de forma a se evitar variações de umidade do solo.

Em ferrovias, os geossintéticos têm sido usados para diversas finalidades de acordo com as suas propriedades e funções, levando-se em conta os seus custos e as características geotécnicas dos materiais da superestrutura. Os geossintéticos são usados normalmente para minimizar a deformação vertical da via permanente, reduzindo o movimento lateral, dissipando o excesso de poropressão, impedindo o bombeamento de finos da sub-estrutura e mantendo o lastro relativamente limpo (Salim, 2004).

O geotêxtil tem sido usado freqüentemente para manutenção da superestrutura ferroviária especialmente em problemas localizados em áreas de bolsões de lamas, lençol freático aflorado, cruzamento de rodovias, cruzamento de vias ferroviárias e percolação de águas (Raymond, 1986; Byrne, 1989; Selig e Walters, 1994). Várias opções de emprego de geotêxteis no contexto de pavimentos ferroviários incluem a sua inclusão em diferentes seções da via: topo do lastro, entre o lastro e o sublastro, entre o sublastro e o subleito, entre o lastro e o subleito, no interior do sublastro e envelopando o sublastro (Selig e Waters, 1994).

Segundo Salim (2004), Amsler (1986) estudou e monitorou seções com e sem a incorporação de geotêxtil não tecido inseridos na interface do subleito com a subbase para verificar o desempenho da superestrutura à estabilização e ao conforto dos passageiros, sendo constatados os benefícios do uso do geotêxtil a longo prazo.

Outras pesquisas com resultados semelhantes sobre o uso de geossintéticos como elementos de estabilização de vias permanentes foram desenvolvidas por Ashpiz et al. (2002) e Selig e Waters (1994). Os procedimentos de restauração da via sem a utilização de geossintéticos implicou em uma deterioração da mesma em um prazo de um ou dois anos (Amsler, 1986).

Atalar et al. (2001) efetuaram estudos de modelos em laboratório, simulando várias camadas de geogrelhas com geotêxtil, no interior e externamente à camada de sub-base e constataram decréscimos dos recalques com a inclusão adicional de mais camadas de geossintéticos. Bathurst e Raymond (1990); Göbel *et al.* (1994) e Raymond (2002) encontraram resultados similares com a incorporação de geogrelhas em diferentes pontos no interior da camada de lastro.

Pesquisas recentes também demonstraram o bom desempenho dos geossintéticos inseridos na camada do lastro, em contato direto com as superfícies pontiagudas dos materiais agregados e sob o efeito das cargas cíclicas das passagens dos trens (Salim, 2004). Por exemplo, Selig e Waters (1994) exumaram amostras de geotêxtil e de geogrelhas em boas condições em ferrovias britânicas, após três anos de serviços.

Ashpiz et al. (2002) investigaram a durabilidade de geotêxtil usado na linha São Petersburgo – Moscou e constataram baixos níveis de danos na superfície (0,2% e 0,3%), que resultaram em reduções de 74% e 72% da resistência nominal, após 1 e 5 anos de serviço, respectivamente. Resultados similares foram encontrados por Nancey et al. (2002) estudando o comportamento de geotêxteis em laboratório e utilizando um modelo para simulação de tráfego. As características de permeabilidade, de capacidade de fluxo e de resistência à punção quase não foram afetadas. Entretanto, Raymond e Bathurst (1990) reportaram evidências de danos mecânicos em amostras de geotêxtil extraídas de subleito de via permanente.

Na pesquisa de Ashpiz et al. (2002), constatou-se alguma contaminação do geotêxtil retirado de um trecho após 5 anos em serviço. Porém, a inspeção visual revelou que os finos eram provenientes da quebra dos grãos e abrasão dos agregados do lastro. Testes de laboratório feitos no sistema lastro-geotêxtil concluíram ser pequena a influência destes efeitos na capacidade de drenagem da via.

No Brasil, a partir de 1986, foram registrados alguns casos de aplicação de geotêxteis em pavimentos ferroviários na malha urbana da cidade do Rio de Janeiro, com o objetivo de controlar a contaminação do lastro (Arruda Filho, 1997). Ensaios de laboratório feitos a partir de amostras têxteis exumadas da obra, após 9 anos em serviço, constatou-se a eficiência da solução (Cuconato, 1997).

Em 1995, foi construído um trecho experimental utilizando geossintéticos (geotêxteis e geocélulas) em ramais urbanos do Rio de Janeiro, com análises do comportamento mecânico do pavimento ferroviário mediante ensaios de laboratório dos materiais aplicados (Cuconato, 1997). Cuconato (1997), por outro lado, após monitorar por dois anos um trecho experimental, constataram o bom desempenho dos geossintéticos como alternativas para problemas de bolsões de lama em pavimentos ferroviários.

Silva et al. (1999) analisaram as condições do lastro, dormentes e geotêxteis usados no ramal ferroviário entre engenheiro Pedreira e Japeri, km 56 da malha ferroviária do estado do Rio de Janeiro. Foram executados ensaios de laboratório e campo para a determinação do grau de contaminação do lastro utilizando vários critérios (“fouling index”, também denominado índice de contaminação, o coeficiente de não uniformidade C_u e a % em peso de lastro passando na peneira #3/4”), que atestaram o bom desempenho do geotêxtil como elemento de separação.

2.3 - INSTRUMENTAÇÃO DAS ESTRUTURAS DE SISTEMAS VIÁRIOS

2.3.1 - SITUAÇÃO GERAL

Diversos fatores interferem em um projeto estrutural de um sistema viário, dentre estes, destacam-se: o número e a magnitude das cargas atuantes, os materiais componentes das camadas, a natureza do solo de subleito, condições de drenagem e aspectos ambientais. Com a finalidade de se obter parâmetros e respostas da estrutura de um sistema viário em pontos críticos são realizados experimentos em escala real, onde as seções são devidamente instrumentadas.

Neste contexto, é importante a capacidade de eficiência oferecida pelos instrumentos escolhidos, é imprescindível um completo conhecimento dos princípios de funcionamento desses componentes e das suas limitações para a obtenção de parâmetros fundamentais (tensões, deformações e deslocamentos) que permitam explicar, de maneira racional, o desempenho de sistemas viários em serviço (Palmeira, 1998).

Esforços consideráveis têm sido feitos em diversos países no sentido de avaliar o desempenho de sistemas viários em escala real. Para tanto, foram planejados e desenvolvidos diversos programas de pesquisa em todo o mundo: Minnesota Road Research Project – Departamento de Transporte do Estado de Minnesota (Mn/DoT), Estados Unidos; Nardo Road Test – Nardo, Itália; Corpo dos Engenheiros do Exército Americano; Pista Experimental de Nantes, França; Virttaa Test Track , Alberta Research Council; Pista Experimental de Madri, Espanha e HVS – Heavy Vehicle Simulator, África do Sul. Além destes projetos de grande porte, podem ser destacados os trabalhos de Metcalf (1996), Macdonald & Zhang (1997) e Wiman (2001).

O propósito comum destas pesquisas foi o de possibilitar a obtenção de parâmetros básicos, por meio dos quais se pudesse racionalizar as fases de projeto e avaliação geotécnica de pavimentos (Gonçalves, 2002).

Encontram-se ainda, na literatura técnica, estudos detalhados sobre a utilização da instrumentação geotécnica em pavimentos (Brown, 1977; Tabatabae & Sebaaly, 1990; Tabatabae et al.,1992 e Van Deusen et al.,1992). Os estudos da utilização de instrumentação em ferrovias vêm sendo desenvolvidos a partir de ensaios de modelos em laboratório, ensaios no campo e simulações numéricas.

Outro trabalho de grande relevância, constituído por um extenso programa de pesquisas ferroviárias com trechos experimentais utilizando instrumentação resistiva e ensaios de laboratórios, foi o chamado ‘Facility for Accelerated Service Testing-FAST Program”, conduzido pelo “Transportation Test Center-TTC” do Colorado/EUA. A instrumentação era composta por extensômetros e células de tensões instaladas nas camadas do lastro, sublastro e subleito para medir tensões e deformações (Selig, 1975, 1980; Yoo et al., 1979; Selig et al., 1979). Outros trabalhos que podem ser referenciados são os de Amsler (1986), Zimmerman, (1988) e Haliburton (1980).

Em ensaios em modelos desenvolvidos em laboratório, podem ser citados os trabalhos de Atalar (2001), Selig e Waters (1994), Nancey (2002), Indraratna et al. (1997), Raymond (1985) e Zimmerman (1988).

Nas simulações numéricas, destacam-se os trabalhos de Robnett et al. (1975), da University de Illinois, no desenvolvimento do modelo de elementos finitos – ‘ILLITRACK”, Chang et al. (1979, 1980) no aprimoramento do programa “GEOTRACK”, bem como os trabalhos de Huang (1984) e Coleman (1985), relacionados ao modelo de elementos finitos ‘KENTRACK”.

2.3.2 - SITUAÇÃO BRASILEIRA

No Brasil fez-se, pela primeira vez, uma instrumentação de pavimento “in situ” em 1976, na pista experimental do IPR na BR-101/SC, localizada em Nova Brasília, município de Imbituba. Nesse estudo, foram construídos 12 subtrechos de 54 m cada, utilizando misturas de solo com cinzas volantes (Pinto, 1977). Posteriormente, foi executado o painel experimental de pavimento asfáltico de 5 m por 12 m, construído na Ilha do Fundão, na UFRJ (Motta, 1979).

Atualmente, têm-se no país duas instalações que podem ser utilizadas para estudos de carregamentos de pavimentos experimentais com sensores inseridos: a pista circular do Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR/RJ, do DNIT- Departamento Nacional de Infra-Estrutura e a pista de Testes de Pavimentos da UFRGS/DAER, em Porto Alegre/RS, a qual possui um Simulador de Tráfego Linear de Vaivém Longitudinal (Gonçalves, 2000). Em relação a estudos de pistas experimentais com instrumentação e à realização de ensaios acelerados, vale mencionar os trabalhos de Nuñez (1997), Hugo et al. (1999), Pereira et al. (2000), Silva (2001) e Gonçalves (2002).

Em ferrovias, construiu-se um trecho experimental na linha da Flumitrens no estado do Rio de Janeiro, próximo à estação de Piedade, com extensão de 40m e subdividido em 4 seções testes instrumentadas, com medidas de deformações elásticas e plásticas (Cuconato, 1998). Rodrigues (1993), citado em Medina (1997), desenvolveu um modelo estrutural para a via férrea, incorporado ao programa computacional Ferrovia, tratando-se de um modelo baseado no Método de Elementos Finitos, tridimensional e linear elástico.

Silva (2002) apresentou tese de doutorado sobre os fundamentos teórico-experimentais da Mecânica dos Pavimentos ferroviários e esboço de um sistema de gerência aplicado à Manutenção da Via Permanente. Spada (2003), por sua vez, apresentou tese de doutorado sobre uma abordagem de mecânica dos pavimentos aplicada ao entendimento do mecanismo de comportamento tensão-deformação da via férrea.

2.4 - MECÂNICA DOS PAVIMENTOS APLICADOS A FERROVIAS

A via ferroviária é um sistema de transporte sobre trilhos, constituído de via férrea e outras instalações fixas, material rodante, equipamentos de tráfego e demais acessórios indispensáveis à condução segura e eficiente de passageiros e/ou cargas. É comum dividi-la em duas partes: a infra-estrutura e a superestrutura (Figura 2.4).

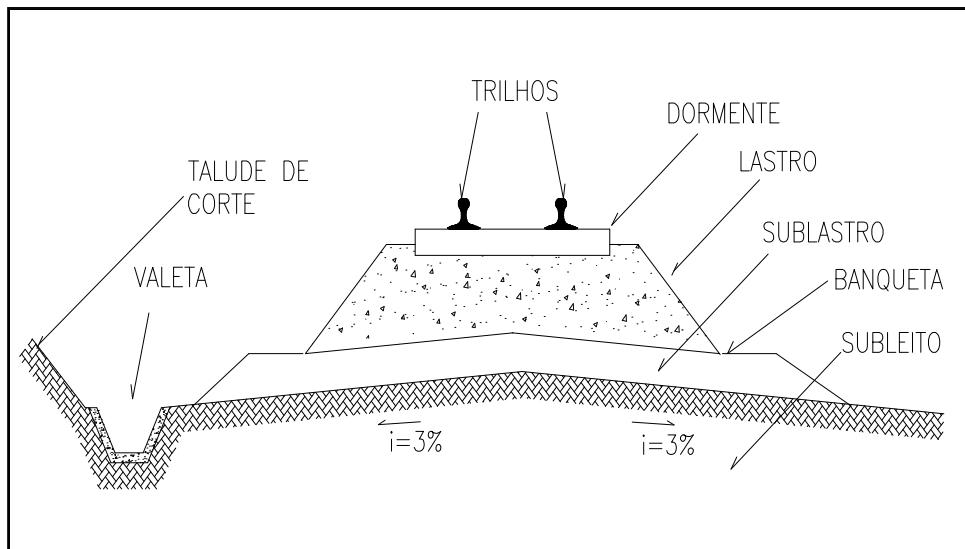


Figura 2.4 - Infra-estrutura e Superestrutura de um Pavimento Ferroviário.

A infra-estrutura de uma ferrovia é o conjunto de obras destinadas a formar a plataforma da estrada, que consiste de todas as obras civis situadas abaixo do greide de terraplenagem. A superestrutura de uma ferrovia consiste num conjunto de elementos que formam a via permanente e que constitui a superfície de apoio e ao mesmo tempo de rolamento para os veículos ferroviários. A estrutura recebe os impactos diretos das cargas rodantes e compreende: lastro, dormentes, trilhos, bitola, acessórios de trilhos (de ligação e de fixação, que pode ser rígida ou elástica), talas de junção, parafusos, giradores, pêras, aparelhos de mudança de via, sinais e marcos quilométricos. O pavimento ferroviário compara-se ao pavimento tradicional rodoviário (Figura 2.5) porque ambos são estruturas em camadas que se apóiam no solo de fundação e destinam-se a distribuir as cargas de tráfego

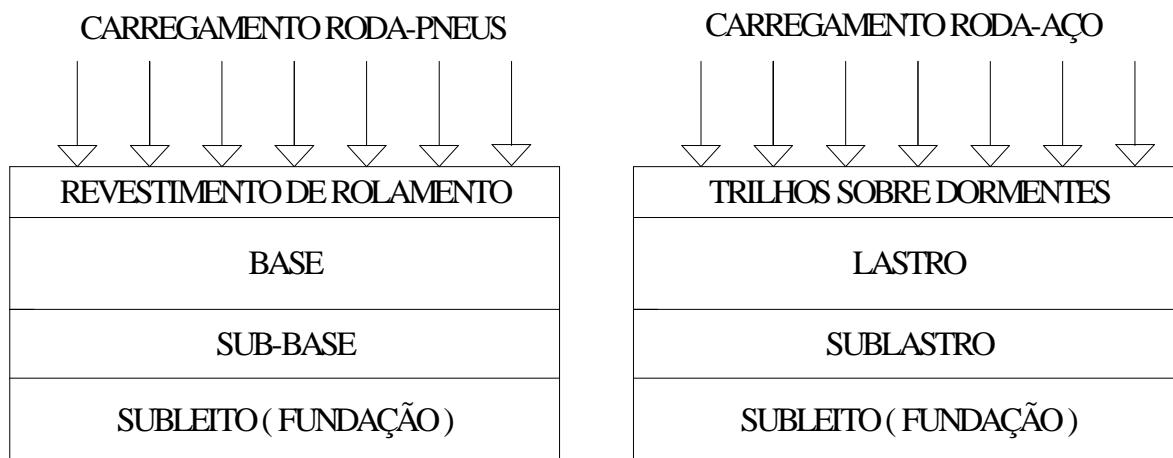


Figura 2.5 - Sistema de camadas em pavimentos (a) rodoviários e (b) ferroviários.

O pavimento ferroviário engloba os trilhos, dormentes, acessórios de fixações, acessórios de apoio, lastro, sublastro e subleito. Os critérios de projeto compreendem a determinação das tensões e deformações ocorridas, conhecidos a geometria da via e os parâmetros de resistência – deformabilidade dos materiais.

No pavimento ferroviário, as deformações podem ser de duas categorias: as elásticas ou resilientes (deflexões) e as plásticas ou permanentes (recalques). Tradicionalmente consideram-se as deformações permanentes na manutenção das ferrovias, uma vez que são as responsáveis pelo desnível da via sem tráfego. Segundo Hay (1982), quanto maiores as deflexões mais rapidamente a geometria da via se degrada. Portanto, com base nos conceitos da Mecânica dos Pavimentos, torna-se possível determinar as deformações elásticas e considerá-las como fator da qualidade operacional ou funcional e como elemento de medição da vida útil dos componentes da via.

A via pode receber cargas em três direções: vertical, longitudinal e lateral. Entretanto, os modelos geotécnicos existentes somente levam em conta a componente vertical e, assim, os efeitos conjugados nas três direções não são representados.

Segundo Selig e Waters (1994), a principal função dos modelos que representam a ferrovia é inter-relacionar os componentes da estrada de ferro (trilhos, dormentes, fixações, lastro, sublastro e subleito) para representar as interações que proporcionam efeito do carregamento do tráfego sobre as tensões e deformações do conjunto. A seguir, apresenta-se inicialmente o modelo clássico baseado na hipótese de apoios contínuos e elásticos sob o trilho e, na seqüência, o modelo de sistema em camadas que discretiza a grade formada pelos trilhos, dormentes e acessórios de fixação, o lastro, sublastro e subleito.

2.4.1 - VIGA CONTÍNUA SOBRE APOIOS ELÁSTICOS

Segundo Hay (1982), Winkler em 1867 apresentou um modelo para ferrovia que se constituiu de trilhos eqüidistantes e de comprimentos infinitos, apoiados continuamente sobre molas de módulos de rigidez constantes (ou seja, correspondentes à condição das reações dos apoios serem proporcionais às suas deflexões). A equação do modelo é expressa pela relação:

$$P = Cy \quad (2.1)$$

sendo: P uma força por unidade de área, y a deflexão e C o chamado coeficiente de Winkler ou coeficiente de lastro, definido como uma tensão por unidade de comprimento.

Pita et al. (1977) reportam que Zimmermann, em 1888, formulou um método para cálculo dos esforços na ferrovia baseado nas hipóteses e no modelo de Winkler e que era muito utilizado na Europa até a década de 1970. Timoshenko (1915) apresentou um trabalho em que uma ferrovia seria analisada com apoios discretos, formados por dormentes espaçados, utilizando o mesmo procedimento de viga contínua apoiada elasticamente (Hay, 1982).

Um outro relatório de 1918 ('American Railway Engineering Association – AREA') apresentou um resumo dos resultados coligidos por um grupo de trabalho, coordenado por A.N. Talbot, para analisar os esforços atuantes em uma ferrovia. Vários métodos de análise da via foram estudados, concluindo-se que a abordagem através de apoios contínuos e elásticos sob o trilho era a mais conveniente. Introduziu-se, então, o conceito do módulo de elasticidade do apoio do trilho ou módulo de via (u), que representa uma medida vertical da rigidez do apoio do trilho e é expresso pela seguinte relação:

$$p = -uy \quad (2.2)$$

sendo p uma força por unidade de comprimento, proporcional à deflexão y e u o chamado módulo da via.

O módulo de via representa uma força por comprimento unitário que cada trilho requer para provocar uma deflexão unitária na via. Trata-se de um parâmetro de caracterização global da via, incorporando os efeitos devidos ao espaçamento dos dormentes, natureza e dimensões dos dormentes, espessura do lastro, condições de socaria do lastro, rigidez do subleito, não sendo possível distinguir a contribuição isolada de cada camada do pavimento ferroviário.

Hutter (1955), de acordo com Rives et al. (1977), desenvolveu o cálculo completo dos esforços em uma viga apoiada de forma descontínua, demonstrando não se obter diferenças significativas com os resultados alcançados supondo o trilho apoiado de forma uniforme e contínua.

Em termos formais, uma ferrovia constitui um sistema em camadas que pode ser representado por um modelo estrutural, sob carregamento vertical. A teoria clássica assume a via como uma formulação de uma viga contínua sobre uma fundação elástica (Figura 2.6), que permite soluções analíticas e exatas. Nestes modelos a resposta da via é expressa por um único parâmetro: o módulo de via (método de Talbot) e o coeficiente de lastro (método de Zimmermann).

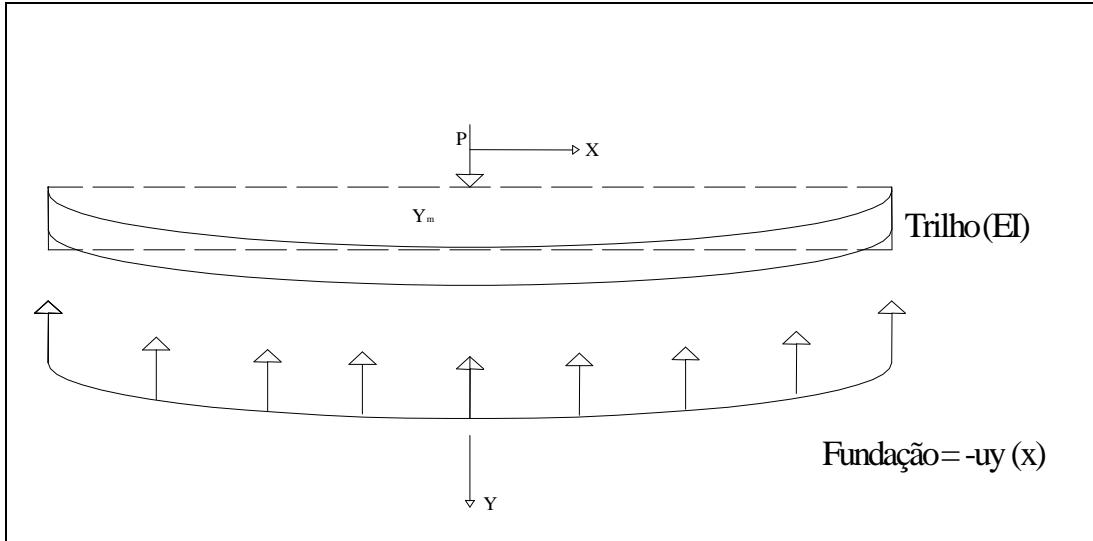


Figura 2.6 - Modelo clássico de uma viga contínua sobre uma fundação elástica.

No método de Talbot, a equação diferencial que representa o modelo é expressa por:

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} + uy = 0 \quad (2.3)$$

sendo:

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 (2.3), considerando a deflexão do trilho, $y(x)$, a qualquer distância x , ao longo do trilho a partir de um carregamento simples P , é dada por:

$$y = \frac{P}{(64EIu^3)^{1/4}} e^{-\lambda x} (\cos \lambda x + \sin \lambda x) \quad (2.4)$$

sendo:

P - carga de uma roda,

λ - fator de amortecimento,

x - distância para qualquer ponto a partir do carregamento ao longo do trilho.

As sucessivas derivações da equação da deflexão (2.4) fornecem a inclinação, o momento fletor, a força cisalhante e a intensidade do carregamento. A deflexão máxima (Y_0), o momento fletor máximo (M_0) e a força máxima por metro de trilho (P_0) ocorrem no ponto de aplicação do carregamento (debaixo da roda) onde $x=0$. Fazendo $x = 0$ na equação 2.4, obtém-se:

$$Y_0 = \frac{P}{(64EIu^3)^{1/4}} \quad (2.5)$$

$$M_0 = P \left(\frac{EI}{64u} \right)^{1/4} \quad (2.6)$$

$$P_0 = P \left(\frac{u}{64EI} \right)^{1/4} \quad (2.7)$$

O módulo da via não pode ser determinado através de uma medida direta. Entretanto, pode-se medir a deflexão e, levando-se este valor na Equação 2.5, obtém-se o módulo da via:

$$u = \left[\left(\frac{P}{Y_0} \right)^4 \frac{1}{64EI} \right]^{1/3} \quad \text{ou} \quad u = \sqrt[3]{\frac{P^4}{64EI(Y_0)^4}} \quad (2.8)$$

O relatório AREA (1919) apresentou uma equação, conhecida por fórmula de Talbot, para a determinação da tensão vertical em qualquer ponto do lastro, baseada em dados experimentais com modelos físicos instrumentados em laboratório, dada por:

$$\sigma_c = \frac{16,8\sigma_m}{h^{1,25}} \quad (2.9)$$

sendo:

σ_c – tensão vertical sob a linha de centro do dormente em lb/pol²,

σ_m - tensão média uniformemente distribuída na base do dormente em lb/pol²,

h - profundidade abaixo da base do dormente em polegadas.

No método de Zimmermann, a equação diferencial que representa o modelo de comportamento é expressa por:

$$EI \frac{dy^4}{dy^4} + bCy = 0 \quad (2.10)$$

sendo:

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 2.10 pode ser integrada para o caso de carga pontual, obtendo-se os valores da deflexão e do momento fletor em qualquer ponto do trilho.

Os ensaios desenvolvidos por Zarembsky e Choros (1979) demonstraram que o módulo de via varia com a carga de roda e é dependente do tempo de duração da carga. Segundo Selig e Li (1994), o módulo de resiliência do subleito é fator dominante na influência do módulo de via e Ebersöhn et al. (1993) trataram a não-linearidade entre o módulo de via e a carga de roda.

2.4.2 - SISTEMAS EM CAMADAS

A partir dos anos 70, passou-se a trabalhar, nos países mais desenvolvidos, com a teoria da elasticidade de sistemas em camadas, em substituição ao modelo de módulo de via. Nesta nova concepção, a ferrovia é representada por um modelo estrutural, sob carga vertical, em que os componentes da via permanente são considerados separadamente: trilhos, acessórios de fixação, dormentes, lastro, sublastro e subleito (Figura 2.7).

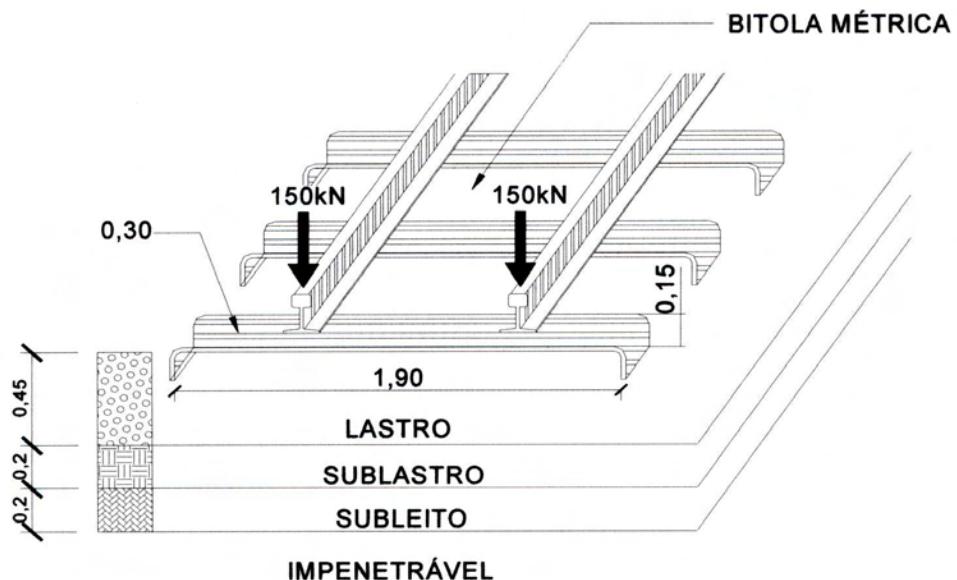


Figura 2.7 - Modelo estrutural da via ferroviária.

O subleito é a camada final da terraplenagem, sendo que os últimos 20 cm da camada têm a finalidade de: aumentar a capacidade de suporte da plataforma, evitar a penetração do lastro na plataforma aumentar a resistência do leito à erosão e à penetração da água e permitir relativa elasticidade ao apoio do lastro.

O sublastro é a camada de proteção do subleito, reduzindo as tensões sobre o mesmo e fornecendo um amortecimento para o sistema.

O lastro é a camada que recebe a grade constituída pelos trilhos, dormentes e acessórios de fixação, devendo ser uma camada de material permeável e resistente, fornecendo amortecimento para o sistema, distribuindo as cargas, mantendo a geometria da via e formando uma superfície contínua e uniforme.

Trilhos, acessórios de fixação e dormentes constituem a camada que forma a superfície de rolamento e, ao mesmo tempo, servem de guia para as rodas dos veículos ferroviários.

Cada camada tem um módulo de resiliência e um coeficiente de Poisson, não sendo permitido nenhum deslizamento nas interfaces das mesmas. Existem vários programas computacionais que resolvem o modelo estrutural descrito. Os programas são tridimensionais, em multicamadas, utilizando propriedades tensão-deformação não lineares para o lastro, sublastro e subleito, de forma a se obter a resposta elástica do sistema estrutural da ferrovia.

Chang et al. (1980) apresentaram um modelo de análise para a ferrovia denominado Geotrack que permite que os componentes da via sejam analisados separadamente sob o carregamento de roda vertical. É um programa tridimensional, em multicamadas, capaz de prever a resposta elástica da via férrea considerando o estado de tensões por meio dos módulos de resiliência do lastro, sublastro e subleito. Utiliza a análise de sólidos prismáticos, sendo o sistema solo-lastro tratado como um sólido prismático. A matriz de flexibilidade do sistema solo-lastro é calculada e combinada com a matriz de flexibilidade do sistema estrutura dormente-trilho, satisfazendo às condições de equilíbrio e de compatibilidade para obtenção de uma resposta completa do sistema.

O programa possui funções interativas para eliminar as tensões de tração, não permitindo nenhuma tensão de tração entre o lastro e os dormentes. Pode analisar até quatro eixos de carga sobre a grade. As camadas da via, lastro, sublastro e subleito são tratadas como materiais elásticos lineares. Entretanto, o módulo pode ser representado por uma relação dependente do estado de tensões utilizando-se um esquema de solução iterativa. Os dados de entrada são as propriedades dos materiais, propriedades dos dormentes, dos trilhos e o carregamento.

Os dormentes e os trilhos são considerados vigas elásticas lineares e os acessórios de fixação como molas, que podem ser tracionadas ou comprimidas.

Os dados de saída são: deflexão vertical do trilho, reação trilho-dormente, deflexão do dormente sob o trilho, momentos fletores atuantes sobre o trilho, módulo de via, deslocamentos verticais, estados de tensões e tensões principais causadas pelo carregamento de roda em um ponto selecionado em cada camada.

Rodrigues (1993, 2002) desenvolveu um programa denominado Ferrovia. O modelo assume condições tridimensionais, é linear-elástico e calcula as respostas da via ao carregamento vertical, incluindo-se as tensões e deformações atuantes nas camadas de lastro, sublastro e subleito. Utiliza o método dos elementos finitos. Os trilhos e dormentes são representados por elementos de viga interconectados e as fixações que fazem a ligação são representadas como molas. As camadas de lastro, sublastro e subleito que sustentam a grade são modeladas pelo método das camadas finitas (programa FLAPS 1.0 – “Finite Layer of Pavement Structures”), com o qual se determina matriz de rigidez, que é somada à matriz de rigidez da grade. O programa está estruturado a partir de uma superposição de programas. Na rotina de sua operação, usa-se o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e são restringidas possíveis tensões de tração entre o dormente e o lastro. A malha de pontos nodais da grade foi montada com onze dormentes, cada um subdividido em dez elementos de viga.

O programa Plaxis 3D é um programa de elementos finitos utilizado em análises tridimensionais de deformação e estabilidade. Nesse programa existem elementos para simular estruturas delgadas, denominados de placas, que são objetos estruturais utilizados para simular estruturas. Os geossintéticos, atuando como elementos de reforços, também podem ser simulados no Plaxis 3D (Bonnier, 2001).

2.4.3 - OUTRAS CONCEPÇÕES DE VIA PERMANENTE FERROVIÁRIA

Segundo Silva (2002), os trens de metrôs e de transporte suburbano de passageiros de diversas partes do mundo vêm apresentando concepções alternativas de sistemas de pavimentos ferroviários, utilizando materiais mais adequados e um controle de qualidade mais rigoroso e menos susceptíveis a ciclos curtos de manutenção. Nestas alternativas, são empregados sistemas compostos de molas de aço ou materiais elastoméricos (ou outros produtos sintéticos) e lajes em concreto armado ou protendido sobre as quais instala-se a superestrutura ferroviária. Quando os elementos de amortecimento posicionam-se abaixo da laje caracterizam as chamadas lajes flutuantes.

O metrô do Rio de Janeiro, nos trechos da linha 1, localizados dentro de galerias e nas estações de prolongamento da linha 2, entre Vicente de Carvalho e Pavuna, utilizou dormentes mistos sobre plataforma de concreto (Silva, 2002).

Rodrigues (2002) descreve parte (7,2 km) da linha G da Companhia Paulista de Trens Metropolitanos (CPTM), ligação Largo Treze – Capitão Redondo, como sendo uma linha elevada e dupla onde foi usado um sistema do tipo massa-mola. Foram utilizados dois tipos de elastômeros para atenuação das vibrações, tiras longitudinais e mantas, ambas posicionadas sob a laje flutuante.

2.4.4 - LASTRO

Segundo Stopatto (1987), o conceito de qualidade de uma ferrovia não pode ser separado da qualidade do lastro e da adequação de sua espessura. Brown e Selig (1991) mostram que grande parte do recalque da via é consequência da deformação plástica na camada do lastro. As principais razões para isto são as elevadas tensões impostas ao lastro e o afofamento decorrente da socaria na operação de manutenção da via.

De acordo com Salim (2004), os lastros apresentam uma elasticidade média, embora a deformação plástica acumulada sob o carregamento cíclico seja evidente. Várias pesquisas buscam determinar o módulo de resiliência do lastro sob efeito dinâmico e poucas trabalham na modelagem da deformação plástica do lastro associada com a carga cíclica.

As especificações para lastro baseiam-se em ensaios de qualificação em função das propriedades de resistência, geométricas e outras. As propriedades de resistência são obtidas por meio de ensaios de desgaste e abrasão, quebra e impacto. As propriedades geométricas são obtidas por meio de ensaios de granulometria, com cálculo do chamado índice de contaminação (que, segundo Selig e Waters (1994), é expresso por $F_1 = P_4 + P_{200}$, onde P_4 e P_{200} são as percentagens em pesos passantes, respectivamente, nas peneiras #4 e #200), do coeficiente de não uniformidade, $C_u = D_{60}/D_{10}$ e do coeficiente de curvatura $C_c = (D_{30})^2/D_{60} \cdot D_{10}$). Outras propriedades relevantes são: absorção e densidade real, cimentação, durabilidade, relação tensão- deformação, caracterização petrográfica, etc.

Jeffs (1989) apresentou estudos de laboratório, concluindo que a angularidade do agregado do lastro é o parâmetro de controle mais importante para as deformações plásticas, superando outros aspectos como diâmetro máximo, uniformidade granulométrica e durabilidade.

Várias pesquisas na literatura técnica reportam a experiência teórica mundial sobre modelos para representar a deformação do lastro sob cargas cíclicas. Shenton (1975) correlacionou as deformações no lastro, para qualquer número de cargas cíclicas, com as deformações correspondentes ao primeiro ciclo de carregamento e com o número de cargas cíclicas. Esta função matemática é expressa por:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1 (1 + 0,2 \log_{10} N) \quad (2.11)$$

sendo:

ε_N - deformação correspondente ao ciclo N de cargas;

ε_1 - deformação do ciclo de carga inicial (primeiro ciclo de carga);

N - número de cargas cíclicas.

Uma função logarítmica similar de cargas cíclicas foi apresentada por Indraratna et al. (2002a, 2002b), ao simular as deformações plásticas do lastro, com e sem utilização de um geossintético como elemento de reforço. A função foi representada por:

$$\varepsilon = a + b \log N \quad (2.12)$$

sendo:

ε - deformação do lastro;

N - número de ciclos de cargas,

a ; b - constantes empíricas.

Stewart (1986) executou uma série de ensaios triaxiais de carregamento repetido sobre lastro para investigar a deformação permanente axial acumulada e concluiu que, ao se variar a magnitude das cargas, as deformações no lastro apresentaram deformações equivalentes às obtidas pela Equação 2.11.

Shenton (1985) apresentou um modelo empírico para deformação no lastro baseado em uma extensa campanha de ensaios de campo, cuja expressão é dada por:

$$\varepsilon = K_1 N^{0,2} + K_2 N \quad (2.13)$$

sendo:

ε - deformação específica do lastro,

K_1 ; K_2 : constantes empíricas,

N - número total de ciclos de cargas.

Shenton considerou que as deformações no lastro eram compostas de duas partes: a primeira componente ($K_1 N^{0.2}$) predominava até 1 milhão de ciclos de carregamento e a segunda parcela ($K_2 N$), uma componente de menor escala e que se torna relativamente insignificante acima de 1 milhão de ciclos de carga.

Chrismer and Selig (1993) modelaram a deformação específica do lastro como uma função exponencial do número de ciclos de carga:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_1 N^b \quad (2.14)$$

sendo:

ε_N - deformação específica após N ciclos de carga,

ε_1 - deformação específica correspondente ao primeiro ciclo de carga,

N - número de ciclos de carga,

b – constante empírica.

Os autores concluíram que o modelo exponencial forneceu melhores resultados de deformações específicas do lastro do que o modelo logarítmico.

Similarmente, Indraratna et al. (2001) e Ionescu et al. (1998) reportaram que a função exponencial representou melhor as deformações medidas do lastro, que foram estabelecidas de acordo com a seguinte expressão:

$$\varepsilon = \varepsilon_1 N^b \quad (2.15)$$

sendo:

ε - deformação específica após N ciclos de carga,

ε_1 - deformação específica correspondente ao primeiro ciclo de carga,

b – constante empírica.

Outros modelos alternativos são abordados na literatura técnica envolvendo outros materiais (areia, argila, cascalho) que podem ser também relevantes para o estudo das deformações plásticas do lastro.

2.4.5 - CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE VIA FERROVIÁRIA

Os critérios de dimensionamento do sistema estrutural de um pavimento ferroviário são estabelecidos em função dos valores de deflexão, módulo de via e tensões admissíveis.

Para deflexões, segundo Hay (1982), devido às características específicas de cada via, não existe um valor universal como referência, mas sabe-se que a deflexão depende da carga.

A AREMA (American Railway Engineering Association) sugere que 6,35 mm seja um limite desejável. Albeck et al. (1975), nos EUA, obtiveram medidas de campo em que as deflexões variaram entre 3,2 mm e 1,5 mm, para carga de roda de 33.000 libras (150kN) e 72 polegadas (1,83m) de distância entre eixos.

Para o módulo de via, Zarembki e Choros (1979) afirmam que seu valor depende do nível de carregamento e que este varia com o tipo de carga de roda. Selig e Li (1994) relatam que o fator dominante na influência do módulo de via é o módulo de resiliência do subleito, seguido da espessura do lastro e da rigidez dos acessórios de fixação.

Shahu et al. (1999) concluíram que o módulo do subleito tem uma maior influência sobre o módulo de via após um estudo paramétrico com carregamento. Nas tensões de flexão no trilho, usa-se o momento fletor e calcula-se a tensão de flexão máxima no trilho da seguinte forma (Hay, 1982):

$$\sigma = \frac{M_0 c}{I} \text{ ou } \sigma = \frac{M_0}{W} \quad (2.16)$$

sendo:

M_0 - momento fletor máximo,

c - distância da base do trilho à linha neutra,

I - momento de inércia do trilho,

W - momento resistente.

No caso dos dormentes, de acordo com Hay (1982), o elemento pode ser considerado como uma viga e determinam-se os momentos fletores na posição do trilho e no centro do dormente, tal que:

$$2P = wL \quad (2.17)$$

sendo:

P - carga de roda,

L - comprimento do dormente,

w - carregamento distribuído pelo comprimento do dormente.

O momento fletor máximo no centro do dormente (M_c) é dado por:

$$M_c = (P/4)(L_1 - 2L_2) \quad (2.18)$$

e, no trilho, por:

$$M_r = P(L_2)^2/L \quad (2.19)$$

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

$$M = \frac{\sigma I}{c} \quad (2.20)$$

$$M = \left(\sigma \frac{bh^3}{12} \right) \left(\frac{2}{h} \right) = \left(\frac{bh^2\sigma}{6} \right) \quad (2.21)$$

sendo:

M - maior dos momentos fletores, M_c ou M_r ,

I - momento de inércia,

c - distância da base a linha neutra,

σ - tensão atuante de tração na base do dormente,

b - largura da base do dormente,

h - altura do dormente,

L – comprimento total do dormente,

L_1 – comprimento do ponto de aplicação da carga no dormente,

L_2 – comprimento do ponto de aplicação da carga no dormente.

Uma consideração adicional que faz parte deste procedimento de cálculo é que o carregamento do eixo está concentrado sobre um dormente. Para tensões de contato dormente-lastro, toma-se σ_c como tensão atuante em função da largura do dormente, do comprimento do dormente e da zona de socaria. A área de suporte é dada por:

$$A_s = \frac{2}{3} L b \quad (2.22)$$

A tensão de contato será dada pela relação entre o carregamento e a área do dormente, $(2P/A_s)$, tal que:

$$\sigma_c = \frac{3P}{bL} \quad (2.23)$$

sendo:

σ_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,

$2P$ - carregamento de eixo sobre um dormente.

A entidade “American Railway Engineering and Maintenance of Way Association- AREMA” (1999) recomenda que a tensão de contato admissível sobre o lastro seja de, no máximo, 0,4 MPa.

As tensões no subleito são consideradas no topo e no interior da camada, sendo determinadas com base na fórmula de Talbot, que é usada para determinar a tensão vertical na base do lastro ou no topo do subleito.

$$\sigma_c = \frac{16,8\sigma_m}{h^{1,25}} \quad (2.24)$$

De acordo com Hay (1982), essa tensão não deve exceder a capacidade de carga do subleito. No caso de solos moles, este limite seria expresso por:

$$\sigma_c \leq \frac{2,5s_u}{1,5} \leq 1,67s_u \quad (2.25)$$

Yoder e Witczak (1975) apresentaram um critério de tensão vertical admissível no subleito em função do CBR do material, tal que:

$$\sigma_{adm} = (0,553CBR^{1,5}) \times 0,07 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad (2.26)$$

Por outro lado, Stopatto (1987) usou a fórmula de Heukelom para limitar a tensão vertical no subleito, expressa por:

$$\sigma_{adm} = \frac{0,006M_R}{1 + 0,7 \log N} \quad (2.27)$$

sendo:

M_R - módulo de resiliência, em kgf/cm²,

N - número de ciclos (definido de acordo com a classe da ferrovia).

CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

Este trabalho de tese está fundamentado na construção e no monitoramento do comportamento estrutural da infra-estrutura de pavimentos ferroviários, a partir da instrumentação geotécnica de sete seções típicas em um trecho da ferrovia Estrada de Ferro Vitória Minas - EFVM da CVRD, localizado no município de Barão de Cocais / MG.

Este capítulo apresenta a natureza do problema e o projeto das seções instrumentadas, descrevendo, a seguir, o extenso programa experimental realizado em laboratório e em campo para a determinação dos índices físicos e das propriedades geotécnicas dos materiais localmente disponíveis. Também são apresentados os procedimentos de calibração dos sensores, bem como as retroanálises dos ensaios de Viga Benkelman para determinação dos módulos de resiliência dos materiais utilizados.

Com base nos resultados obtidos e nas análises implementadas, foram definidos os arranjos básicos das seções instrumentadas, com a definição dos materiais a serem utilizados e a composição final da mistura de pista, que incluiu a utilização de resíduos de uma mineração próxima ao ramal ferroviário. Finalmente, são apresentadas também algumas correlações entre os resultados de campo e os resultados obtidos por meio de modelos teóricos de resposta elástica de comportamento estrutural de via permanente.

3.1 - INTRODUÇÃO

O trecho experimental, constituído por sete seções-teste, está localizado na linha 2, entre os quilômetros 40+975 e 41+294, do Pátio 5 da Variante Capitão Eduardo (Estrada de Ferro Vitória Minas - EFVM). O ramal está situado na área da Mineração Gongo Soco (entre as coordenadas 19°59'00"S e 43°37'30"W), no município de Barão de Cocais, região do chamado Quadrilátero Ferrífero (área de 7.000 km²) do estado de Minas Gerais (Figuras 3.1 e 3.2), sendo delimitado ao norte pelas Serras de Curral-del-Rei, da Piedade e do Cipó, ao Sul pelas Serras de Ouro Branco, a Leste pela Serra do Caraça e a Oeste pelo Rio Paraopeba.

Esta estrada de ferro apresenta um intenso volume de tráfego diário, da ordem de 16 composições (média de 2 locomotivas com 160t e mais 100 vagões com 100t de minério) para carga pesada (eixo padrão de 30t). O projeto da construção do Pátio 5 foi elaborado pela EFVM, com a seguinte seção padrão: estrutura em trilho TME258, dormente de aço UIC865, fixação tipo pandrol elástica, lastro de escória, sublastro de material granular com CBR em torno de 30% e IG = 0 e subleito de material com CBR acima de 12%.

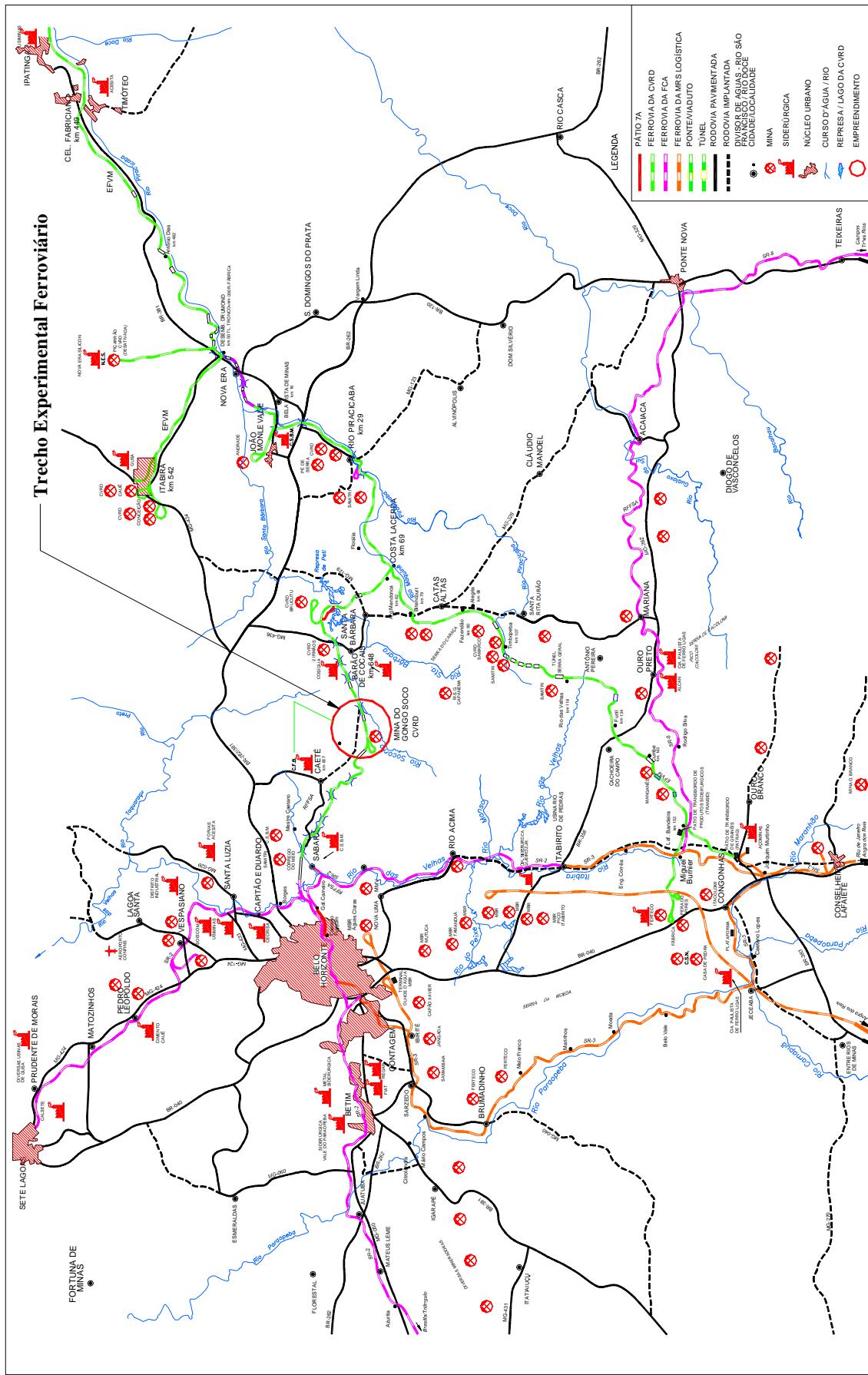


Figura 3.1 – Mapa do Quadrilátero Ferrífero com a Localização do trecho Experimental.

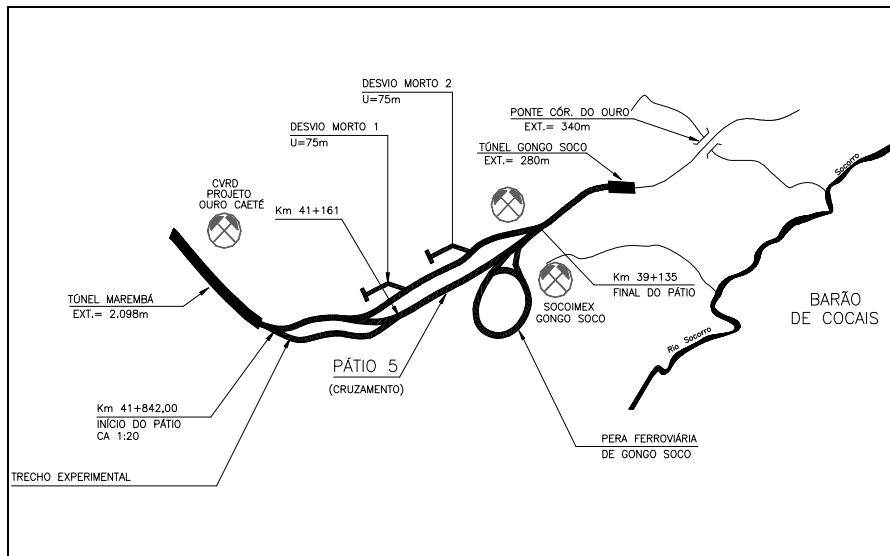


Figura 3.2 – Esquema da posição do trecho experimental na Variante Capitão Eduardo.

Na seção de projeto (Figura 3.3), adotada como a seção de referência neste trabalho, foi utilizado um material granular de uso corrente em obras de sistemas ferroviários.

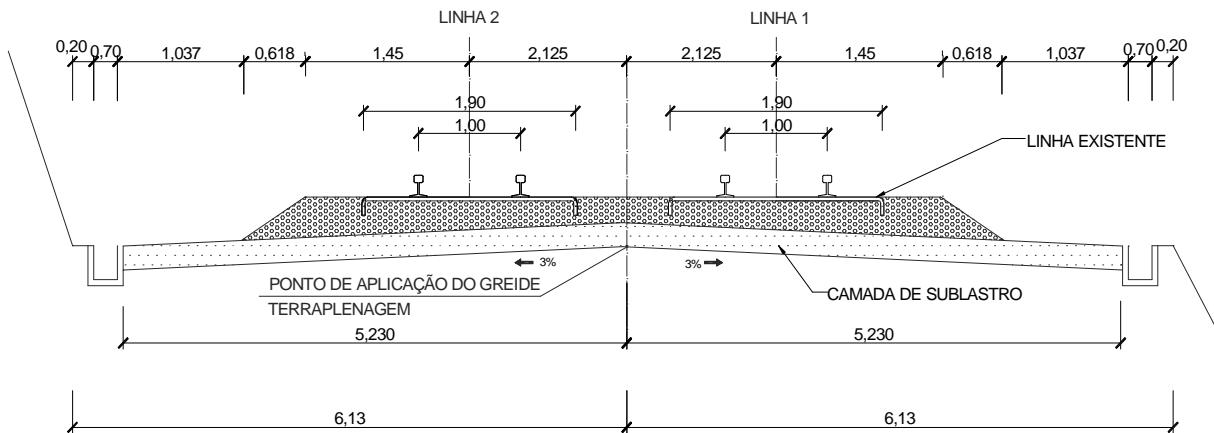


Figura 3.3 – Seção de projeto do ramal ferroviário do Pátio da EFVM.

Para as seções-teste, considerou-se a mesma estrutura dimensionada para toda a ferrovia, visando a facilidade de execução e a compatibilidade geométrica, variando-se essencialmente o material de sublastro. Como esta ferrovia está localizada no âmbito de uma mineração de ferro e próxima a uma siderúrgica, tornou-se interessante utilizar materiais como estéreis da mina e rejeitos de sua planta industrial como materiais de sublastro e subleito e também escória de aciaria como material de lastro.

3.2 - CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS MATERIAIS

3.2.1 - IDENTIFICAÇÃO DOS MATERIAIS

Como etapa preliminar dos estudos, foram identificados todos os materiais com utilização potencial na construção da infra-estrutura do ramal ferroviário, compreendendo solos locais, resíduos da mineração próxima, misturas destes materiais em proporções diversas e escória de aciaria. No total, foram identificados 19 materiais diferentes, assim caracterizados: 2 solos locais (um solo granular e outro residual argiloso), 5 estéreis da mina, 1 rejeito de minério de ferro, 6 misturas envolvendo solos-estéreis e estabilizadas com cal e cimento, 3 misturas solos-rejeitos e 2 misturas solos-estéreis-rejeitos (Tabela 3.1).

Neste contexto, com o objetivo de demonstrar a viabilidade estrutural dos arranjos alternativos propostos, os materiais foram investigados isoladamente e em misturas diversas, segundo três fases distintas de ensaios de laboratório. Na primeira etapa, foram estudados os resíduos em termos de processos de estabilização granulométrica e química; na segunda fase, em termos de estabilização granulométrica e, na terceira fase, como materiais de construção do trecho experimental propriamente dito.

Além disso, utilizou-se ainda uma escória de aciaria proveniente de uma siderúrgica próxima (Siderúrgica Gerdau/Barão de Cocais) como lastro do trecho experimental. O material sólido em pedaços é obtido pelo resfriamento lento da escória, de modo a formar cristais grandes e regulares. Todos estes materiais foram submetidos aos ensaios de caracterização geotécnica: granulometria, peso específico dos grãos, limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de vazios, ensaios de compactação, ensaios de Índice de Suporte Califórnia (CBR), expansão, permeabilidade, curva característica, cisalhamento direto, módulos de resiliência, raios-x, microscópia eletrônica de varredura, análise química, adsorção de nitrogênio, carga pontual, abrasão “Los Angeles”, MCT (Miniatura, compactação, Tropical) e compressão uniaxial, de acordo com as normas e procedimentos dos seguintes órgãos e instituições: DNIT - Departamento Nacional de Infra-Estrutura, ABNT-Associação Brasileira de Normas Técnicas e ASTM - American Society for Testing and Materials.

Os ensaios foram executados nos Laboratórios da Universidade Federal de Ouro Preto, Universidade de Brasília, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Companhia Vale do Rio Doce e do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais (DER/MG

Tabela 3.1 – Identificação e terminologia dos materiais.

Amostra	Identificação	Descrição
1	SG	Solo Granular (areia siltosa amarela, solo residual de itabirito dolomítico), amostrado a partir do <i>off-set</i> da via
2	SRA	Solo Residual Argiloso, cor arroxeadas, amostrado no campus da UFOP
3	EL	Estéril – Laterita (cascalho laterítico composto de areia com pedregulho, cor avermelhada), amostrado no <i>pit</i> da mina (banco 1024)
4	EIS	Estéril, de Itabirito silicoso, cinza, amostrado no <i>pit</i> da mina
5	EBF-1	Estéril de Bota-Fora, marrom, material de naturezas diversas, amostrado no bota-fora do itabirito pobre (amostra 1)
6	EBF-2	Estéril de Bota-Fora, marrom, material de naturezas diversas, amostrado no bota-fora do itabirito pobre (amostra 2)
7	EID	Estéril de Itabirito Dolomítico, areia siltosa amarela, amostrado no <i>pit</i> da mina
8	ME25	Mistura do Estéril de 25% de itabirito dolomítico com solo residual argiloso (25% EID + 75% SRA)
9	ME50	Mistura do Estéril de 50% de itabirito dolomítico com solo residual argiloso (50% EID + 50% SRA)
10	ME75	Mistura do Estéril de 75% de itabirito dolomítico com solo residual argiloso (75% EID + 25% SRA)
11	ME98-cal	Mistura do Estéril de 98% de itabirito dolomítico com 2% de cal (98% EID + 2% de cal)
12	ME94-cim	Mistura do Estéril de 94% de itabirito dolomítico com 6% de cimento (94% EID + 6% de cimento)
13	ME98-cim	Mistura do Estéril de 98% de itabirito dolomítico com 2% de cimento (98% EID + 2% de cimento)
14	RF	Rejeito de Minério de Ferro (silte arenoso, cinza), amostrado na praia da barragem de contenção de rejeitos
15	MR25	Mistura de 25% de Rejeito de minério de ferro com solo granular , areia siltosa (25% RF + 75% SG)
16	MR50	Mistura de 50% de Rejeito de minério de ferro com solo granular , areia siltosa (50% RF + 50% SG)
17	MR75	Mistura de 75% de Rejeito de minério de ferro com solo granular , areia siltosa (75% RF + 25% SG)
18	MP	Mistura de Resíduos na Pista, areia siltosa (50% SG + 25% RF + 25% EL),
19	MLE	Mistura de resíduos em Laboratório Equivalente à mistura de pista, Areia siltosa (50% SG + 25% RF + 25% EL)

Obs.: Deste conjunto de materiais testados em laboratório, os materiais identificados na tabela por duas letras e assinalados em negrito foram aqueles efetivamente utilizados na construção das seções instrumentadas em campo.

3.2.2 - AMOSTRAGEM E ENSAIOS CONVENCIONAIS

O solo granular SG foi extraído no próprio leito da ferrovia, dentro do “off set” de implantação da linha 2 (Figura 3.4a). Sua escolha foi governada pela presença de grãos mais grossos, visando obter uma melhor estabilização granulométrica dos resíduos finos utilizados. As amostras de estéreis da mina foram obtidas na região da cava, sendo coletadas à altura do banco de cota 1012 (Figura 3. 4b) e nos dois depósitos de bota-fora da mina (Figura 3.4c). O rejeito de minério de ferro (RF) foi coletado diretamente da barragem de contenção (Figura 3.4d), em pontos ao longo da praia de deposição. As demais amostras foram moldadas diretamente pela mistura, em proporções em peso predefinidas, dos resíduos e do solos naturais, em função das curvas granulométricas. As misturas foram feitas com o intuito de melhorar as condições de estabilidade e resistência dos materiais.



Figura 3.4 – Locais de coleta dos materiais usados na implantação do trecho experimental:

- (a) faixa de implantação da via; (b) bancos de escavação da mina; (c) depósito de bota-fora;
- (d) barragem de contenção dos rejeitos.

A Tabela 3.2 sistematiza todos os ensaios de caracterização realizados em laboratório e as metodologias adotadas, visando obter parâmetros de referência a serem utilizados para inferir o comportamento geotécnico dos materiais de construção na obra real. Nos ensaios de compactação, adotou-se uma energia intermediária de compactação para simular as condições de campo.

Tabela 3.2 - Normas e prescrições dos ensaios de caracterização.

Propriedades	Método de ensaio
Preparação das amostras	NBR-6457 (ABNT, 1986)
Granulometria	NBR-7181 (ABNT, 1984)
Peso específico dos grãos	NBR-6508 (ABNT, 1984)
Limite de liquidez	NBR-6459 (ABNT, 1984)
Limite de plasticidade	NBR-7180 (ABNT, 1981)
Índice de vazios	Mínimo MB-3388/90 (ABNT, 1990) Máximo MB-3324/91 (ABNT, 1991)
Compactação	NBR-7182 (ABNT, 1986)
Índice de suporte califórnia (CBR) e expansão	NBR-9895 (ABNT, 1987)
Permeabilidade	NBEIS4454 e NBR 13292 (ABNT, 2000)

Os resultados dos ensaios permitiram estabelecer a classificação geotécnica dos solos por diferentes sistemas (Triangular do “Bureau of Public Roads” – BPR, Sistema de Classificação Unificada de Solos – USC, adotada pela “American Society for Testing and Materials” – ASTM e “Highway Research Board” – HRB, adotada pela “American Association State of Highway and Transportation Officials” - AASHTO), que subsidiaram a concepção e a definição das misturas usadas no trecho experimental.

As classificações triangulares são baseadas nas granulometrias do material e são formalizadas na forma de triângulos equiláteros possuindo lados graduados em escala linear, de 0 a 100%, subdivididos em domínio que são correlacionados com diferentes tipos de solos.

O Sistema de classificação Unificada – USC, baseado na proposição de Casagrande ao “US. Corps of Engineers” em 1952, considera a forma da curva granulométrica distinguindo os solos bem graduados dos solos mal graduados, adotando a peneira nº 200 (0,074mm) como interface de separação entre materiais de granulação grossa e fina. O sistema baseia-se também na textura e na plasticidade dos solos e o limite de separação adotado entre baixa e alta compressibilidade é LL = 50%. Os solos são divididos em 14 grupos e representados por duas letras: a primeira relativa à granulometria e a segunda à plasticidade.

A classificação HRB é baseada na granulometria, nos limites de consistência e no índice de grupo. O índice de grupo é um classificador de solos definido por um número

inteiro, variando entre 0 e 20, sendo calculado considerando-se os valores de LL, IP e a porcentagem que passa na peneira 200 (0,074mm), o qual varia inversamente com a capacidade de suporte do material. No ensaio de granulometria, valores de referência correspondem às porcentagens que passam nas peneiras de número 10, 40 e 200. Os solos são divididos em 7 grupos e 8 subgrupos.

Segundo Pessoa (2004), diversos autores, entre eles Lambe et al. (1962), Mohe Mazhar (1969), Nogami e Villibor (1979) e Fortes (1999) investigaram e discutiram as limitações das classificações geotécnicas convencionais baseadas nas propriedades índices dos solos, uma vez que tendem a ocorrer diferenças sensíveis entre solos de regiões tropicais e temperadas e entre frações arenosa e argilosa presentes nos solos.

Assim, por exemplo, a fração argila dos solos lateríticos possui óxidos de ferro e/ou alumínio hidratados, bem como argilo-minerais que conferem baixa expansibilidade e alta capacidade de suporte quando compactados. A fração areia pode conter grande quantidade de concreções de resistência inferior à da areia tradicional (de quartzo). A presença de mica e/ou feldspato nos solos saprolíticos reduz a densidade seca, a capacidade de suporte e o índice de plasticidade, aumentando o teor de umidade ótima e a expansão do solo. Estes condicionantes levaram à proposição de classificações regionais, como a MCT no Brasil.

3.2.3 - METODOLOGIA MCT

A metodologia de ensaios MCT (que utiliza corpos de prova em Miniatura, Compactados mediante procedimento especial e destinados especialmente para solos Tropicais) surgiu como uma necessidade diante das limitações dos procedimentos tradicionais de classificação e caracterização do desempenho estrutural dos solos finos. Essa metodologia distingue-se pela especificação de propriedades mais representativas do comportamento dos solos tropicais (contração, penetração e permeabilidade), tendo-se em vista seu uso em obras viárias (Nogami e Villibor, 1979, 1981 e 1985).

A metodologia MCT tem como finalidade a caracterização, identificação e classificação de solos tropicais. A classificação proposta apresenta a distinção dos solos tropicais em duas grandes classes (Figura 3.5): Não-lateríticos (N) e Lateríticos (L) e por sua vez as classes divididas em sete grupos distintos: Não-Lateríticos Areias (NA), Não Lateríticos Arenosos (NA'), Não Lateríticos Siltosos (NS'), Não Lateríticos Argilosos (NG'), Lateríticos Areias (LA), Lateríticos Arenosos (LA') e Lateríticos Argilosos (LG).

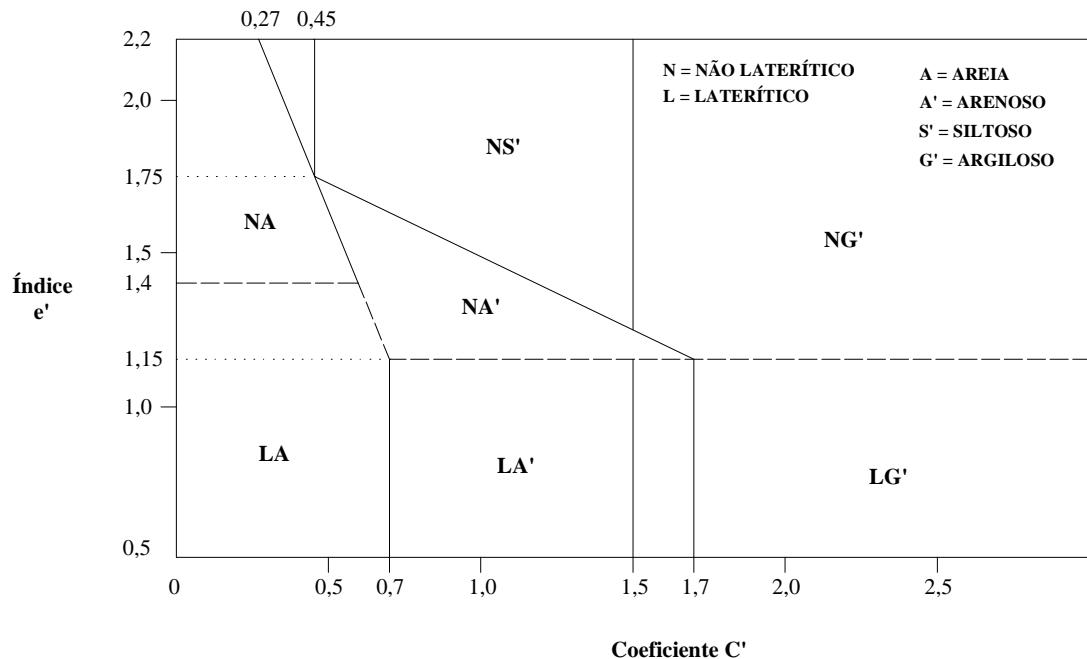


Figura 3.5 - Gráfico da Classificação MCT (Nogami e Villibor, 1994).

O método utilizado para a classificação MCT expedita consiste no método das pastilhas – aproximação IV (Nogami e Villibor, 1994) é baseado na consideração das propriedades de pastilhas de pequenas dimensões, moldadas em anéis de PVC rígido de politetrafluoretileno, com 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura, utilizando-se a fração de solo que passa na peneira de número 40 (0,42 mm de abertura).

Nestas condições, a pasta é moldada a partir do solo passante na peneira de número 40, com umidade de moldagem suficiente para uma profundidade de penetração de 1 mm a partir da superfície da pasta, induzida pelo peso próprio de um minipenetrômetro (10 gramas de peso), dotado de ponta chata de 1,3 mm de diâmetro.

Os ensaios MCT foram realizados apenas para os materiais preestabelecidos como os mais adequados para a obra real, a partir dos resultados dos ensaios de caracterização e das classificações geotécnicas prévias de todos os materiais investigados. Conforme exposto anteriormente, esta definição compreendeu os materiais SG, EL, RF e MP.

Nesta metodologia, foram moldadas 3 pastilhas em anéis de PVC com 20 mm de diâmetro e 5 mm de altura e 3 bolinhas com cerca de 20 mm de diâmetro e peso aproximado de 10g para cada um dos materiais a serem investigados. Em seguida, as pastilhas e as bolinhas foram submetidas à secagem ao ar livre, determinando-se as respectivas umidades em estufas a 60° C por um período de 12 horas.

Após 24 horas, verificou-se a resistência ao esmagamento das bolinhas e também a imersão em água para observar o tempo e a forma de desagregação. Segundo Godoy (1997), a resistência a seco é dada pela quebra das bolinhas: 1 (quebra entre polegar e dedos), 2 (quebra entre polegar e uma mesa) e 3 (não quebra nas condições anteriores). A medida da contração foi efetuada nas pastilhas dos materiais estudados utilizando uma régua milimetrada de precisão e uma lupa de cerca de 10x de aumento, sendo que o valor da contração corresponde à distância máxima entre a borda interna do anel confinante e a borda periférica da pastilha.

Em seguida, os anéis, com as respectivas pastilhas, foram colocadas sobre uma pedra porosa saturada, cuja superfície era mantida 5 mm sobre um nível d'água constante. Nessas condições, as pastilhas secas absorvem água por efeitos dos mecanismos de capilaridade, medindo-se, então, os tempos de ascensão d'água ao longo da altura total da pastilha, que são deixadas em repouso por 2 horas. Após este tempo de absorção d'água, procede-se a uma avaliação de eventuais alterações ocorridas nas pastilhas em termos de trincas e/ou inchamento.

Depois da estabilização desses fenômenos, faz-se uma nova medida para verificação de eventual contração residual. A seguir, efetua-se uma nova medida da consistência na superfície superior da pastilha, refazendo-se o ensaio de resistência à penetração com uso do minipenetrômetro, tanto na parte central como junto à borda da pastilha, adotando-se como índice do ensaio o valor obtido com a maior freqüência para a penetração.

Com base no valor de contração obtido previamente, obtém-se o valor do chamado coeficiente c' por meio de uma das seguintes relações:

$$\text{Contração Ct de } 0,1 \text{ a } 0,5 \text{ mm: } c' = \frac{(\log_{10} ct + 1)}{0,904} \quad (3.1)$$

$$\text{Contração Ct} > 0,6 \text{ mm: } c' = \frac{(\log_{10} ct + 0,7)}{0,5} \quad (3.2)$$

Com os valores de c' e da penetração e com base no gráfico abaixo (Figura 3.6), procede-se à classificação MCT pelo método expedito.

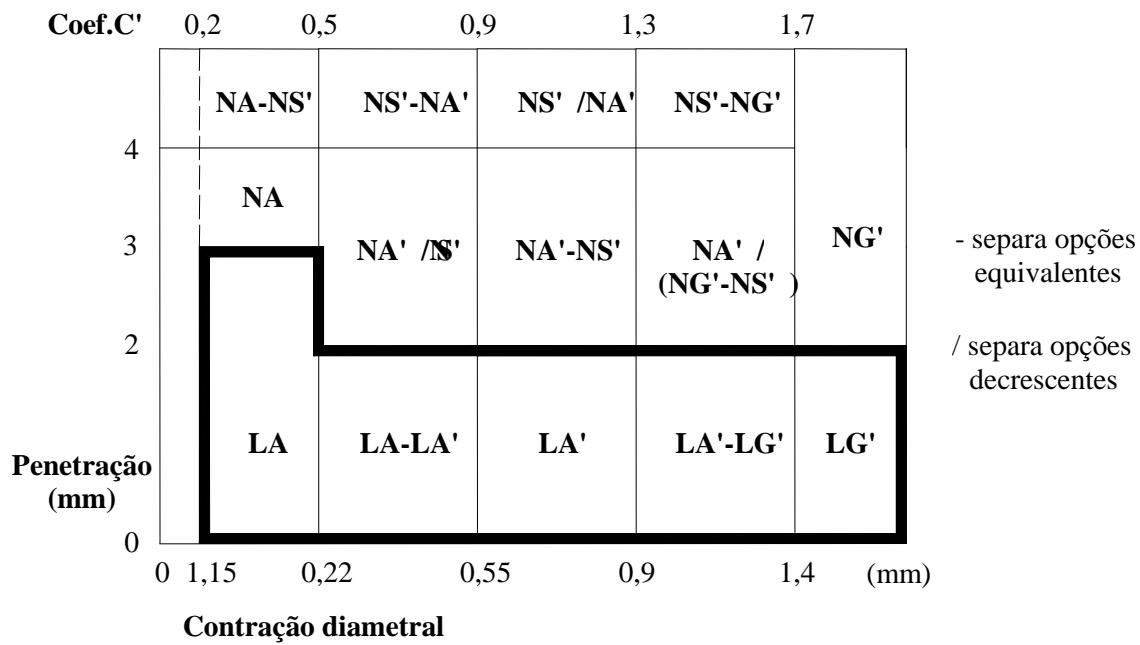


Figura 3.6 - Gráfico para a classificação MCT pelo Método das pastilhas – Aproximação IV (Nogami e Villibor, 1996).

3.2.4 - CURVAS CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS

A curva característica de um solo representa a relação entre o teor de umidade, ou o grau de saturação, e a sucção matricial (Fredlund & Rahardjo, 1993). A curva característica representa o comportamento de um dado solo com relação à variação de umidade e tem um papel, para solos não saturados, semelhante ao da curva de adensamento para os solos saturados (Martinez, 2003).

Cada tipo de solo (areia, argila ou silte) apresenta uma única curva característica devido à sua estrutura (Figura 3.7). Esta curva é uma propriedade do solo que determina a quantidade de água que ele pode perder ou ganhar, através do parâmetro de sucção. A estrutura do solo influencia muito a distribuição e tamanho dos poros e, consequentemente, a forma da curva característica. A temperatura é outro fator que pode influenciar fortemente as medidas de sucção pela sua interferência direta nas condições da membrana contrátil.

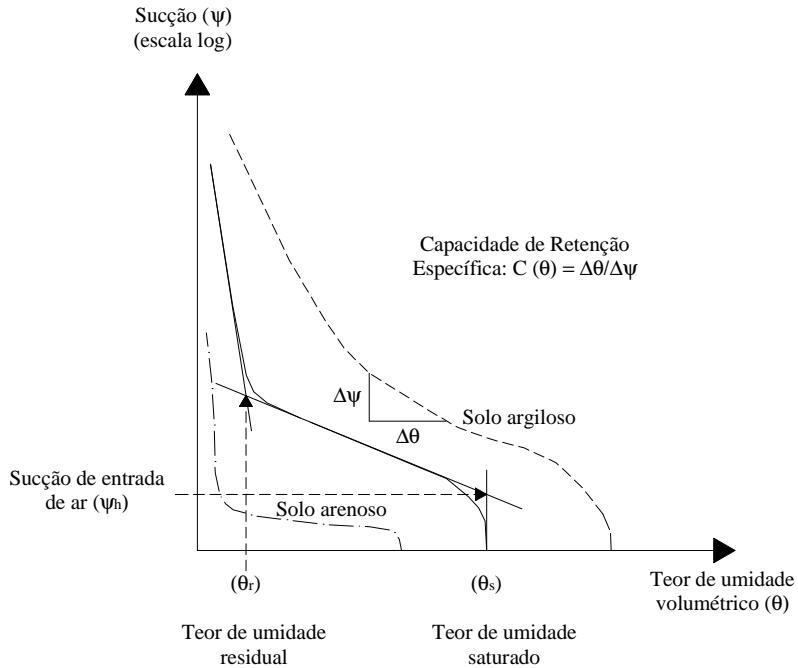


Figura 3.7 - Curvas Características Típicas (Gerscovich, 2001).

Segundo Ceratti et al. (1996), a partir da determinação da curva característica do solo, é possível relacionar o módulo de resiliência e a succção, além de obter outras propriedades mecânicas deste material. Esta curva permite prever a magnitude de variação do módulo de resiliência devido a alterações ambientais. Ou seja, a curva característica pode ser usada para refletir a susceptibilidade dos solos compactados a mudanças de umidade (Edil & Motan, 1976).

A técnica utilizada nos ensaios deste trabalho foi a do papel filtro, que se baseia no princípio de absorção e equilíbrio, que ocorre quando um material poroso, apresentando deficiência de umidade, é posto em contato com um papel filtro, cujo teor de umidade é menor. O papel passa a absorver uma certa quantidade de água do solo até que o sistema fique em equilíbrio de succção. Tendo-se a relação entre succção e a umidade do material poroso, isto é, mediante calibração prévia, a succção do solo pode ser obtida com base nesta curva de calibração. Destaca-se ainda que o estado de equilíbrio fornece succções iguais, tanto no material poroso quanto no solo, porém, umidades diferentes.

Normalmente, o papel filtro tipo 2 é o mais usado nestes ensaios (Whatman nº 42 ou Schleicher & Schuell nº 589), após secagem ao ar (ASTM D5298-92; Marinho, 1994). O procedimento de calibração consiste em permitir que o papel filtro atinja o estado de equilíbrio com uma succção conhecida, posteriormente sendo pesado e seco em estufa (normalmente 2 horas de secagem a 105°C). A umidade é então obtida e relacionada à succção

gerada. Trata-se, portanto, de um método indireto, onde a sucção é obtida através de uma curva de calibração, que relaciona a sucção com a umidade do Papel Filtro.

No caso do papel filtro Whatman nº 42, Chandler et al. (1992) apresentam as seguintes relações de calibração:

- Para umidades do papel filtro (w) > 47% :

$$S = 10^{(6,05 - 2,48 \log w)} \quad (3.3)$$

- Para umidades do papel filtro (w) ≤ 47% :

$$S = 10^{(4,84 - 0,0622w)} \quad (3.4)$$

sendo:

S – sucção em (kPa),

w – umidade do papel filtro em (%).

O ensaio foi realizado apenas para os materiais usados na camada de subleito e sublastro (SG e EL, RF, MP). Os corpos-de-prova foram moldados em laboratório, seguindo procedimentos do método DNER-ME 228/94, com diâmetros de 50 mm e altura de 20 mm, segundo padrões da metodologia MCT, simulando as condições de compactação in situ e obtendo-se corpos-de-prova no mesmo grau de compactação de campo.

Para cada tipo de material foram preparados 14 corpos-de-prova, com o grau de compactação de campo. Na seqüência dos ensaios, 2 corpos-de-prova foram preservados na umidade ótima, 6 corpos-de-prova foram expostos ao ar para perda de umidade na trajetória de secagem e outros 6 foram umedecidos na trajetória de saturação. Tal procedimento visou simular aproximadamente as condições de campo de acordo com o período de estiagem e chuvas. Assim, variando-se o teor de umidade para o ensaio de sucção, tornou-se possível obter a curva característica para cada material.

Papéis filtro Whatman nº 42 em número de 3 foram, então, colocados sobre os topos dos corpos-de-provas, sendo que os papéis-filtro inferior e superior atuam como proteção para o papel-filtro intermediário que é aquele efetivamente utilizado na pesagem. O conjunto (corpo-de-prova + papéis-filtro) foi envolvido com duas camadas isolantes (filme PVC e papel alumínio). O conjunto foi deixado isolado em caixa de isopor por 15 dias até uma condição de equilíbrio hidráulico entre o solo e o papel-filtro; após este período, os corpos-de-prova foram abertos e utilizando-se de uma pinça, retirou-se o papel-filtro intermediário que foi pesado em uma balança de precisão, levado para uma estufa por um período de 3h e pesado novamente, determinando-se, então, a umidade do papel filtro.

Na seqüência, foram obtidos indiretamente os teores de umidade dos corpos de prova e os respectivos índices de vazios por meio do ensaio da balança hidrostática (ABNT, 1988). Com esses dados, tornou-se possível analisar a variação da umidade durante o ensaio de sucção e verificar as condições de compactação das amostras. Com base nas relações 3.3 e 3.4, foram determinados os valores de sucção para cada corpo de prova e, a partir destes valores, traçou-se a curva característica do material.

De maneira geral, as curvas características podem ser representadas em termos da sucção em função da umidade ou do logaritmo da altura em centímetros da coluna de água (pF) e grau de saturação (Sr) do corpo de prova

Camapum de Carvalho & Leroeil (2000) desenvolveram um método que simplifica o estudo e a análise do comportamento dos solos não-saturados a partir da definição da curva característica do solo transformada em relação ao índice de vazios. Para um dado solo, obtém-se as curvas características (pF) x Sr variando com o índice de vazios pois, quanto menor o índice de vazios, maior será a sucção para um mesmo grau de saturação. Com a transformação da curva característica, multiplicando-se a sucção (pF) pelo índice de vazios (e), obtém-se uma curva característica única em função do grau de saturação.

A importância prática deste método está ligada à praticidade para a determinação da sucção, uma vez que, conhecendo-se a curva característica de um solo, é possível determinar a sua sucção para índices de vazios diferentes, sem que haja a necessidade de se medir ou acompanhar as variações de sucção no solo.

3.2.5 - POROSIDADE, SUPERFÍCIE ESPECÍFICA E DENSIDADE REAL

Adsorção é o fenômeno de acúmulo de moléculas gasosas na interface gás-sólido quando uma superfície sólida limpa encontra-se em contato com uma fase gasosa ou vapor (gás abaixo de sua temperatura crítica, portanto, condensável), como resultado das forças de Van der Waals mobilizadas entre as moléculas de gás e a superfície sólida. Isto é conhecido como adsorção física. Normalmente, o sólido é chamado de adsorvente e o gás ou vapor, de adsorvato. O fenômeno oposto à adsorção é conhecido como dessorção (Rabockai, 1979).

De modo geral, o fenômeno da adsorção é descrito por equações empíricas do tipo:

$$n_a/m_s = f(E, P, T)$$

sendo:

n_a - quantidade adsorvida,

m_s - massa de sólidos,
E - potencial de interação entre adsorvente e adsorvato,
T - temperatura absoluta,
P - pressão de equilíbrio do gás.

Como a quantidade adsorvida por unidade de massa de adsorvente é medida à temperatura constante, a equação anterior pode ser simplificada. Estando o gás abaixo de sua temperatura crítica, é possível referir-se à pressão relativa P/P_o , sendo P_o a pressão de saturação do gás à temperatura T. Nessas condições, pode-se escrever: $n_a/m_s = f(E, P)_T$.

A curva decorrente da plotagem de n_a / m_s versus P é conhecida como isotermia de adsorção, relacionando, assim, a quantidade adsorvida por unidade de adsorvente com a pressão relativa, a temperatura constante (Rouquero et al., 1999). Se não fosse pelo fato de o potencial de interação E variar com as propriedades do vapor e do sólido e ocorrerem alterações durante a adsorção, todas as isotermas seriam idênticas (Lowell and Shields, 1984).

Nos ensaios realizados, as amostras dos materiais SG, EL, MP e RF passaram por um processo prévio de preparação que incluíram as fases de secagem, homogeneização, peneiramento e quarteamento, utilizando o aparelho NOVA 1000, marca Quantachrome do Núcleo de Valorização de Materiais Minerais – NVMM da UFOP (Figura 3.8), que utiliza o princípio da adsorção de um gás na superfície do sólido, através da técnica B.E.T. desenvolvida por Brunauer, Emmett e Teller (Lowell and Shields, 1984).

O gás utilizado nos ensaios foi o nitrogênio. O fenômeno de adsorção de N_2 é fortemente dependente das propriedades físicas do sólido, em particular de sua estrutura de poros. O equipamento utilizado para a determinação da densidade real dos grãos foi um Multipienômetro a gás hélio (Figura 3.8) da marca Quantachrome, também do Núcleo de Valorização de Materiais Minerais – NVMM da UFOP.



Figura 3.8 – Aparelhos Multipienômetro a gás hélio e NOVA 1000 (NVMM, UFOP).

O procedimento operacional, segundo Pena (2002), consistiu inicialmente em se desgaseificar uma massa conhecida da amostra, submetendo-a ao vácuo sob uma dada temperatura (no caso 170 °C), com o objetivo de se eliminar possíveis contaminantes presentes. Em seguida, foram fixados os valores de pressão relativa durante o ensaio e a amostra, mantida à temperatura de ebulição do nitrogênio líquido (77 K ou -196 °C), foi submetida a um pequeno fluxo de N₂ gasoso. Atingida a pressão relativa estabelecida, o volume de nitrogênio adsorvido na superfície foi, então, medido e registrado. Foram usados valores progressivos de pressão relativa no intervalo de 0,05 até 0,98.

A partir da isoterma de adsorção, foi determinada a superfície específica (m²/g), utilizando o método baseado na teoria de Brunauer, Emmett e Teller, conhecida como B.E.T., que estenderam o tratamento de Langmuir (monocamada adsorvida) para o caso de adsorção em camadas múltiplas. Este método requer que seja determinada a quantidade de gás necessária para formar uma monocamada completa na superfície do sólido, utilizando a seguinte equação de B.E.T., segundo Lowell e Shields (1984), que é expressa como uma reta na faixa de valores de P/P₀ entre 0,05 e 0,35:

$$\frac{1}{W \left[\left(\frac{P_0}{P} \right) - 1 \right]} = \frac{1}{W_m C} + \frac{(C-1)}{W_m C} \times \left(\frac{P}{P_0} \right) \quad (3.5)$$

sendo:

W_m – massa de moléculas em uma monocamada completa;

W – massa de moléculas adsorvidas;

P/P_0 – pressão relativa;

C – constante B.E.T., relacionada com a energia de adsorção na primeira camada e, portanto, indicativo da intensidade das interações adsorvente/adsorvato; este valor é da ordem entre 50 e 300, quando se usa nitrogênio a 77 K.

A porosidade no ensaio é expressa por cm^3/kg , sendo caracterizada pela adsorção de nitrogênio à temperatura de ebulição de 77 K. A técnica usada para descrever a porosidade consistiu na determinação do volume total e na distribuição do tamanho de poros. Assim, foram obtidas como resultados do ensaio no aparelho NOVA 1000, tabelas e gráficos com informações sobre área superficial específica, volume total de poros, tamanho médio dos poros, distribuição e tamanhos de poros, volume de microporos, isotermas de adsorção e dessorção, que permitem a obtenção de diversas informações sobre a forma geométrica dos poros.

A densidade real das amostras foi determinada no multipienômetro a gás hélio, citado previamente. Trata-se de um instrumento especificamente designado para medir o volume real de material sólido ou em pó, empregando o princípio de Archimedes de deslocamento de um fluido (Turrer, 2001). Esse fluido é um gás capaz de penetrar em poros muitos pequenos, e por isso se usa o gás hélio, que em virtude de sua dimensão atômica, garante penetração em poros da ordem de 1 \AA (10^{-10} m).

O Multipienômetro determina a densidade real através da diferença de pressão quando uma quantidade conhecida de gás hélio sob pressão flui de um volume conhecido e calibrado de referência (V_r) para o de outra amostra (de volume V_c conhecido e calibrado), contendo o material em pó (de volume V_p). Ocorre, então, uma queda de pressão de P_1 (antes) para P_2 (após passagem do volume V_r no circuito) e, a partir da relação entre estas pressões, determina-se o volume do material em pó (V_p) pela equação:

$$V_p = V_c - V_r \left[\left(\frac{P_1}{P_2} \right) - 1 \right] \quad (3.6)$$

Conhecendo-se a massa do material (M_p), medida em balança analítica de precisão, determina-se a densidade real (d) pela equação:

$$d = \frac{M_p}{V_p} \quad (3.7)$$

3.2.6 - DEFORMAÇÃO RESILIENTE

A resiliência pode ser genericamente definida como sendo a propriedade pela qual a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão indutora da deformação elástica. Portanto, o termo deformação resiliente passou a significar a deformação elástica dos pavimentos, quando submetidos a carregamentos repetidos (Pinto e Preussler, 2002). A determinação do módulo de resiliência de solos é feita em ensaios de laboratório, por meio do ensaio triaxial de carga repetida de curta duração e estabelece a relação entre tensões e deformações, dentro do regime de deformações elásticas, reversíveis ou recuperáveis, em termos da relação: $M_R = f(\sigma_3, \sigma_d)$, para as condições em que o solo se encontra *in situ* (Medina, 1997).

O módulo de resiliência depende da natureza do solo (constituição e composição mineralógica, textura e plasticidade da fração fina), umidade, densidade e estado de tensões. O ensaio triaxial de cargas repetidas é executado com solos não saturados, quase sempre em condições de drenagem livre. Dentre os modelos de comportamento resiliente de solos observados no Brasil (Figura 3.9), segundo Medina (1997), o modelo granular ou arenoso em escala log-log, depende principalmente da tensão confinante, σ_3 , ou da soma das tensões principais, θ . Têm-se, assim, as duas expressões:

$$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad (3.8)$$

$$M_R = K'_1 \theta_3^{K'_2} \quad (3.9)$$

no caso de compressão triaxial: $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$, sendo σ_d a tensão desviadora.

MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
ARENOSO		ARENOSO-ARGILOSO	
	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 > 0$
ARGILOSO		ARENO-ARGILOSO	
	$M_R = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$		$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 < 0$
COMBINADO		CONSTANTE	
	$M_i = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_i = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$ $M_R = M_i \sigma_3^{K_5}$		$M_R = K_1 = CONSTANTE$

Figura 3.9 - Modelos de comportamento resiliente de solos no Brasil (Medina, 1997).

Os ensaios triaxiais foram realizados no laboratório de pavimentação (LAPAV) da Escola de Engenharia da UFRGS. As amostras de SG, EL, MP e RF, utilizadas na campanha de ensaios triaxiais de carga repetidas, foram moldadas com um acréscimo de água suficiente para a compactação na umidade ótima com energia do ensaio Proctor Intermediário. Os corpos-de-prova, com dimensões de 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro, foram moldados com auxílio de um molde bipartido e, posteriormente, apoiados sobre a base da célula triaxial munida de pedras porosas e papéis-filtro e envolvidos com membranas látex (Figura 3.10).

Após o procedimento de colocação do corpo de prova na célula triaxial, faz-se um o procedimento prévio que reduz a influência das deformações permanentes. Aplica-se cerca de 200 vezes a tensão desvio para uma determinada pressão confinante, conforme seqüência dada na Tabela 3.3.

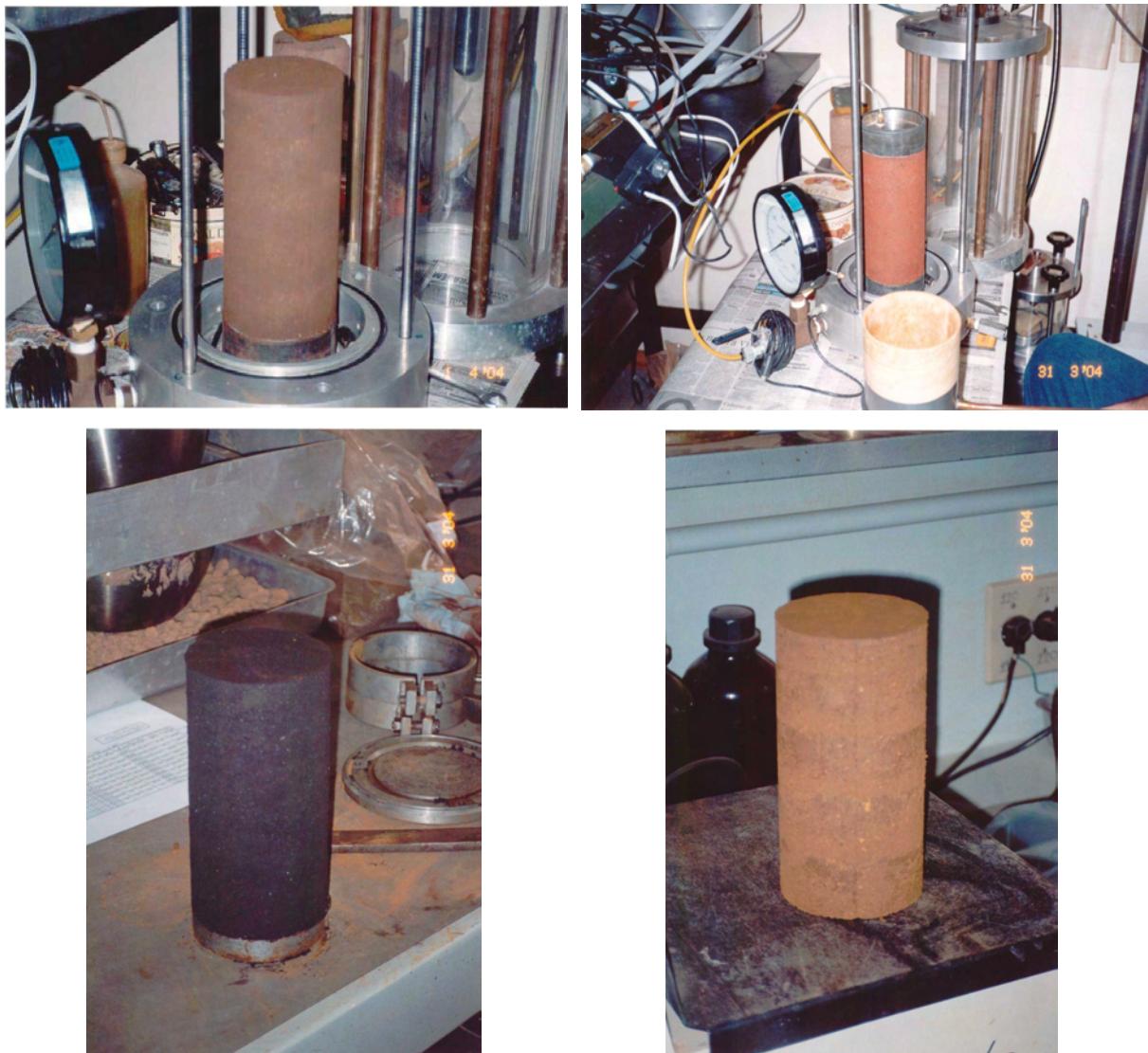


Figura 3.10 - Corpos de prova dos materiais MP, EL, SG e RF (sentido horário).

Tabela 3.3- Tensões-desvio e confinante.

Tensão confinante σ_3 (MPa)	Tensão-desvio σ_d (MPa)	Razão de tensão σ_1/σ_3
0,07	0,07	2
0,07	0,21	4
0,105	0,105	2
0,105	0,315	4

A freqüência das cargas repetidas é de 1 Hz (60 ciclos por minuto) e a duração é de cerca de 0,10 s. A finalidade deste procedimento é eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de tensão desvio e reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo de resiliência.

Os procedimentos dos ensaios seguiram as prescrições do método DNER-ME 131/1994. Aplicam-se 200 repetições para cada par de tensões (σ_3 e σ_d) e registram-se as deformações

correspondentes. O módulo de resiliência foi obtido por meio do conjunto de tensões dadas na Tabela 3.4 a seguir:

Tabela 3.4 – Par de tensões utilizados nos ensaios de cargas repetidas.

Tensão confinante σ_3 (MPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	Razão de tensão σ_1/σ_3
0,021	0,021	2
	0,042	3
	0,063	4
0,035	0,035	2
	0,07	3
	0,105	4
0,0525	0,0525	2
	0,105	3
	0,1575	4
0,07	0,07	2
	0,14	3
	0,215	4
0,105	0,105	2
	0,21	3
	0,315	4
0,14	0,14	2
	0,28	3
	0,42	4

3.2.7 – CISALHAMENTO DIRETO

O ensaio de cisalhamento direto consiste em aplicar inicialmente uma tensão normal sobre o corpo de prova e, em seguida, passa-se a aplicar uma força horizontal crescente numa das metades da caixa de cisalhamento, induzindo o seu deslocamento em relação à outra metade. O objetivo deste ensaio é a determinação da resistência ao cisalhamento do solo.

O ensaio de cisalhamento direto foi usado para a determinação dos parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão) das amostras dos materiais SG, EL, RF e MP nas condições de campo, reproduzindo-se a situação de compactação na umidade ótima, para as condições normais de material compactado e sob inundação.

A metodologia adotada seguiu basicamente os procedimentos apresentados em Head (1980), utilizando-se amostras de 6 cm por 2,5 cm, moldadas a partir de corpos-de-prova compactados na umidade ótima de campo e levados à ruptura em prensa mecanizada, sob tensões normais que variaram, dependendo da amostra, entre 25, 100 e 400 kPa. Os ensaios foram realizados em condições drenadas, com consolidação em períodos que variaram de 30

minutos a 2 horas, dependendo da tensão normal e dos tempos necessários à estabilização dos deslocamentos. O tempo mínimo de inundação foi de 24 horas sob carga normal de consolidação. A velocidade de aplicação da tensão cisalhante foi de $6,09 \times 10^{-2}$ mm/min.

3.2.8 – MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA E MICROANÁLISES

A microscopia é uma das ferramentas de laboratório mais utilizada para a identificação e auxílio nos estudos mineralógicos e químicos de solos (Cardoso, 1995, 2002, Camapum de Carvalho et al., 1996, Palocci et al., 1999). A caracterização qualitativa da morfologia de partículas das amostras dos materiais estudados foi realizada empregando-se um microscópio eletrônico de varredura MEV, tipo JEOL JSM – 5510, do Laboratório de Microscopia Eletrônica do DEGEO/UFOP (Figura 3.11).



Figura 3.11 – Microscópio eletrônico de varredura (MEV).

O microscópio eletrônico de varredura (MEV) torna visíveis detalhes e informações das amostras através de imagens virtuais (feixe de elétrons) por meio de operação no vácuo, onde a correção do percurso dos feixes é realizada pelas lentes condensadoras que alinham os feixes em direção à abertura da objetiva. As amostras deformadas foram preparadas com secagem, destorramento e peneiramento (material passante na #200).

Nos ensaios, as amostras foram submetidas ao processo de metalização (torná-las condutoras em presença de carbono), dispostas na forma de monocamada em peças cilíndricas metálicas, revestidas de grafite por uma fita de dupla face e, em seguida, depositadas em um

evaporador de vácuo marca JEOL, modelo JEE-4C (Figura 3.12) por um período de cerca de 1 hora onde é feito o vácuo na amostra. Em seguida, é feita a vaporização dos eletrodos de grafite por cerca de 10 minutos. Após este processo, a amostra passa a ser condutora e o “holder” é introduzido na câmara do microscópio, fazendo-se um vácuo de 3 minutos.



Figura 3.12 – Evaporador utilizado para produzir o vácuo no ensaios de microscopia.

As amostras foram, então, submetidas a processos de bombardeamento de elétrons e feitas fotomicrografias, com aumentos de 300x, 500x, 1000x e 1500x para cada amostra. Para tornar possível uma gama maior de informações sobre as amostras estudadas, foram utilizados diferentes acessórios, tais como os espectrômetros de raios-x, detetor de elétrons retroespalhados, detetor de elétrons absorvidos e detetor de elétrons transmitidos.

Como o objetivo é a obtenção de informações morfológicas e aspectos de superfície das partículas de resíduos de minérios de ferro, optou-se por um feixe de menor diâmetro e baixa tensão de aceleração para uma melhor qualidade de imagem.

As microanálises foram feitas com as tecnologias: SEI – “Secondary electron image” - Imagem de elétrons secundários, BEI – “Backscattered electron image” - Imagem de elétrons retroespalhados, EDS – “Energy dispersive spectrometer” - Espectrômetro por dispersão de energia e WDS – “Wavelength dispersive spectrometer” – Espectrômetro por dispersão de comprimento de onda. As duas primeiras tecnologias permitem observar os elétrons de baixa energia que emergem da amostra e as outras duas têm a vantagem de possibilitar uma rápida aquisição de todo o espectro e sua rápida eficiência de detecção. Uma necessidade básica durante os ensaios de microanálise é a existência do vácuo, cujo objetivo é minimizar o espalhamento dos elétrons.

3.2.9 – DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X

A difratometria de raios-x é uma técnica empregada para a identificação, caracterização e quantificação das fases minerais que compõem os solos. O equipamento utilizado foi um Difratômetro da marca Rigaku, modelo D/MAX-B Séries, intervalo de varredura de 2 a 70°, radiação de 40kV e 15 mA e tubo de cobre (Figura 3.13).



Figura 3.13 – Difratômetro de raios-x da marca Rigaku.

As amostras foram preparadas também por processos de secagem, destorramento e peneiramento (material passante na #200) e as lâminas foram preparadas com o material levemente prensado. A velocidade adotada no ensaio foi de 1,2 graus/minutos com duração de 70 minutos. A análise é feita usando-se o software Jade 3.1, que compara o pico da incidência de elétrons com um banco de dados disponíveis para caracterização dos minerais constituintes.

Uma radiação monocromática de raios-X foi, então, imposta às amostras, sob diversos ângulos de incidência. A dispersão dos diferentes comprimentos de onda obedece a lei de Bragg que é representada pela equação:

$$n\lambda = 2d \sin \theta \quad (3.10)$$

sendo:

λ – comprimento de onda do tubo do aparelho;

θ – ângulo de incidência;

d – distância (espaçamento) interplanar.

Os registros deste processo ótico são coletados em um detector, sob a forma de um sinal elétrico amplificado, que é registrado na forma digital ou analógica (difratograma). Os difratogramas apresentam picos característicos que são os resultados da difração de raios-X em planos cristalográficos da amostra, relacionando a posição, intensidade e forma da estrutura cristalina e caracterizando, assim, sua composição mineralógica.

3.2.10 – ANÁLISE QUÍMICA

Com amostras coletadas durante o processo de construção da via, foram realizadas análises químicas dos materiais, utilizando-se a técnica de espectrometria de raios-X. Procedeu-se também à caracterização e classificação química do rejeito do minério de ferro (RF) conforme a norma da ABNT (NBR 10004 – resíduos sólidos – classificação), para a identificação do pH, lixiviação, massa bruta e solubilização dos materiais e potenciais impactos ao meio ambiente. O resíduo foi coletado conforme prescrito na norma NBR 10007 – amostragem de resíduos. A amostra foi homogeneizada e quarteada no laboratório para a retirada de alíquotas para tratamento, seguindo as especificações técnicas das normas NBR 10005 – lixiviação de resíduos e NBR 10006 – solubilização de resíduos.

Foram realizados testes de solubilização, lixiviação e de massa bruta, conforme a listagem de parâmetros abaixo:

- Lixiviação: arsênio, bário, cádmio, chumbo, cromo, fluoretos, mercúrio, prata e selênio.
- Solubilização: alumínio, arsênio, bário, cádmio, chumbo, cloretos, cianetos, cobre, cromo, dureza, fenóis, ferro, fluoretos, manganês, mercúrio, nitrato, prata, selênio, sódio, sulfatos, surfactantes e zinco.
- Massa bruta: arsênio, berílio, chumbo, cianetos, cromo hexavalente, fenóis, mercúrio, selênio e vanádio.

3.2.11 – CARACTERIZAÇÃO DA ESCÓRIA DE ACIARIA

Como material de lastro, utilizou-se uma escória de aciaria constituindo um subproduto de uma siderúrgica próxima e composta por uma mistura de silicato de cálcio, óxido de silício, ferrita cárlica, magnésia e traços de numerosos outros minerais, como impurezas. Para o estudo característico e mecânico da escória de aciaria, foram realizados os seguintes ensaios: análise granulométrica, abrasão ‘Los Angeles’, carga pontual (Figura 3.14)

massa específica, resistência à compressão axial e a determinação do parâmetro experimental C.



Figura 3.14 – Aparelho de ensaio de carga pontual e escórias rompidas.

O parâmetro experimental C representa as características internas do material, sendo definido como a relação entre os corpos de prova de mesma dimensão usados para o ensaio de carga pontual e de compressão axial, que depende da dimensão característica dos corpos de prova e das propriedades internas do material (Figura 3.15). Os ensaios seguiram os procedimentos das normas descritas na Tabela 3.5.



Figura 3.15 – Escórias preparadas para determinação do coeficiente C.

Tabela 3.5 – Normas utilizadas nos ensaios com a escória do lastro.

Propriedade	Método do ensaio
Preparação das amostras	NBR-7216 (ABNT, 1995)
Análise granulometrica	NBR-7181 (ABNT, 1984)
Abrasão Los Angeles	NBR-6465 (ABNT, 1984)
Resistência à compressão axial	NBR-6953 (ABNT, 1994)
Densidade	NBR-9776 (ABNT, 1987)
Coeficiente C	D 5731 (ASTM, 1995)
Carga pontual	D 5731 (ASTM, 1995)

No lastro constituído de escória de aciaria, que é um material pouco estudado, foi determinado também o parâmetro B_g que, segundo Marsal (1967), representa a porcentagem do peso de sólidos que sofreu quebra.

Fazendo-se os ensaios de granulometria em vários períodos de tempo, plotam-se as curvas granulométricas em um estado inicial e final e, a partir daí, pode-se definir a diferença ΔW entre as porcentagens retidas em cada peneira, obtidas para o material antes e após um prazo de serviço ($\Delta W_k = W_{ki} - W_{kf}$). Uma diferença negativa representa a quantidade que não sofreu quebra e a parcela positiva é exatamente o valor do índice B_g , que representa a porcentagem do peso de sólidos que sofreram quebras.

3.3 – TRECHO EXPERIMENTAL E SEÇÕES-TESTE

Com base no programa de ensaios realizados, foram definidos os materiais de construção a serem utilizados nas seções-teste do trecho ferroviário experimental:

- Solo Granular SG;
- Estéril-Laterita EL;
- Rejeito de Minério de Ferro RF;
- Mistura de Pista MP;
- Escória de aciaria (lastro);
- Geossintéticos (geotêxtil não tecido / geogrelha).

A partir da seção de referência, foram concebidas as seções alternativas propostas para o trecho experimental escolhido, constituídas por arranjos diversos envolvendo os materiais acima citados (Figura 3.16).

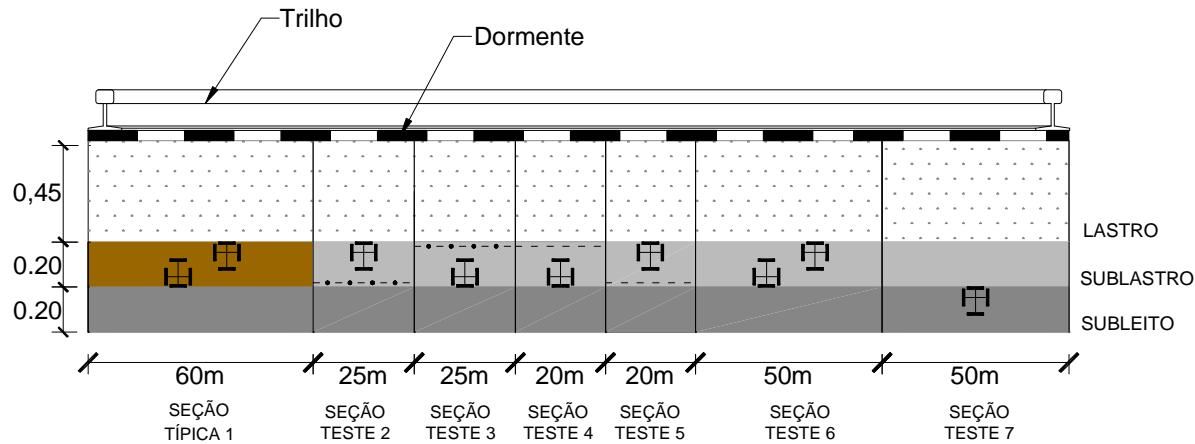


Figura 3.16 - Composição e arranjo geral das seções-teste no trecho experimental.

O trecho possui 250 m de extensão, com bitola de 1,0 m, subleito com dimensões de 5,50 x 0,20m, lastro de 3,20 x 0,45m, dormentes de 2,20 x 0,30 x 0,02m espaçados de 0,60 m, trilhos de 0,08 x 0,18 x 0,15m de fixação flexível (Tabela 3.6). A construção do trecho experimental foi iniciada em outubro de 2002 e foi concluído em junho de 2003, com várias interrupções durante o período chuvoso.

Tabela 3.6 - Características gerais das seções-testes.

Seção teste	Material	Sublastro (m)	Localização (estaca)	Geogrelha (posição)	Geotêxtil (posição)
1	Cascalho Laterítico EL	4,5x0,20x60	24/21		
2	Mistura de resíduos na pista MP + geogrelha	4,50x0,2x25	17+10/16+5	Fundo da camada	
3	Mistura de resíduos MP + geogrelha	4,50x0,2x25	16+5/15	Topo da camada	
4	Mistura de resíduos MP + geotêxtil	4,50x0,2x20	15/14		Topo da camada
5	Mistura de resíduos MP + geotêxtil	4,50x0,2x20	14/13		Fundo da camada
6	Mistura de resíduos MP	4,50x,20x50	11+10/9		
7	Mistura de resíduos MP	5,50x,20x50	10+10/8		

O solo granular SG, utilizado na camada de subleito e sublastro, constitui um solo residual de itabirito dolomítico, com granulometria de areia siltosa, cor amarelada, com baixo teor de ferro, possuindo P, Al₂O₃ e TiO₂ como outros constituintes, em proporções muito

variáveis. Trata-se também de um material friável de granulometria entre areia e pedregulho ($75\% > 2,0\text{mm}$) e com magnetismo sempre presente.

O estéril – laterita EL, utilizado na camada de sublastro da seção típica nº 1, constitui um cascalho laterítico proveniente de uma rocha itabirítica, porosa, de cor avermelhada, com teor médio de ferro entre 47 e 57%. Trata-se de uma rocha friável, de granulometria variando entre areia e pedregulho ($75\% > 2,0\text{mm}$), tendo P e Al_2O_3 como constituintes secundários. É um material obtido por escavação mecanizada, através da utilização de tratores e retroescavadeiras e por detonação com explosivos.

O rejeito do minério de ferro RF, usado na camada de sublastro, é proveniente das instalações da planta industrial da Mina de Gongo Soco, tratando-se de um resíduo de minérios hematíticos e itabiríticos, com granulometria entre areia e argila, teor de Fe intermediário e coloração cinza escura (Figura 3.17a). É um subproduto resultado das etapas de britagem e classificação do minério de ferro.

A mistura de resíduos na pista MP, usado na camada de sublastro, é um material obtido por meio de estabilização granulométrica, sendo composta por 50% de solo granular SG, 25% de rejeito de minério de ferro RF e 25% de estéril-laterita EL (Figura 3.17b).



Figura 3.17 - (a) lançamento do rejeito do minério de ferro; (b) mistura, distribuição e lançamento do material de pista - MP- na camada de sublastro.

A escória de aciaria foi utilizada como material de lastro, na forma de agregados grandes e regulares, com aspecto superficial vítreo e poroso. Após a solidificação, o material era removido por meio de uma escavadeira e carregado em caminhões para uma unidade de britagem, para fragmentação e transformação em produto britado para lastro (Figura 3.18).

Nas seções reforçadas com geotêxteis, foi utilizado o tipo RT16 não tecido da marca Bidim com gramatura igual a 300 g/m²; a matéria prima é o poliéster com ponto de fusão igual a 260° C, ponto de amolecimento igual a 240° C, com as características técnicas, fornecidas pelo fabricante, dadas na Tabela 3.7.

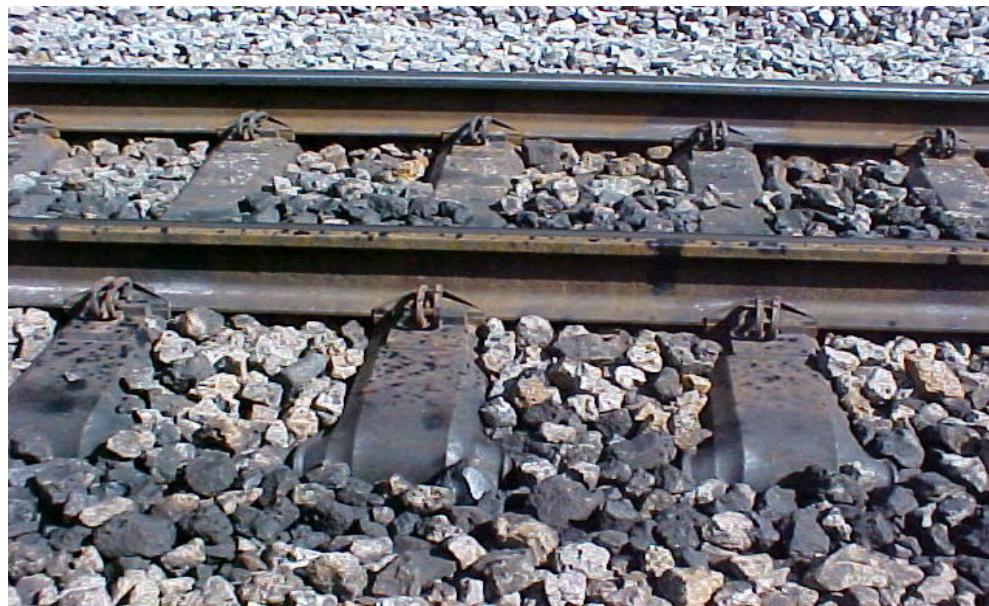


Figura 3.18 – Elementos da superestrutura: trilho, dormente e lastro de escória de aciaria.

Tabela 3.7 – Especificações técnicas do geotêxtil RT16.

Tipo	Características	Norma	Unidade	Valor
RT16	Resistência a tração Longitudinal Transversal	ASTM D 4595		
			kN/m	16
			kN/m	14
	Alongamento na ruptura	ASTM D 4595		
	Longitudinal		%	40-60
	Transversal		%	50-70
	Rasgo trapezoidal	ASTM D 4533		
	Longitudinal		N	440
	Transversal		N	400
	Punctionamento	ABNT – NBR 13359	kN	3,1
	Estouro	ASTM D 3786	mPa	2,6
	Permeabilidade	ASTM D 4491	cm/s	4x10 ⁻¹
	Porosidade	DIN 53855	%	>90
	Transmissividade	ASTM D 4716	cm ² /s	0,13

A geogrelha utilizada nas seções 2 e 3 foi a da marca Fortrac 65/65-30T, fabricada pela Huesker, tratando-se de uma geogrelha flexível de elevada rigidez. A

gramatura é igual a 430 g/m². Apresenta resistência nominal à tração mínima de 65 kN/m na sua direção principal e de 65 kN/m na direção transversal, com uma malha aberta de 30 mm x 30 mm. As características técnicas do produto estão apresentadas na Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Características técnicas da geogrelha Fortrac 65/65-30T.

Propriedade	Norma	Unidade	Valor
Resistência de tração na ruptura	ISO 10319		
Longitudinal		kN/m	≥65
Transversal		kN/m	≥65
Deformação específica na resistência nominal de tração			
Longitudinal		%	≤10
Transversal		%	≤10
Resistência a tração com 5% de deformação específica			
Longitudinal		kN/m	≥32
Transversal		kN/m	≥32

O trilho que constitui a superfície de rolamento é composto de uma liga de aços especiais de cromo e manganês. O tipo do trilho é o 136 RE (TR68), com uma massa de 67,6 kg/m, área de 86,13 cm² e momento de inércia de 3950 cm⁴. Os dormentes são de aço, em forma de “U” invertido, tipo UIC865, com largura de 30 cm, comprimento de 2,20 m e espessura de 2 mm (Figura 3.18).

3.4 EXECUÇÃO DAS SEÇÕES EXPERIMENTAIS

A construção das seções-teste foi realizada em conformidade com as especificações de projeto, com o trecho experimental situado entre as estacas 24 (Km40 + 975,00) e 8 (km41 + 294,00). A seção-tipo, identificada como S1, seguiu a geometria de projeto apresentada na Figura 3.19, usando como material de sublastro o estéril-laterita EL, que foi utilizado pela EFVM em outros pavimentos ferroviários.

A seção teste S2 foi executada conforme o arranjo indicado na Figura 3.20, usando como material de sublastro a mistura de resíduos de pista MP, com a incorporação da geogrelha posicionada entre a camada de sublastro e subleito.

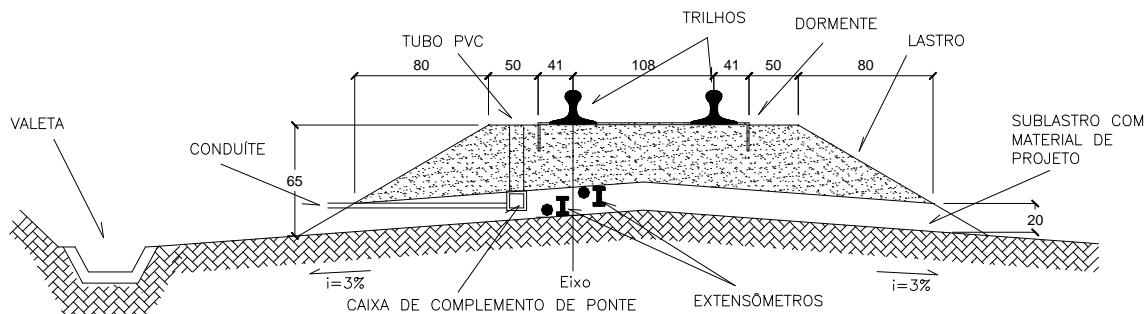


Figura 3.19 - Concepção geral da Seção S1 com materiais previstos em projeto.

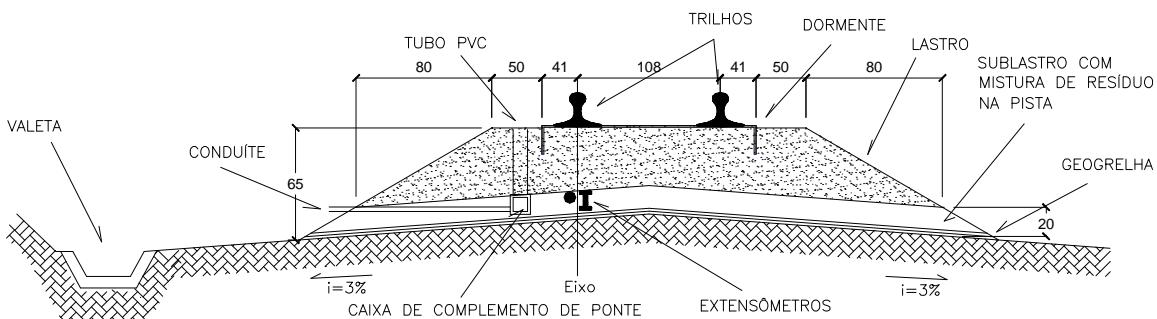


Figura 3.20 - Concepção geral da Seção S2 com mistura de pista mais geogrelha.

A seção S3 foi executada com a mesma configuração anterior, mas com a geogrelha posicionada entre a camada de lastro e de sublastro (Figura 3.21).

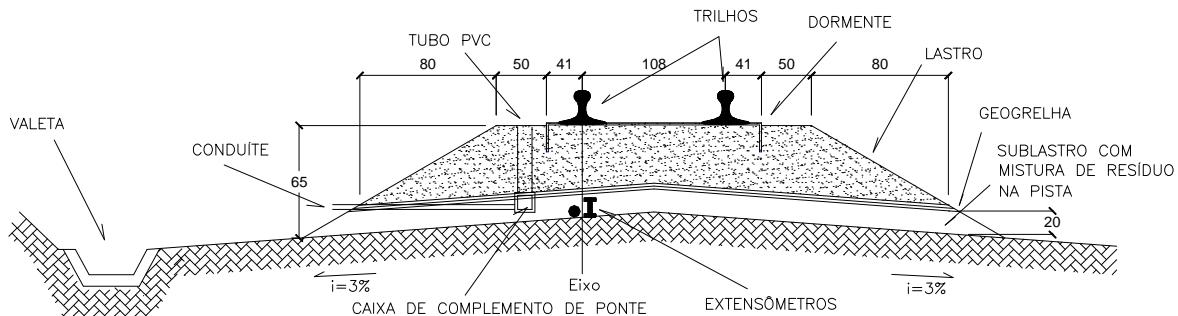


Figura 3.21 - Concepção geral da Seção S3 com mistura de pista mais geogrelha.

As seções S4 e S5 foram construídas utilizando como material de sublastro a mistura de resíduos de pista com a incorporação de um geotêxtil posicionado entre a camada de lastro e sublastro (Figura 3.22) e entre a camada de sublastro e subleito (Figura 3.23), respectivamente.

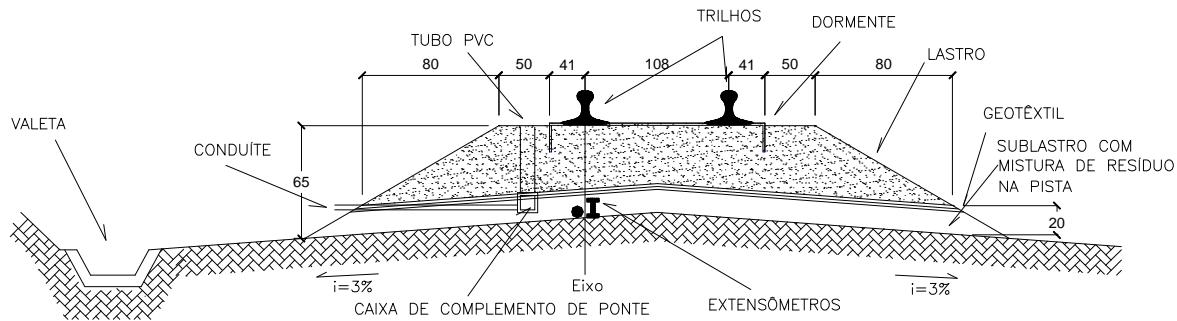


Figura 3.22 - Concepção geral da Seção S4 com mistura de pista mais geotêxtil.

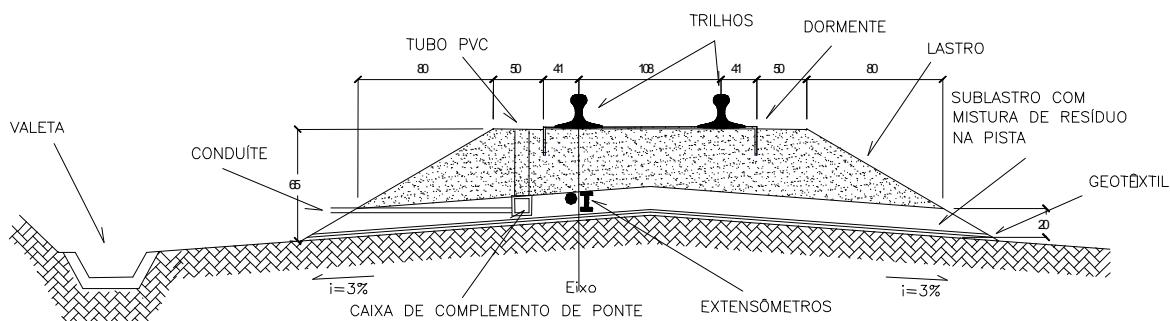


Figura 3.23 - Concepção geral da Seção S4 com mistura de pista mais geotêxtil.

A seção S6 foi executada utilizando apenas a mistura de resíduos de pista como material de sublastro (Figura 3.24).

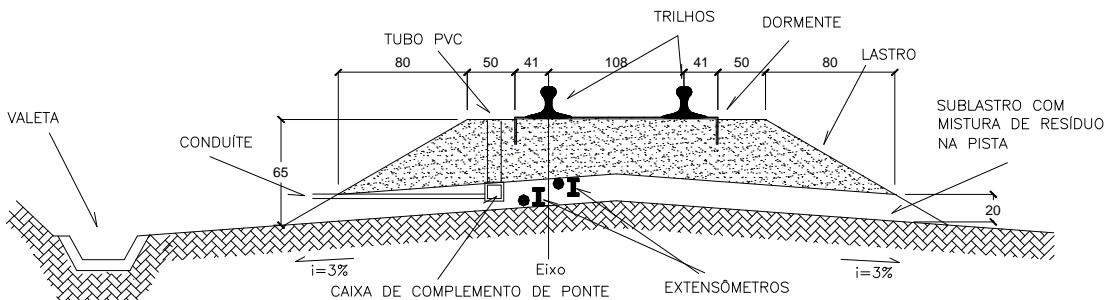


Figura 3.24 - Concepção geral da Seção S6 com mistura de pista.

A seção S7 foi construída utilizando a mistura de pista como sublastro e o solo granular SG como subleito (Figura 3.25).

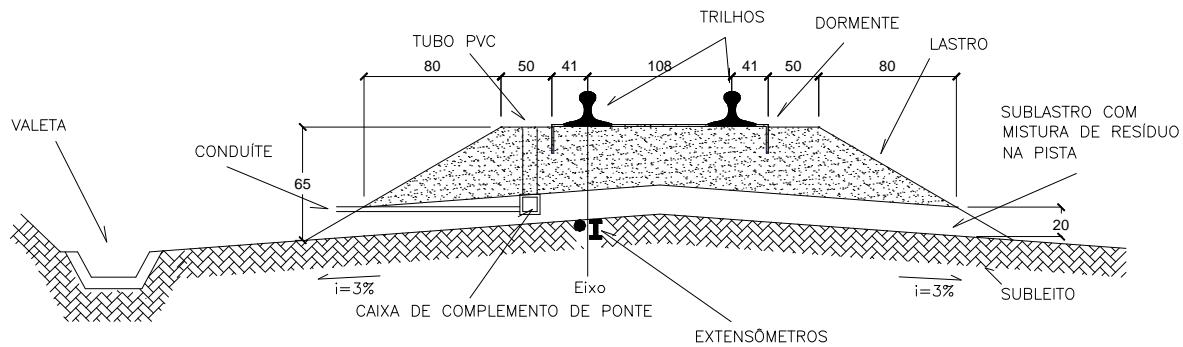


Figura 3.25 - Concepção geral da Seção S7 com subleito de material granular.

Todas as seções-teste foram instrumentadas segundo o esquema dado na Figura 3.26.

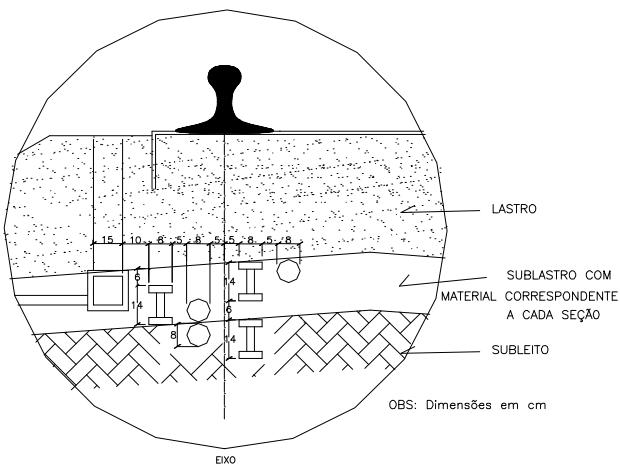


Figura 3.26 – Dimensões e esquema de colocação dos sensores nas seções-testes.

A planta baixa da seção da superestrutura é apresentada na Figura 3.27, enquanto as vistas laterais, transversal e longitudinal, são apresentadas nas Figuras 3.28 e 3.29, respectivamente.

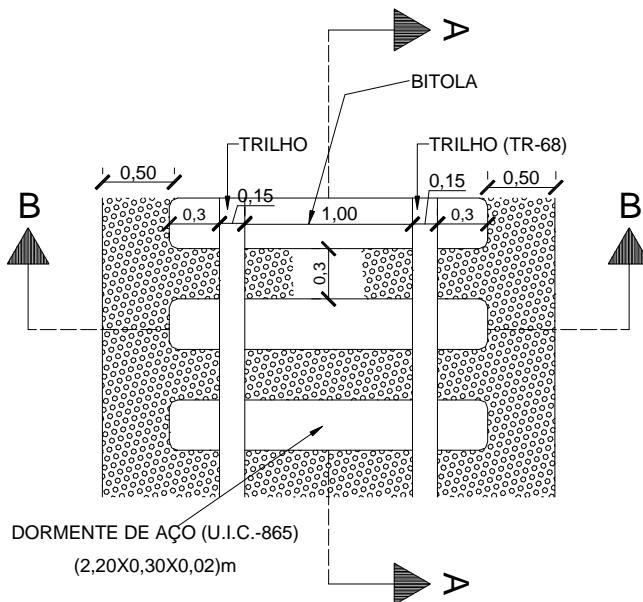


Figura 3.27– Planta baixa da via ferroviária com dimensões, características e bitola.

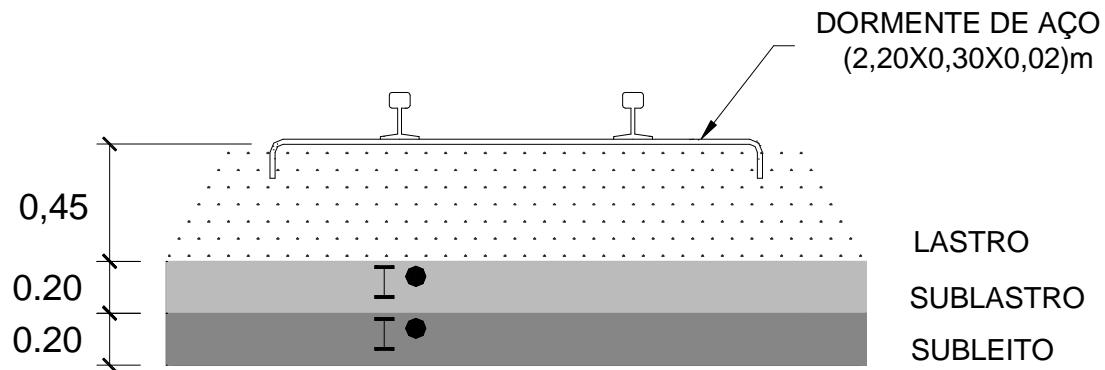


Figura 3.28 – Vista transversal da via ferroviária.

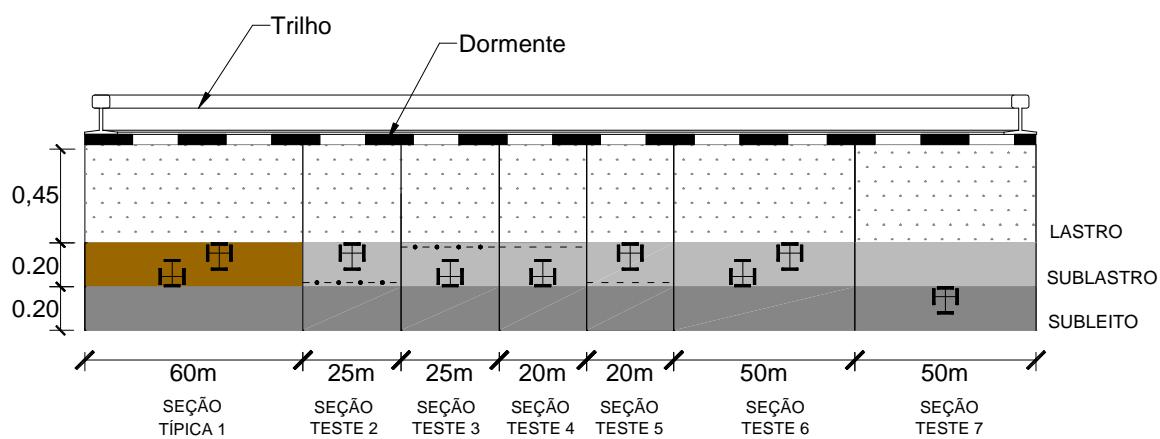


Figura 3.29 – Vista longitudinal da via ferroviária.

As obras de terraplenagem compreenderam serviços prévios de desmatamento e limpeza da área, implantação dos off-sets e sistemas de drenagem pluvial. Os cortes e aterros, com os respectivos bota-foras, foram executados com equipamentos convencionais, tais como

motoniveladoras, retroescavadeiras, scrapers e rolos compactadores vibratórios. Os cortes dos taludes foram feitos com inclinação de 1,5V:1,0H, com tratamento de preservação ambiental com adição de geomantas para fixação e germinação de capa vegetal (Figura 3.30). Os aterros foram compactados (Figura 3.31) de acordo com as especificações técnicas do projeto, com graus de compactação acima de 95% na energia Proctor Normal. A regularização do subleito foi feita com uma camada de 20 cm do solo granular (SG), com um grau de compactação de 100% na energia Proctor Normal.



Figura 3.30 – Preparação das covas para jateamento de sementes e colocação de geomanta.



Figura 3.31 - Fases de espalhamento e compactação da mistura de pista.

Em seções específicas, foram incorporados geossintéticos (geotêxteis e geogrelhas) como elementos de reforço (Figura 3.32 e 3.33).



Figura 3.32- Lançamento do material de sublastro sobre a geogrelha na seção 2.



Figura 3. 33 - Lançamento do material de sublastro sobre geotêxtil na seção 5.

O lastro foi construído com escória de aciaria, em espessuras de 45 cm, pelo processo convencional. Assim, colocou-se inicialmente a grade formada pelo conjunto de dormentes e trilhos e, posteriormente, lançou-se a escória através de vagões tipo hopper, sendo o material socado e nivelado por equipamentos mecânicos. Os dormentes utilizados foram de aço UIC 865, com placa de apoio soldada ao mesmo e sistema de fixação e isolamento com os trilhos constituídos por almofadas isolantes de poliamida, plaquetas e grampos metálicos. Os trilhos têm seção-tipo 136 RE com a distância entre trilhos de 1,0m.

O traçado geométrico do trecho experimental é composto por 40% de tangente e 60% em curva sendo que a maior cota atinge 1.105,00 m. A linha possui entrevia de 4,25 m. A largura mínima da plataforma na infra-estrutura em linha singela é de 7,00 m. A faixa de domínio abriga uma área de 15,00 m de cada lado.

A superestrutura ferroviária do trecho experimental apresenta-se com consumo de 1,235 m³ por metro linear de via: os trilhos são do tipo TR68, trilhos longos soldados-TLS de 216 m; as placas de apoio são Pandrol; os grampos são Denick; as juntas são isolantes coladas e os aparelhos de mudança de via (AMV) são do tipo 1:20 TR68. As características técnicas e geométricas da via são apresentadas na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 - Dados técnicos e geométricos da via.

Itens	Super-elevação	Rampa máxima compensada		Raios mínimos predominantes		Velocidade
Trecho	(m)	Importação (%)	Exportação (%)	Mínimo (m)	Predominante (m)	(km/h)
Km 39-41	0,17	1,5	1,5	90,47	245,55	60

3.5 – ENSAIOS DE CAMPO

3.5.1 – FRASCO DE AREIA

O grau de compactação in situ e os teores de umidade foram controlados através do ensaio de frasco de areia (ABNT, 1986) e “speedy”. Este ensaio foi realizado nas camadas de subleito e sublastro durante a execução das sete seções experimentais (Figura 3.34).



Figura 3.34 - Ensaio de controle de compactação no campo com frasco de areia.

3.5.2 – RIGIDEZ E MÓDULO DE ELASTICIDADE IN SITU

Nesta pesquisa, utilizou-se o equipamento portátil da marca “GeoGauge H4140” fabricado pela Humboldt Scientific Inc., que possibilita a determinação dinâmica do módulo de elasticidade do material in situ, assim como a resistência da camada para deflexão (rigidez

da camada). A rigidez e o módulo de Young do solo são determinados em função de uma força constante vibratória aplicada na superfície do solo e da sua respectiva deflexão em um espaço de tempo de 75 segundos. O aparelho possui 25 tipos de faixas de freqüência de vibração, variando de 100 a 196 Hz. Para cada faixa é calculado o desvio padrão, sendo a precisão das medidas de mais ou menos 5%. Este dispositivo foi usado como controle de qualidade da compactação no processo construtivo da etapa de regularização do subleito e da execução do sublastro (Figura 3.35).



Figura 3.35 – Ensaio com aparelho GeoGauge H4140: controle de compactação em campo
 (i) sublastro (fotos superiores); (ii) subleito (fotos inferiores).

O GeoGauge tem dimensões de 280 mm x 270 mm, pesa 10 kg e efetua medidas até uma profundidade de 310 mm com uma duração de 75 segundos (Figura 3.35). Os ensaios seguiram os procedimentos recomendados pela norma D 6758 da ASTM.

3.5.3 – VIGA BENKELMAN

Carneiro (1966) cita que a viga Benkelman foi idealizada por C. Benkelman como uma alternativa ao ensaio de placa, que até então vinha sendo utilizado na auscultação de

pavimentos. Foi utilizada pela primeira vez em 1953 nas pistas experimentais da AASHTO/EUA e, na época, foi considerada, pela facilidade, rapidez e economia de operação, um extraordinário avanço em relação ao ensaio de placa.

A viga Benkelman é composta, basicamente, de um braço ou haste metálica articulada e apoiada em um suporte também metálico, dotado de três pés, sendo um deles regulável. Um extensômetro com precisão de centésimos de milímetro é fixado ao suporte e apoiado em uma das bordas da haste. O ponto de articulação divide a haste em duas partes proporcionais.

Os procedimentos adotados para os ensaios da viga Benkelman foram os descritos por Albernaz (1997). A ponta de prova é inserida entre as rodas do eixo traseiro (eixo simples de rodas duplas) do caminhão com 82 kN. Posicionando o caminhão e ajustada a viga, faz-se a leitura inicial (L_i) no extensômetro. Em seguida, desloca-se o caminhão para frente até que seu peso não exerça mais influência sobre a viga, e faz-se a leitura final (L_f). Por semelhança de triângulos, calcula-se o valor do deslocamento da ponta de prova da viga (considerado como igual à deflexão do pavimento no mesmo ponto) multiplicando-se a diferença entre as leituras pela relação de articulação da viga.

O ensaio de viga Benkelman foi usado tanto na construção como na superestrutura já em condição de tráfego, utilizando equipamentos da UFOP e do DER/MG. Nos ensaios, utilizou-se um caminhão carregado com 82 kN no eixo traseiro e rodas duplas com pneus calibrados com 560 kPa. Os ensaios foram realizados em todas as sete seções experimentais, sobre o subleito e sublastro durante o processo de construção, como parâmetro de qualidade (Figura 3.36a). Após a ferrovia entrar em tráfego, foram realizados novos ensaios em todas as seções utilizando uma locomotiva de 1600 kN com eixos de 200 kN (Figura 3.36b).



Figura 3.36 – (a) Ensaios com a viga Benkelman para medidas das deflexões no subleito;

(b) Ensaios com a viga Benkelman para medidas das deflexões na superestrutura.

Procedeu-se também à retroanálise das deflexões medidas com a Viga Benkelman para a determinação dos módulos das camadas de subleito e do sublastro das seções experimentais. A metodologia de Noureldin foi adaptada por Albernaz (1994) para uso de deflexões medidas com a viga Benkelman. A adaptação viabilizou a utilização de um extenso banco de dados deflectométricos obtidos com a viga Benkelman no Brasil.

Nas análises deste trabalho, foi utilizado o programa computacional RETRAN – 2CL, Versão 2.0 (Albernaz, 1997). Os métodos simplificados de retroanálises estimam os módulos de sistema pavimento subleito através da aplicação direta de equações, tabelas, gráficos e outros procedimentos simplificados, gerados a partir da Teoria da Elasticidade aplicada aos meios homogêneos, isotrópicos e elástico-lineares.

O método de Noureldin (1993) é baseado nas análises pioneiras de Boussinesq (1885), complementadas por pesquisas diversas (Barber, 1940), Burmister, 1943, Odemark, 1949, Ullidz, 1987, etc). O método foi desenvolvido e verificado experimentalmente a partir de deflexões obtidas com a Viga Benkelman e equipamentos FWD (equipamento de natureza dinâmica) utilizados em pavimentos antigos e em construção.

3.5.4 – CONTROLE TOPOGRÁFICO DA SUPERESTRUTURA

As seções foram niveladas mensalmente através de pontos e marcos topográficos para controle dos recalques (Figura 3.37). O controle seguiu os procedimentos padrões de um levantamento topográfico convencional. A determinação das cotas dos sensores foi feita pelo ponto central dos dormentes (Figura 3.38).

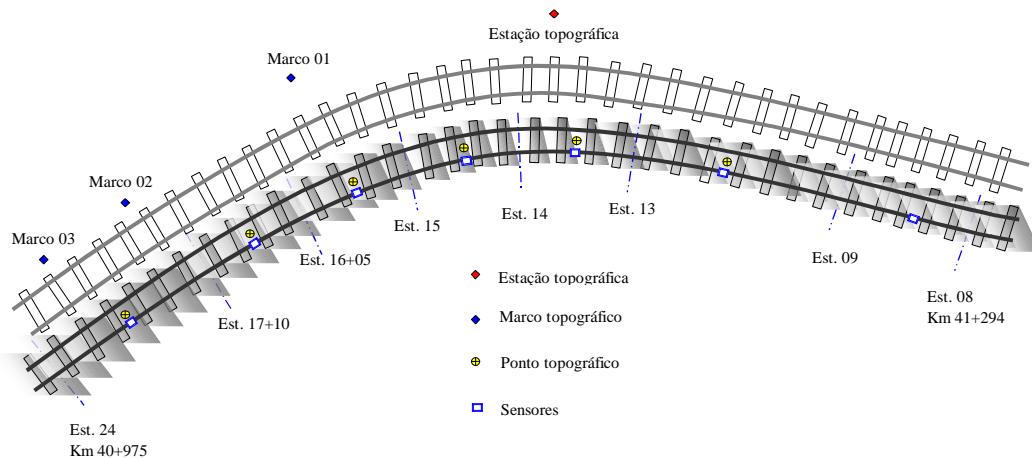


Figura 3.37 – Localização dos pontos, marcos e estação topográfica.



Figura 3.38 – Sistema de controle de nível da superestrutura ferroviária.

3.5.5 – ENSAIOS DE TRAÇÃO SIMPLES EM GEOTÊXTEIS

Paralelamente aos ensaios de campo, foram analisados também os efeitos dos procedimentos construtivos (compactação e socaria da escória do lastro) e de tráfego sobre a integridade e a resistência mecânica dos geotêxteis não tecidos utilizados no trecho experimental, a partir de amostras exumadas e também em amostras virgens, para fins de comparação. Os ensaios de tração simples (não confinada) foram realizados no Laboratório de Ensaios Mecânicos do Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade de Brasília. Usou-se uma prensa do tipo MTS – 647 Hydraulic Wedge Grip, marca MTS – 810 (Figura 3.39). O procedimento do ensaio foi o preconizado pela norma ASTM D 4595-86.



Figura 3.39 – Equipamento do ensaio de tração e ensaio em andamento (amostra exumada).

A velocidade do ensaio foi de 10 mm/min aplicada a amostras com dimensões de 100 mm x 200 mm. A amostra foi fixada por um conjunto de duas garras metálicas móveis dotadas de 6 furos que permitem o posicionamento da mesma na prensa de tração. Os principais danos observados nas amostras exumadas das seções experimentais foram devidos a efeitos de punção, rasgos e furos no geotêxtil (Figura 3.40).

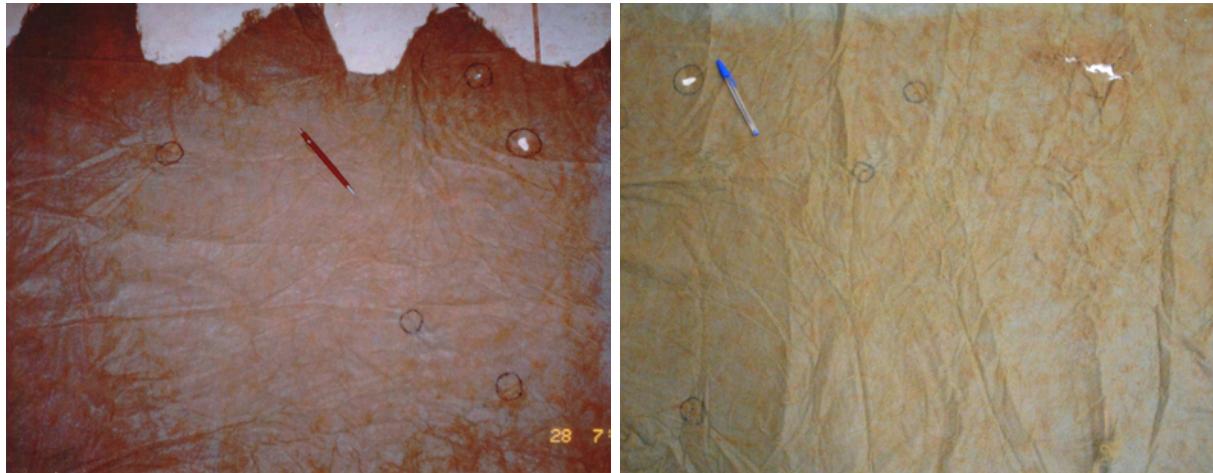


Figura 3.40 – Danos mecânicos observados em amostras exumadas dos geotêxteis.

3.6 – INSTRUMENTAÇÃO DAS SEÇÕES

3.6.1 – MONTAGEM DOS SENSORES

A instrumentação básica utilizada nas seções experimentais consistiu de sensores para medição das deformações verticais e horizontais no sublastro e no subleito da via, constituídos por extensômetros KM-120, marca Kyowa, do tipo elétrico-resistivo (“strain gages”). Estes sensores são montados em base de acrílico, apresentando as seguintes características funcionais: dimensões de 120x14x5mm, resistência nominal de 120 Ω , configuração unidirecional, ‘fator gage’ igual a 2,0, ligações em número de 4 em ponte completa de Wheatstone (3 sensores são passivos, sem utilização efetiva para a medida dos registros elétricos, tendo meramente função na montagem da ponte completa, dispositivo que é utilizado desta forma visando assegurar a amplificação dos sinais obtidos).

Desta forma, foi projetada e confeccionada uma ponte resistiva completa para ter uma boa resolução e compensar a resistência extra, intrínseca ao circuito de cabeamento. A ponte foi ligada em dois canais diferenciais da Datalogger para a medida, buscando-se, assim, evitar interferências múltiplas. O circuito completo é apresentado no arranjo dado na Figura 3.41,

que inclui a resistência ativa R2 (resistência de 120Ω) e as resistências passivas R3 (resistência de 120Ω) e R1 e R4 (ambas de 1000Ω), conectadas em ponte completa.

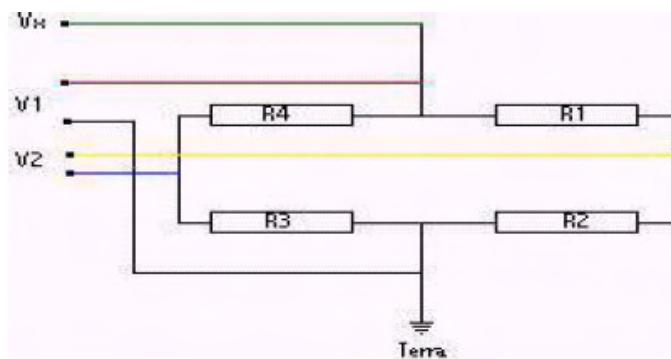


Figura 3.41 – Configuração da ponte resistiva utilizada na instrumentação.

Os sensores foram configurados para medição de deformações verticais e horizontais no sublastro e no subleito, sendo compostos pelo conjunto formado por duas calotas, confeccionados sobre uma base de resinas acrílicas confinando um extensômetro elétrico-resistivo (*strain gage* tipo KM – 120 da Kyowa).

Nas montagens, foi utilizada a resina acrílica tipo PA-154 (marca Klider, fabricada pela empresa Produtos Prima Ltda), nas proporções de 100g do componente A para cada 5g do componente B. Para se obter uma mistura homogênea dos dois componentes da resina, estes foram misturados em um bêquer de laboratório por meio de um bastão de cobre.

Após homogeneização, a resina era transferida para recipientes plásticos de 300 ml, com 8 cm de diâmetro, que serviram de molde para a confecção das bases acrílicas dos sensores. Cada calota foi formada pelo preenchimento de uma altura de 2cm de resina no molde, com um consumo de 135g de resina por calota. Ainda com a calota em estado plástico, procedeu-se à introdução do extensômetro na mesma, que era mantido alinhado verticalmente por meio de um gabarito de madeira como acessório (Figura 3.42).



Figura 3.42 – Sensor pronto e montagem utilizada para confecção dos sensores.

O processo de cura completo do dispositivo levava em torno de 5 horas e, durante todo o processo, a máxima variação de temperatura foi da ordem de 11°C. Após a cura, o dispositivo era invertido, repetindo-se todo o processo para execução da segunda base.

Os extensômetros conformam o eixo central de um dispositivo final na forma de um carretel, de forma a garantir uma rigidez uniforme ao conjunto. Tal procedimento constitui um requisito essencial para garantir confiabilidade aos registros sem implicar, entretanto, em reforços localizados na mistura de pista, introduzindo erros nas medidas (Tabatabae & Sebaaly, 1992). Esta configuração dos sensores é baseada em pesquisas efetuadas pela equipe técnica do Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da UFRGS.

3.6.2 – CALIBRAÇÃO DOS SENSORES

Como etapa prévia dos trabalhos de campo, foram efetuados procedimentos de calibração dos sensores para as medidas de deformações no campo (Figura 3.43). Para tal, utilizou-se uma caixa de madeira reforçada externamente por tirantes de aço e internamente revestida por duas camadas de lonas PVC e uma camada de óleo. Os sensores foram calibrados considerando-se os mesmos materiais (SG, EL, MP e MLE) e os mesmos arranjos definidos para as seções instrumentadas.

Nos ensaios de calibração, foram usados 3 sensores distintos para verificação do funcionamento, confiança e repetibilidade do sistema proposto, em estágios de carregamento e descarregamento completo.



Figura 3.43 – Caixa de calibração e metodologia de calibração dos sensores em laboratório.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Ensaios Mecânicos do Departamento de Engenharia Metalúrgica e Materiais da Universidade Federal de Ouro Preto. O equipamento utilizado para aplicar o carregamento e descarregamento foi uma prensa da marca Kratos, modelo K10000, com capacidade de 100kN. Para simular a distribuição de cargas do campo, foram utilizadas placas rígidas de aço dispostas na base e no topo da caixa de madeira. A velocidade do ensaio foi de 2,13 mm/min (Figura 3.44).

Para controle das condições ambientais, foram usados tanto sensores de temperatura como de umidade, termopares do tipo T e sensor eletrônico tipo CS615 ('Water Content Reflectometer'), respectivamente.



Figura 3.44 – Caixa de calibração, soquete compactador e prensa utilizados nos ensaios.

Após calibração e testes preliminares em laboratório, os sensores foram levados ao campo para instalação e monitoramento das deformações horizontais e verticais das seções do trecho experimental.

3.6.3 – INSTALAÇÃO DOS SENSORES NO CAMPO

Os dispositivos de medição foram posicionados horizontal ou verticalmente no interior do sub-lastro (ou do sub-leito), sob o trilho e o dormente da área-teste e a diferentes profundidades, após a execução normal da via (Figura 3.45). Para tal, durante a fase construtiva, foram posicionados nos locais gabaritos de madeira, posteriormente removidos para a colocação destes instrumentos. Procedimentos e cuidados especiais foram adotados nas fases de montagem, calibração e leituras destes instrumentos.



Figura 3.45 - Posicionamento dos sensores resistivos na camada de sub-lastro.

Em vista da necessidade de redução do ruído externo gerado pelo tráfego das composições ferroviárias, foram usados cabos blindados (marca 22-AWG) nas fiações. Foram também usados dutos de PVC flexível para condução dos fios dos sensores até o complemento da ponte resistiva (instalada em uma caixa de madeira posicionada na borda da via ferroviária); desta caixa intermediária até a caixa do sistema de aquisição dos dados (localizada no acostamento da via), foram usados dutos de PVC rígido para maior proteção dos cabos, sendo o aterramento feito por meio de barras de cobre.

Adicionalmente, para controle das condições ambientais no local da via, foram instalados os sensores termopares para medidas de temperaturas e sensores dielétricos eletrônicos de umidade (Figura 3.46a), inseridos nas camadas em estudo (sublastro ou subleito), sendo o sensor de umidade removido a cada leitura mensal.

O sensor de umidade utilizado foi o da marca CS615 Walter Content Reflectometer fabricado pela Campbell Scientific Inc. (Figura 3.46b). A umidade é expressa em termos do volume de água contido nos poros, sendo esta medida derivada dos efeitos das alterações geradas nas ondas eletromagnéticas pelas variações da constante dielétrica do sensor, em função da condutibilidade elétrica do solo.

O equipamento consiste em duas hastes metálicas paralelas conectadas a um circuito interno revestido por epoxi. As hastes possuem comprimentos de 30 cm, diâmetros de 3,2 mm e são espaçadas de 3,2 cm, devendo ser cravadas na camada com um mínimo de 15 cm de penetração (Figura 3.47). O tempo de resposta do sensor é de 0,7 a 1,6 ms com precisão de aproximadamente de 2%.



Figura 3.46 – (a) sensor de umidade CS615 ; (b) sensor de temperatura termopar tipo T.



Figura 3.47 – Cravação do sensor de umidade no sublastro.

A aquisição dos dados dos ensaios foi feita de forma automatizada, utilizando uma leitora do tipo Datalogger 23x (Figura 3.48) com 10 canais de leitura (padrão) e expansível até 20 canais, com tempo de aquisição de 1/100 do segundo e programação acoplada para facilitar a coleta diferenciada das leituras realizadas (registros coletados a cada 0,25 s no caso de solicitações dinâmicas). A datalogger adotada realiza medições com excelente precisão e estabilidade, não sendo necessários dispositivos amplificadores de sinais.

No decorrer da pesquisa foi desenvolvido um sistema específico de aquisição de dados que permitiu, de maneira operacional, o registro contínuo dos sinais emitidos pelos

instrumentos instalados no interior das camadas de base do trecho ferroviário experimental. As maiores dificuldades decorreram de ajustes da taxa de aquisição das leituras nos ensaios sob carregamento dinâmico, devido à variação de velocidades de tráfego das composições.

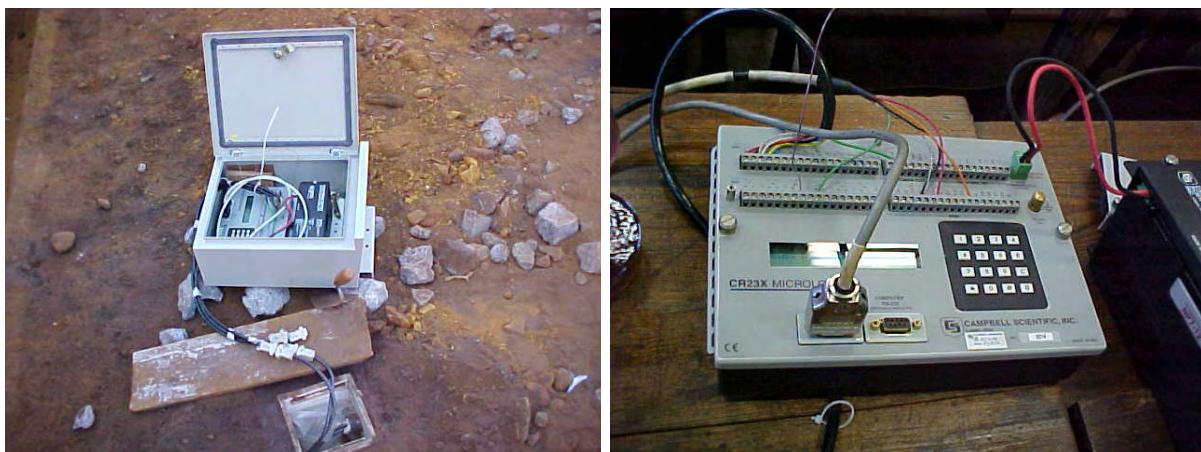


Figura 3.48 – Equipamento de leitura de campo modelo Datalogger 23 X.

Para a transferência dos dados de campo para o computador de escritório, utilizou-se um software especial (PC208W da Campbell). Na fase de tratamento e sistematização dos dados coletados, foi desenvolvido um software específico em plataforma Microsoft Access no âmbito da presente pesquisa, permitindo uma ampla variação de ajustes, manuseio, compilação e filtros destes dados (Figura 3.49).

Este programa tem as seguintes características: (i) proporciona a execução de subrotinas pré-programadas tais como seção, período, modo estático e dinâmico, unidade e intervalo; (ii) livre programação visual e gráfica dos resultados; (iii) possibilita a interface com outros aplicativos, tais como o Microsoft Excel, permitindo, assim, a fácil transferência e manuseio de tabelas e gráficos.

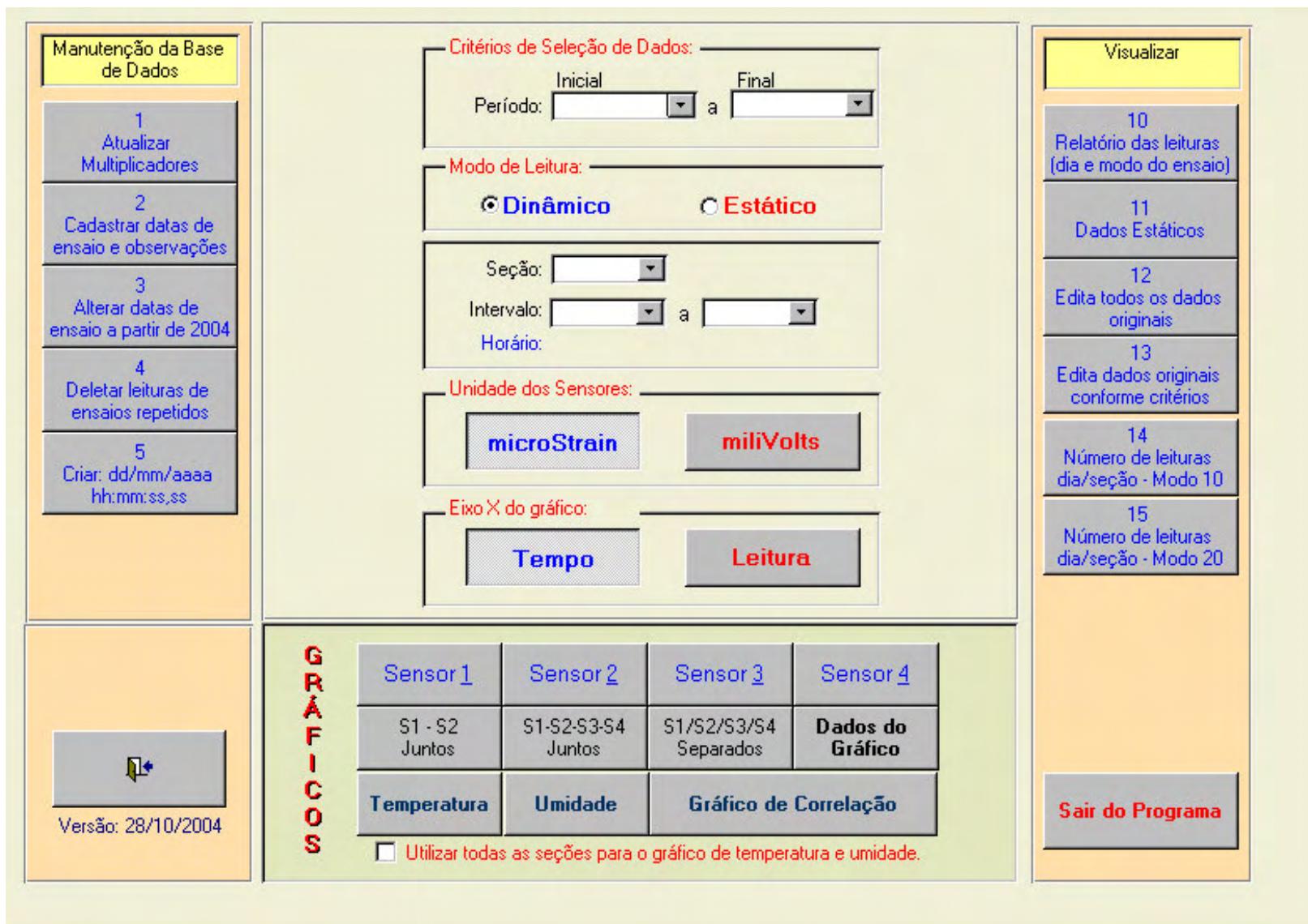


Figura 3.49 – Tela padrão do software utilizado para tratamento dos dados de campo.

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de laboratório executados ao longo de toda a pesquisa dos materiais de construção propostos e/ou efetivamente utilizados nas seções instrumentadas do trecho ferroviário experimental da EFVM. A Tabela 4.1 apresenta os quantitativos de todos os ensaios realizados.

Tabela 4.1 – Quantitativo dos ensaios de laboratório.

Ensaios	Natureza do material					Total
	Solos naturais	Estéreis	Rejeitos	Misturas	Escória	
Granulometria	3	9	3	9	4	28
LL/ LP	6	10	6	8	-	30
Tração em geotêxtil					-	20
Densidade real dos grãos	9	21	6	18	-	54
Índice de Vazios	6	9	8	6	-	29
Permeabilidade	2	2	2	2	-	8
Compactação	25	70	30	55	-	260
CBR	20	61	15	31	-	127
Cisalhamento direto	6	6	12	15	-	39
Triaxial dinâmico	2	6	2	2	-	12
Sucção	1	1	1	1	-	4
Carga Pontual - compressão	-	-	-	-	100	100
Abrasão “Los Angeles”	-	-	-	-	10	10
Calibração dos sensores	-	36	-	72	-	18
Análise Química Raio-X	8	6	4	8	4	30
Adsorção de Nitrogênio	3	3	12	12		30
Microscopia eletrônica	2	6	2	8	-	18
Solubilização/Lixiviação	-	-	9	-	-	9
Resíduos Sólidos	-	-	3	-	-	3

Em princípio, é interessante enfatizar que a região de Gongo Soco apresenta estações bem definidas de chuvas e secas (estação seca entre os meses de abril a setembro e a chuvosa, entre outubro a março), com temperatura média anual de 18°C. Nos anos de 2002, 2003 e 2004, foram observados os maiores índices pluviométricos totais (Tabela 4.2), com os registros mensais das maiores precipitações coincidindo com a construção do trecho experimental, o que provocou um relativo atraso do início do seu monitoramento.

No ano de 2004, as precipitações foram atípicas, com concentrações pluviométricas maiores e constantes em meses historicamente de menor precipitação. Com tais condições atípicas de precipitação intensa, os circuitos resistivos da instrumentação apresentaram danos e interferências sensivelmente maiores do que aquelas previstas (perda de sinal em 8 sensores até abril/2004).

Tabela 4.2 – Índices pluviométricos (mm).

Mês	2000	2001	2002	2003	2004	2005
Janeiro	-	223,10	484,43	850,57	429,90	334,40
Fevereiro	-	49,59	269,43	135,40	374,50	155,70
Março	-	137,05	111,52	131,29	105,50	
Abril	-	12,35	53,43	8,69	111,20	
Maio	-	26,99	13,17	23,33	44,50	
Junho	-	4,12	0,00	0,00	2,50	
Julho	-	16,93	0,00	0,00	55,30	
Agosto	35,70	21,40	9,61	39,79	0,00	
Setembro	89,30	82,80	59,83	17,38	0,00	
Outubro	93,60	176,57	69,17	35,22	73,60	
Novembro	306,7	308,59	211,06	170,63	172,60	
Dezembro	276,50	481,60	616,17	322,00	448,32	
Total	801,80	1541,09	1897,82	1734,30	1817,92	(490,10)

Os ensaios de laboratório, conforme exposto previamente, foram subdivididos em três fases: a primeira abordando os materiais localmente disponíveis e misturas com solos argilosos, incluindo a adição de produtos químicos (cimento e cal); a segunda compreendeu o estudo do comportamento geotécnico de misturas solos granulares-resíduos e a terceira, limitada aos materiais de construção efetivamente utilizados no trecho experimental. Nos itens seguintes, estas diferentes abordagens são apresentadas e discutidas em seqüência, de acordo com o cronograma da investigação realizado nesta pesquisa.

4.2 - FASE I: CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PRELIMINAR

Numa fase inicial do trabalho, procedeu-se à caracterização tecnológica dos resíduos de mineração mais abundantes (Fernandes et al., 2002), ou seja, os estéreis de itabiritos silicosos e dolomíticos, EIS e EID, respectivamente, coletados no “pit” da mina e o rejeito de minério de ferro, designado por RF, amostrado na praia da barragem de contenção. Estes resultados preliminares estão apresentados na Tabela 4.3.

Os resíduos dos itabiritos silicosos - EIS e dos itabiritos dolomíticos - EID são estéreis de decapagem da mina e apresentam-se bastante contaminados, com faixa granulométrica de areia e silte. Segundo o sistema de classificação da “Highway Research Board” (HRB), os estéreis EIS e EID apresentam um comportamento bom como subleito e satisfatório como base de pavimentos.

O rejeito RF do processo de tratamento do minério de ferro, por sua vez, apresenta-se como um silte arenoso com granulometria uniforme e muito fino, com comportamento estrutural deficiente em termos de material de construção de infra-estrutura de um pavimento ferroviário (valor de índice de grupo da ordem de 10).

Tabela 4.3 – Caracterização dos resíduos (rejeito e estéril) de minério de ferro.

Propriedades		EIS	EID	RF
Índices de vazios	e_{\max}	0,61	0,72	1,40
	e_{\min}	0,34	0,35	0,90
Limite de liquidez		28,50	37,80	16,41
Limite de Plasticidade		NP	NP	NP
Índice de Plasticidade		NP	NP	NP
Distribuição granulométrica	% Argila	0	5	11
	% Silte	38	12	74
	% Areia	62	23	15
	% Pedregulho	0	60	0
$D_{10}(\text{mm})$		0,035	0,02	0,001
$D_{30}(\text{mm})$		0,059	0,2	0,019
$D_{60}(\text{mm})$		0,075	15	0,04
IG (Índice de grupo)		0,6	0	10
Classificação HRB		A-2-4	A-2-4	A-4
Classificação USC		SM	SM	ML
Classificação expedita		Areia siltosa	Areia siltosa	Silte arenoso
% passante na #200		38,00	17,00	85,00

Neste sistema de classificação, os solos A-2 são indicados para estabilização com ligante tipo cimento e cal, o que, em princípio, seria possível para ambos os estéreis analisados. Em termos dos valores dos índices de grupo, porém, parâmetro que permite aferir de forma consistente a contribuição da fração fina (silte e argila) presente no solo, verifica-se que o estéril EID tende a apresentar um melhor comportamento estrutural.

Por outro lado, a classificação dos materiais pelo Sistema Unificado, verifica-se que o estéril EID apresenta granulação grossa, enquanto o estéril EIS e o rejeito RF possuem granulação fina. No que tange à plasticidade e compressibilidade, os valores representativos destas características para EIS, EID e RF determinam uma baixa compressibilidade e uma

condição não plástica. O valor do limite de liquidez (LL) do estéril EID sugere uma boa condição para mistura com solo fino local.

Com base nestes resultados, definiu-se pela utilização do estéril EID em misturas com um dado solo natural, de forma a caracterizar o potencial do comportamento geotécnico de tais misturas a partir de processos de estabilização granulométrica e química (com adição de porcentagens de cal ou cimento). Neste intuito, foi escolhido um solo residual de itabirito, fino e argiloso, disponível no próprio campus da Universidade Federal de Ouro Preto (designado neste trabalho como SRA). Em paralelo, foram testados alternativamente outros materiais disponíveis localmente, como os estéreis dos bota-foras (materiais EBF-1 e EBF-2). Os resultados dos ensaios de caracterização, incluindo-se os ensaios de compactação e de CBR, para estes materiais estão apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Propriedades geotécnicas dos resíduos estabilizados.

Amostras	G_s	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$w_{ótima}$ (%)	CBR (%)	Expansão (%)
EIS	4,224	21,50	14,19	54	0,115
EBF-1/2	3,450	18,25	12,50	12	0,077
EID	4,117	19,10	20,00	39	0,063
SRA	3,034	16,80	25,80	30	0,038
ME25	3,139	16,55	25,20	46	0,077
ME50	3,136	17,30	24,50	36	0,115
ME75	3,325	18,35	21,00	53	0,168
ME98-cal	3,153	22,70	8,50	73	0,029
ME94-cim	3,029	22,78	11,00	-	0,048
ME98-cim	3,015	22,71	11,60	131	0,043
RF	4,675	28,30	11,80	52,17	0,360

Pela análise dos resultados dos ensaios de determinação dos índices físicos, granulometria e compactação, constata-se que os resíduos são granulares, com formas predominantemente irregulares. A densidade real dos grãos apresenta valores altos condicionados à presença de ferro. Os valores da expansão são inferiores a 0,5%. A adição de cal e cimento apresentou excelentes resultados. Nos resíduos e nas misturas, o valor do índice de CBR foi significativamente condicionado pela presença de ferro, enquanto as curvas de compactação dos materiais de construção tenderam a se mostrar irregulares. As principais conclusões destes estudos podem ser resumidas nos seguintes pontos:

- Os resíduos são granulares e apresentaram granulometria predominante entre silte e areia, sendo praticamente inertes, com valores de expansão muito pequenos.
- A densidade dos grãos está diretamente relacionada à presença de ferro (Fe), ou seja, quanto maior a porcentagem de ferro, maior a densidade dos grãos (Figura 4.1a).

- Os índices de vazios (máximo e mínimo) foram diretamente influenciados pelo teor de ferro presente no material; assim, maior porcentagem de ferro implicou em maiores valores de índices de vazios (Figura 4.1b).
- Melhoria da estabilidade e da trabalhabilidade da mistura: o peso específico máximo da mistura tende ao valor do peso específico do estéril e a umidade ótima comporta-se inversamente, ou seja, diminui ao se aumentar a porcentagem do estéril, tendendo também ao valor da umidade ótima do estéril (Figura 4.2).
- Na modificação das energias de compactação, ocorreram ganhos de resistência e de estabilidade, ao se passar da energia de compactação do Proctor Normal para as energias correspondentes aos ensaios de Proctor Intermediário e Proctor Modificado. Verificou-se um pequeno aumento do peso específico máximo e uma redução correspondente da umidade ótima (Figura 4.3).

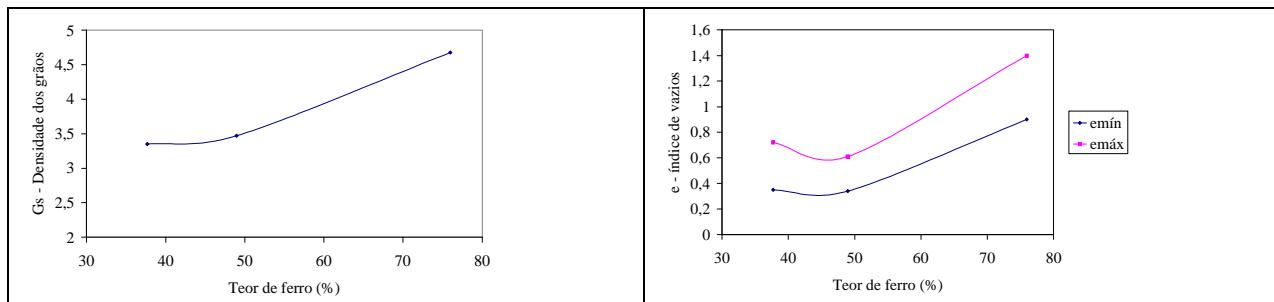


Figura 4.1 – Influência do teor de ferro na densidade dos grãos e nos índices de vazios.

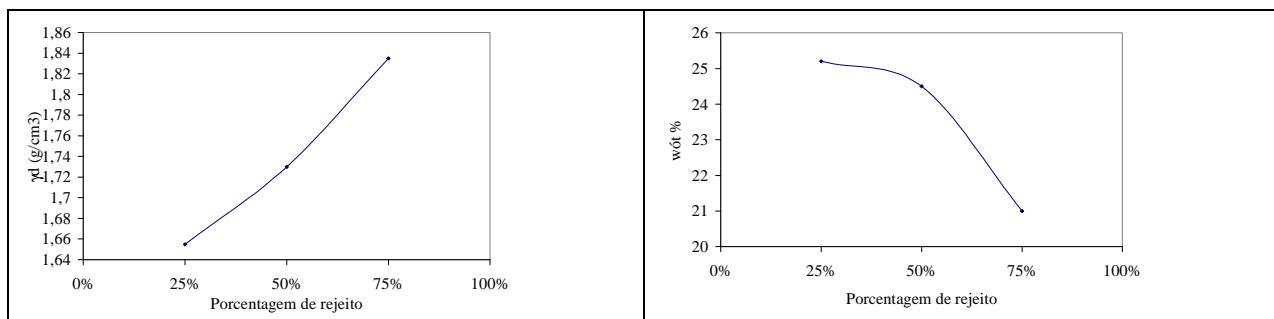


Figura 4.2 – Influência da adição de rejeito nos parâmetros γ_d e w_{0t} da mistura EID – SRA.

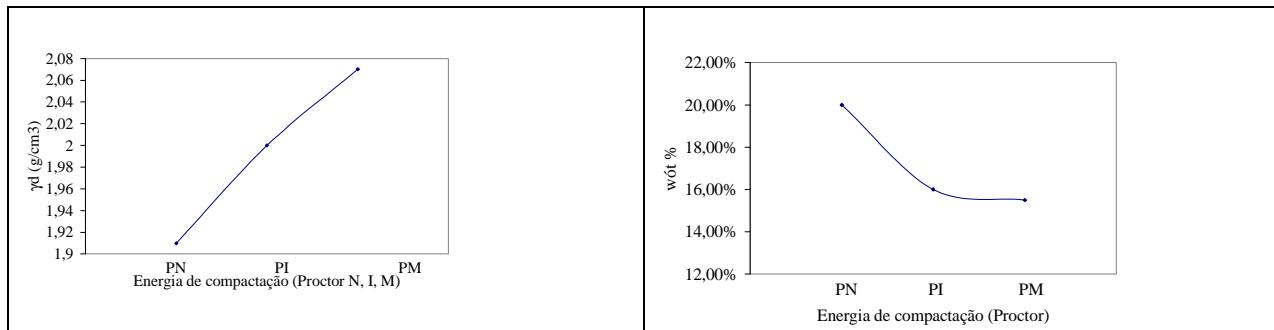


Figura 4.3 – Variação de γ_d e w_{0t} da mistura EID–SRA com a energia de compactação.

Tabela 4.5 – Análise química dos materiais de construção.

Amostra	Fe	SiO ₂	Al ₂ O ₃	P	Mn	TiO ₂	Ca	Mg	Ppc
EIS	48,935	36,18	1,315	0,183	0,234	0,054	0,016	0,089	12,99
EID	37,68	48,86	2,07	0,292	0,420	0,136	0,014	0,092	10,44
RF	75,945	5,125	1,520	0,061	1,215	0,159	0,021	0,400	15,55

4.3 - FASE II: CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS MISTURAS-PADRÃO

O conjunto de dados e análises implementadas na primeira etapa da investigação experimental, para definição dos materiais a serem utilizados na construção da infra-estrutura da via ferroviária, permitiu a avaliação do potencial de aplicação dos resíduos de mineração neste tipo de obra, bem como o descarte de algumas possibilidades de misturas. Neste sentido, buscou-se implementar novas combinações destes resíduos com solos mais granulares e disponíveis localmente (solo SG), conformando as chamadas misturas-padrão estudadas numa segunda fase da presente pesquisa. Tais estudos permitiram incluir como componente destas misturas o material fino que constitui o rejeito de minério de ferro (RF).

Os resultados dos ensaios da segunda fase do programa experimental foram apresentados por Fernandes et al. (2004), tendo sido tratados os materiais de construção em misturas estabilizadas granulometricamente (Figura 4.4). As misturas foram constituídas por proporções de 25%, 50% e 75% do rejeito RF (granulometria caracterizada por 85,43% passante pela peneira 200) como o solo granular SG (granulometria caracterizada por 45% passante pela peneira 200).

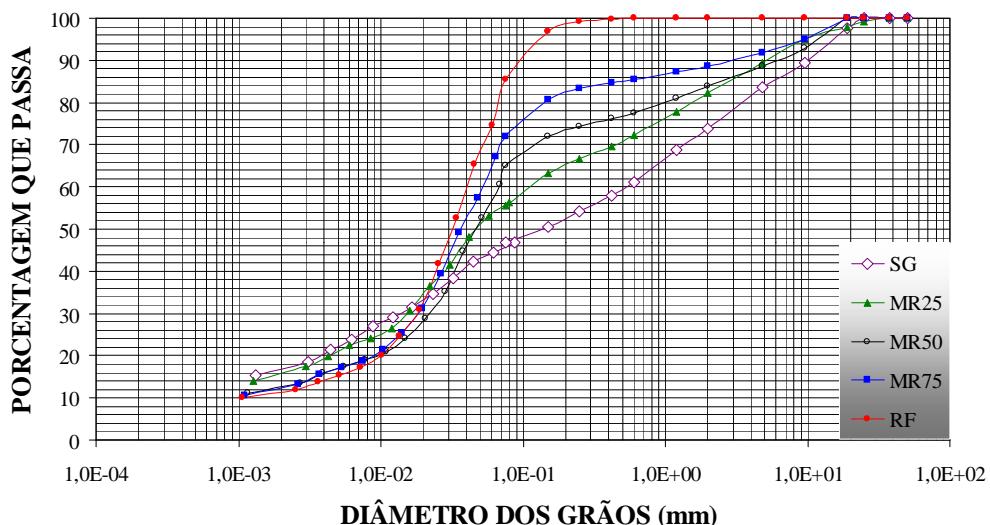


Figura 4.4 – Curvas granulométricas dos materiais RF, SG, MR25, MR50 e MR75.

Nas misturas, observou-se uma boa interação entre o rejeito e o solo granular local. É importante notar que, a partir da análise das curvas granulométricas, tornou-se possível obter parâmetros para avaliar o efeito da distribuição granulométrica no comportamento e trabalhabilidade dos diferentes tipos de material. A Tabela 4.6 apresenta os parâmetros característicos de granulometria e as classificações geotécnicas dos materiais estudados nesta etapa do trabalho.

Tabela 4.6 – Sistemas de classificação e composição granulométrica.

Propriedade	RF	SG	MR25	MR50	MR75
Argila (%)	11	16	15	12	12
Silte (%)	74	29	41	53	60
Areia (%)	15	39	33	24	20
Pedregulho (%)	0,0	16	11	11	8
% passante #200	85,43	45	56	65	72
IG (Índice de grupo)	10	2	4,2	6	7,4
Classificação HRB	A-4	A-5	A-4	A-5	A-4
Classificação USC	ML	SM	ML	ML	ML
Classificação Expedita	Silte arenoso	Areia silto-argilosa	Silte arenoso	Silte arenoso	Silte arenoso

Na compactação, adotou-se como padrão a energia do Proctor Intermediário, constatando-se a influência e o entrosamento das partículas de ferro no arranjo estrutural da mistura. O CBR foi executado no ramo seco, no ramo úmido e na umidade ótima com diferentes teores de rejeito. Observou-se uma tendência de máximo valor de CBR para as condições de uma mistura em proporções idênticas de rejeito e de solo natural (Tabela 4.7).

Tabela 4.7 – Resultados obtidos para os resíduos e misturas.

Amostra	G_s (g/cm ³)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$w_{ótima}$ (%)	CBR (%)	Expansão (%)
RF	4,670	28,40	11,70	57,12	0,32
SG	3,193	17,05	24,70	65,70	0,21
MR25	3,430	18,53	23,00	49,00	0,17
MR50	4,013	22,05	17,80	59,60	0,14
MR75	4,376	25,15	14,50	21,60	0,31

Analizando os dados dos ensaios apresentados nas Tabelas 4.6 e 4.7, constata-se que é viável o uso do rejeito de minério de ferro em mistura com solo granular, disponível na faixa de implantação do ramal e utilizando-se procedimentos de estabilização granulométrica, obtendo-se um desempenho compatível com as especificações de projeto.

As Figuras 4.5 a 4.9 mostram a influência do teor de rejeitos em algumas propriedades geotécnicas das misturas-padrão.

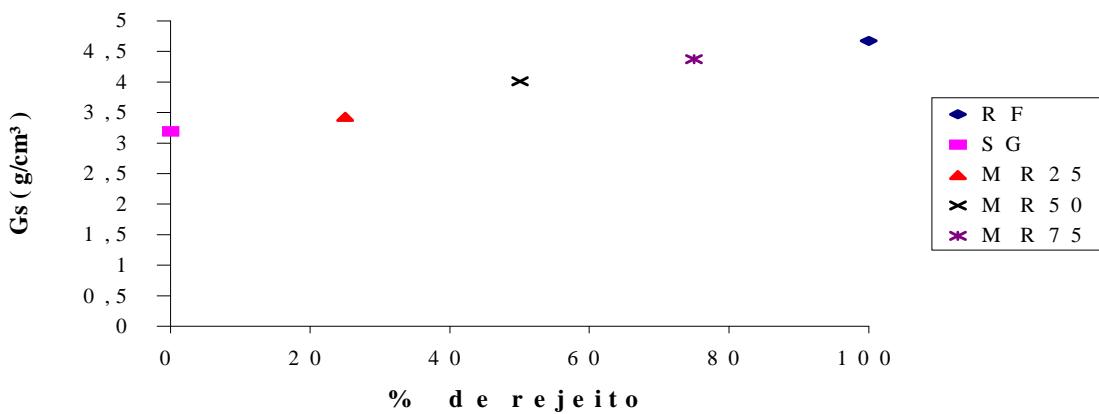


Figura 4.5 – Influência do teor de rejeito na densidade dos grãos.

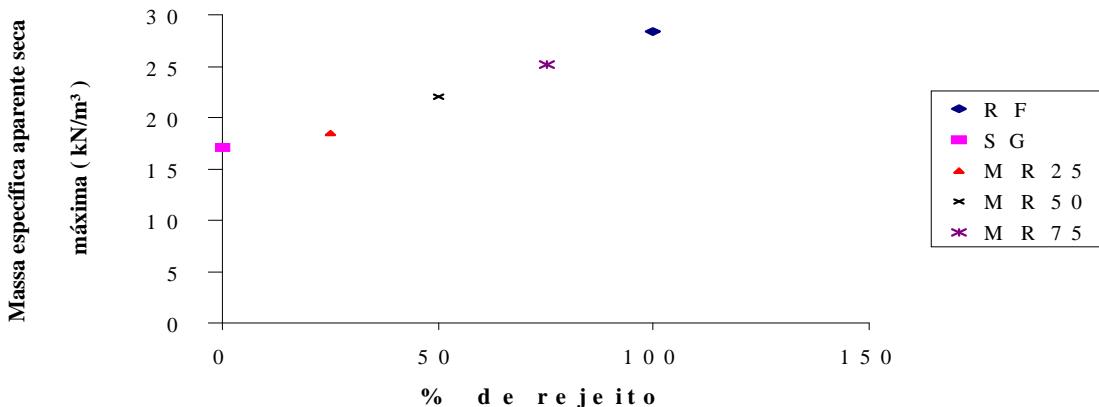


Figura 4.6 – Evolução de $\gamma_{dmáx}$ com o aumento do teor de rejeitos na mistura.

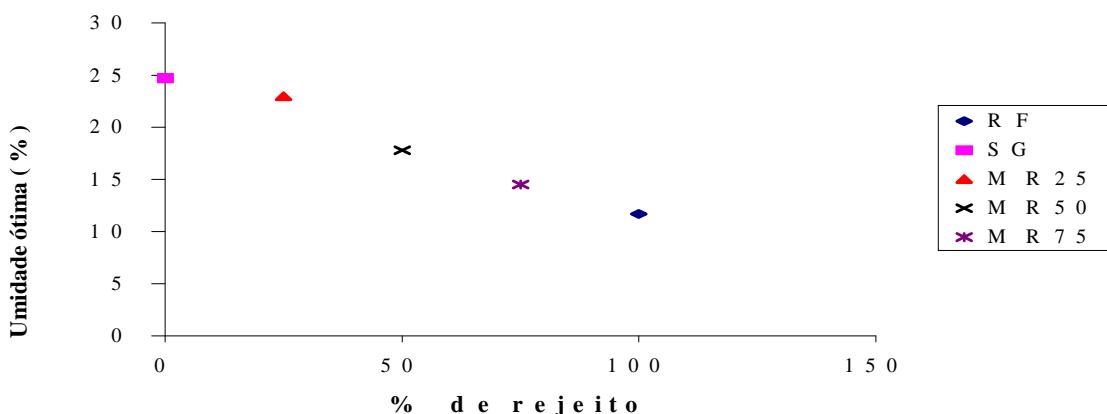


Figura 4.7 – Variação da umidade ótima com o teor de rejeito.

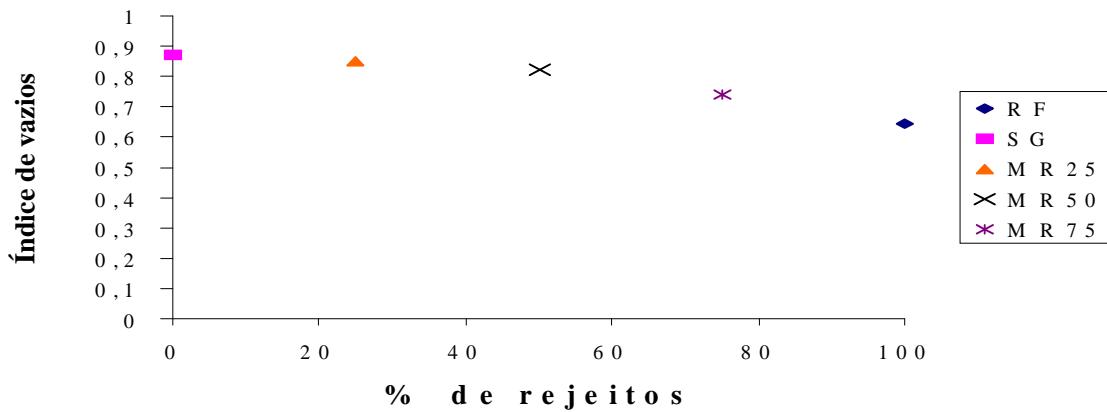


Figura 4.8 – Variação dos índices de vazios com o teor de rejeito.

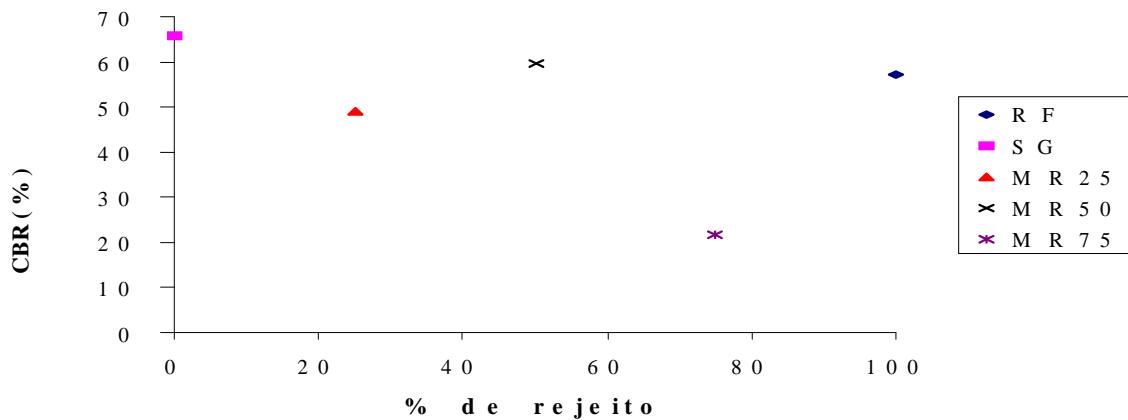


Figura 4.9 – Variação dos valores do CBR com o teor de rejeito.

Estas correlações evidenciam uma influência bastante significativa da proporção dos rejeitos relativamente às propriedades geotécnicas das misturas. Estes resultados demonstram ganhos de estabilidade e da trabalhabilidade da mistura com o aumento da quantidade de rejeitos, gerando materiais com comportamento mais adequado à técnica de compactação. Em relação aos valores obtidos de CBR, constata-se que é necessário obter-se um adequado equilíbrio entre os componentes da mistura, de forma a resultar em um melhor arranjo estrutural entre as partículas sólidas.

4.3 - FASE III: CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DAS MISTURAS DE PISTA

Finalmente, com base no estudo das misturas-padrão, foram realizados as análises finais e estudos complementares para a caracterização geotécnica completa dos materiais efetivamente utilizados nas misturas de pista.

4.3.1 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO

Nesta fase da pesquisa, foram consolidados como materiais de construção o rejeito de minério de ferro e o estéril da mina (materiais RF e EID, respectivamente). Em princípio, estes materiais seriam, então, estabilizados granulometricamente com o solo granular local (solo SG) para conformar as misturas de pista. Entretanto, julgou-se oportuno incluir, no trecho experimental estudado, o mesmo material adotado na construção do restante do ramal ferroviário, para fins de uma comparação mais realista. Este material – um cascalho laterítico designado como EL – era também um estéril da mina, relativamente abundante, e foi integrado à mistura de pista efetivamente utilizada na obra (material MP).

A Figura 4.10 e a Tabela 4.8 apresentam as curvas granulométricas e índices destes materiais, respectivamente, correlacionadas a de outros materiais, investigados previamente e tomados como referência. O estéril -laterita apresenta uma curva granulométrica ampla e bem graduada, sendo tipicamente um cascalho arenoso (com 49% de pedregulho e 40% de areia), favorecendo a interação das partículas finas à matriz granular do material. O rejeito de minério de ferro, ao contrário, é tipificado por uma granulometria relativamente uniforme, com predominância da fração siltosa.

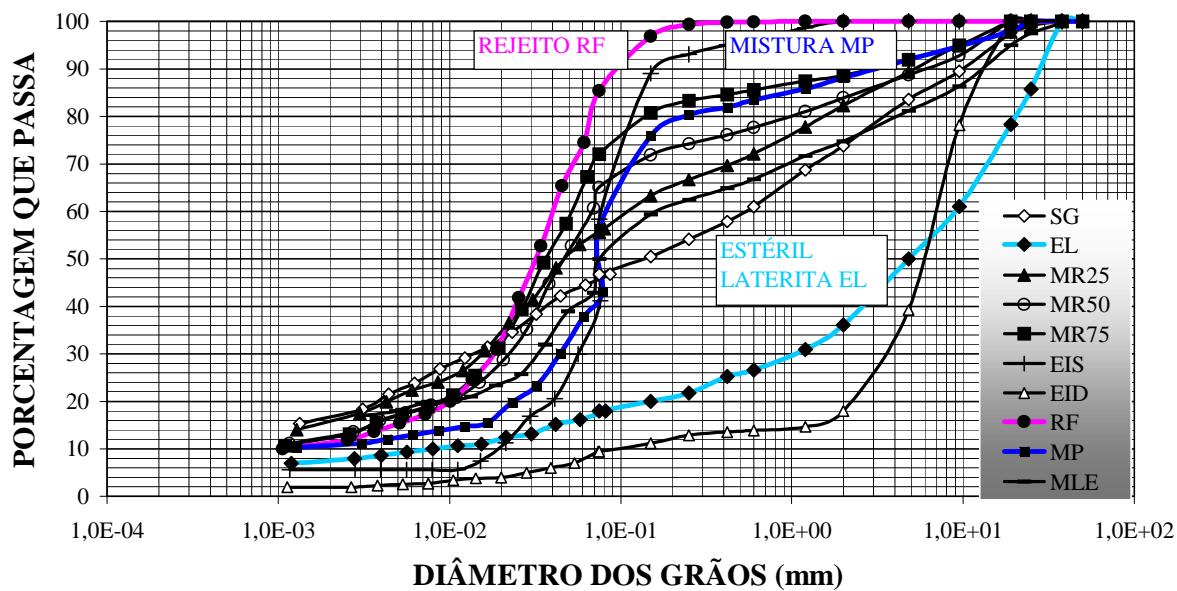


Figura 4.10 – Curvas granulométricas dos materiais estudados.

Na mistura de pista (MP), buscou-se uma curva que apresentasse um melhor comportamento estrutural, ou seja, reduziu-se a fração de argila e de silte e aumentou-se a fração areia, de forma a ser esta a fração predominante e influenciadora no comportamento geotécnico do material resultante.

Portanto, para a curva granulométrica da mistura de pista, adotou-se uma distribuição granulométrica intermediária entre as curvas das misturas estudadas, correspondente a um material com as seguintes proporções: 25% de RF, 25% de EL e 50% de SG, buscando-se uma curva próxima à do solo SG e com comportamento médio entre os materiais RF e EL.

Tabela 4.8 – Características gerais dos materiais estudados.

Material	G_s	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	Classificação			e_{\min} / e_{\max}
						HRB	USC	BPR	
SG	3,193	16	29	39	16	A-5 Solo siltoso	SM Areia Siltosa	A-4 IG = 2	0,878/1,176
MR25	3,43	15	41	33	11	A-4 Solo Siltoso	ML Silte	A-4 IG = 4,2	0,85/0,91
MR50	4,03	12	53	24	11	A-5 Solo Siltoso	ML Silte	A-4 IG = 6	0,84/0,99
MR75	4,376	12	60	20	8	A-4 Solo Siltoso	ML Silte	A-4 IG = 7,4	0,76/0,93
MP	4,29	11	31	51	7	A-2.4 Areia Siltosa	SM Areia Siltosa	A-4 IG = 1,4	0,11/0,30
EL	3,95	8	35	40	49	A-1.a Areia e pedregulho	GW- GC Pedre-Gulho	A-1 IG = 0	0,261/0,448
EIS	4,224	0	38	62	0	A-4 Areia Siltosa	SM Areia Siltosa	A-4 IG = 0,6	0,34/0,61
EID	4,117	5	12	23	60	A-1.b Areia Siltosa	SM Areia Siltosa	A-1 IG = 6	0,35/0,72
RF	4,675	11	74	15	0	A-4 Silte	ML Silte	A-5 IG = 10	0,65/0,80

O estudo do enquadramento das distribuições granulométricas dos diferentes materiais analisados com as faixas de graduação recomendadas pelo DNIT, para fins de estabilização granulométrica, está sistematizado na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Enquadramento das curvas granulométricas com as especificações do DNIT.

Amostra	SG	EL	MR25	MR50	MR75	MP	EIS	EID	RF
Faixa	F	B	F	F	F	E e F	NA	C	NA
Granulometria (mm)	25,4 – 0,074	50,8 – 0,074	25,4 – 0,074	25,4 – 0,074	25,4 – 0,074	25,4 – 0,074		25,4 – 0,074	

NA: não atende às especificações das faixas granulométricas.

A Figura 4.11 apresenta as curvas típicas de compactação associadas a estes mesmos materiais, obtidas para uma energia de compactação correspondente ao ensaio de Proctor Intermediário, contemplando uma ampla faixa de valores de densidades e de umidade ótimas (máxima para o solo granular SG e mínima para a mistura de pista MP). Os parâmetros de compactação estão sistematizados na Tabela 4.10.

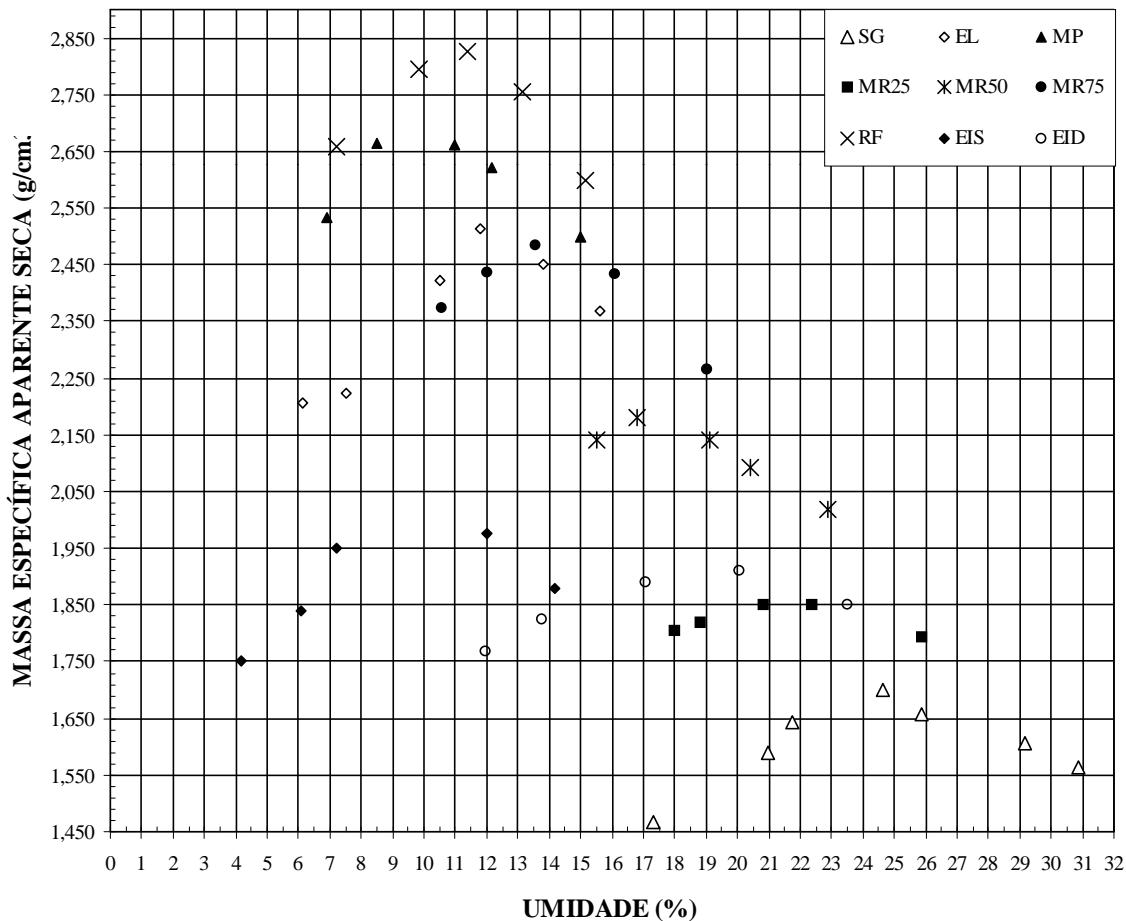


Figura 4.11 – Curvas de compactação dos materiais estudados.

Tabela 4.10 – Parâmetros de compactação dos materiais estudados.

Propriedades	SG	MR25	MR50	MR75	MP	EL	EIS	EID	RF
CBR (%)	65,70	49,00	59,60	21,60	105,77	125,00	54,00	39,00	52,17
expansão (%)	0,21	0,17	0,14	0,31	0,08	0,06	0,115	0,063	0,32
$\gamma_{dmáx}$ (kN/m³)	17,00	18,55	21,90	25,05	27,30	25,40	21,50	19,10	28,30
wót (%)	24,60	22,00	17,40	14,40	9,53	12,22	14,19	20,00	11,80
D ₅₀ (mm)	0,61	0,046	0,046	0,036	0,071	4,800	0,071	5,800	0,032

Estes resultados demandaram uma pesquisa específica em relação às características de resistência e de estabilidade dos materiais em diferentes condições de umidade, quantificadas por meio de uma série de ensaios CBR, realizados sobre amostras correspondentes aos ramos seco e úmido das curvas obtidas. Os resultados destas análises estão apresentados na Figura 4.12.

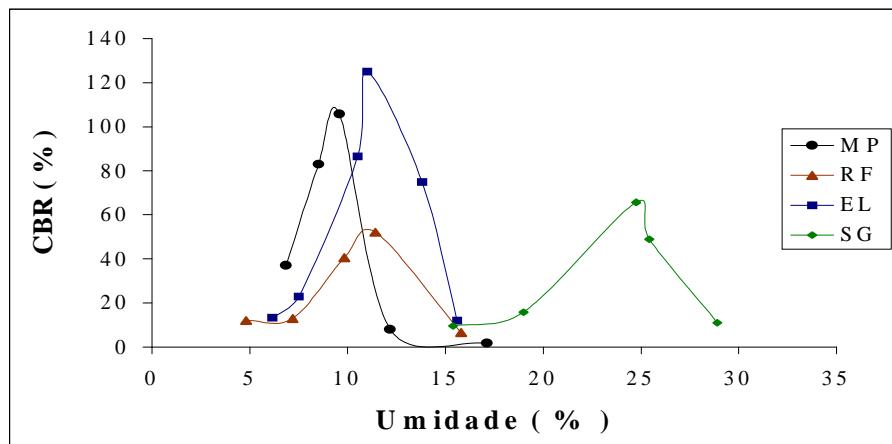


Figura 4.12 – Variação dos valores de CBR com a umidade para os materiais estudados.

Verificou-se, nos ensaios realizados, variações muito bruscas dos valores de CBR com o acréscimo das umidades (ramo seco e ramo úmido das curvas de compactação), tanto para os estéreis como para o rejeito e as diferentes misturas, fato atípico ao que ocorre comumente no caso de ensaios em solos (Figura 4.12). Além disso, há uma tendência clara de oscilação de valores na caracterização formal da umidade ótima, sendo mais representativa desta condição uma ‘faixa de umidades ótimas’, devido a estas variações sensíveis de comportamento com pequenas alterações da quantidade de água presente no solo.

Assim, a determinação de uma umidade ótima característica para estes materiais (Figura 4.12) é essencialmente convencional, estipulada como um valor médio da faixa potencial referida anteriormente. Neste sentido, é fundamental a necessidade de um controle rigoroso das umidades de compactação e a formalização de especificações técnicas muito mais rigorosas do que aquelas adotadas comumente na compactação de materiais naturais (tipicamente, variações da umidade ótima na faixa de $\pm 0,5\%$). Verificou-se ainda uma acentuada quebra dos grãos após a compactação.

Com base nos resultados anteriores, concluiu-se pelo traço final da mistura de pista MP incorporando proporções distintas dos materiais SG, EL e RF, que passaram, então, a ser o objeto específico de ensaios especiais e mais direcionados à avaliação do comportamento geotécnico dos mesmos no contexto de uma via ferroviária.

A mistura de pista apresenta qualidade aceitável para material de uso em camadas de sublastro e subleito de estruturas de sistemas ferroviários. Este material mostrou-se bem compacto quando testado em laboratório com diversas técnicas de compactação. Estes testes tiveram o objetivo de definir o método de compactação a ser utilizado no campo e a eficiência dos métodos foi aferida por meio do controle dos índices de vazios finais. Como conclusão final, propôs-se a utilização de rolos compactadores vibratórios lisos ou de pneus com pressões variadas.

Como etapa prévia destes estudos especiais, procedeu-se a ensaios para determinação da condutividade hidráulica destes materiais, na condição ótima de compactação, com os valores obtidos sendo apresentados na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Condutividades hidráulicas dos materiais estudados.

Materiais	SG	EL	MP	RF
Cond. Hidráulica (cm/s)	$5,5 \times 10^{-6}$	$1,9 \times 10^{-6}$	$2,7 \times 10^{-5}$	$3,2 \times 10^{-5}$

4.3.2 CLASSIFICAÇÃO MCT EXPEDITA

Os materiais de construção da mistura de pista foram submetidos aos procedimentos de classificação pela metodologia MCT Expedita, com os resultados apresentados na Tabela 4.12 a seguir.

Tabela 4.12 – Parâmetros da Metodologia MCT Expedita para os materiais de construção.

Identificação	w (%)	R	Desagregação	Tempo de absorção (min)
SG	35,19	3	total	Após 1,47 min
EL	21,72	3	total	Após 1,09 min
MP	15,98	1	total	Após 1,18 min
RF	16,56	1	total	Após 0,25 min

Os valores dos índices obtidos e a consequente classificação dos materiais pelo sistema MCT Expedito ratifica a condição da mistura de pista MP como material adequado e indicado para aplicações em camadas da infra-estrutura de sistemas viários. Por outro lado, observou-se uma boa concordância na equivalência das caracterizações geotécnicas da mistura de pista pelos sistemas MCT, USC e HRB (Tabela 4.13).

Tabela 4.13 – Resultados da Metodologia MCT Expedita para os materiais de construção.

Identificação	Grupo MCT			Descrição	Comportamento para uso em obras viárias	Equivalência	
	c'	Penetração P (mm)	Grupo MCT			USC	AASHO
SG	0,71	5	NS'	Siltoso não laterítico	Subleito→ médio	SM/CL ML/MH	A-4; A-5; A-7
EL	0,5	1	LA'	Arenoso laterítico	Base→ elevada	SC	A-2; A-4
MP	0	5	NA	Areia não laterítica	Sub-lastro + Sub-base + reforço→ média	SM/SP	A-2
RF	0,2	5	NS'	Siltoso não laterítico	Subleito → médio	ML/SM CL/MH	A-4; A-5; A7

Os resíduos da mineração de ferro apresentam uma elevada resistência a seco e desagregam muito facilmente em presença de água. A reabsorção das pastilhas por capilaridade ocorreu num intervalo de tempo muito pequeno. Não foram observados efeitos de contração ou de redução da penetração (parâmetro p) com o aumento da umidade de moldagem.

A desagregação verificada nos materiais de construção indica a necessidade de confinamento das camadas construídas com estes materiais e torna-se fundamental a existência de um projeto criterioso de drenagem superficial e profunda. A rapidez na absorção de água e as conseqüentes alterações das magnitudes de sucção sugerem moderação e cautela no entendimento do comportamento estrutural destes materiais em sistemas não impermeabilizados como os ferroviários.

4.3.3 CURVAS CARACTERÍSTICAS

Foram determinadas também as curvas características para os materiais de construção. Adotou-se como metodologia para moldagem dos corpos de prova o processo de compactação de pequena escala do Sistema MCT, sob uma energia equivalente à do Ensaio de Proctor Intermediário, utilizando-se o soquete pesado para as condições dos materiais na umidade ótima e no peso específico aparente seco máximo obtidos no campo.

As Figuras 4.13 a 4.20 apresentam as curvas características obtidas, plotadas em termos de sucção (kPa) versus teor de umidade e da sucção (em pF logaritmo da sucção, expresso em cm de coluna d'água) em função do grau de saturação, respectivamente.

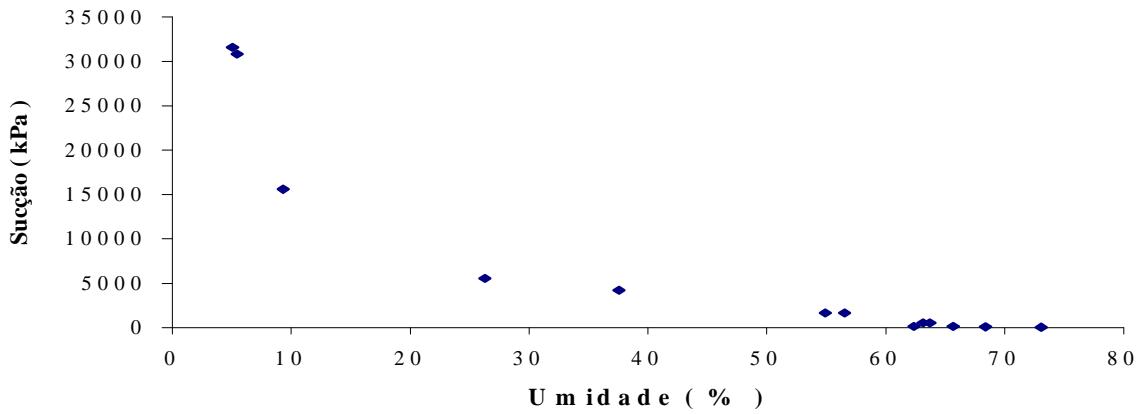


Figura 4.13 – Curva Característica do solo granular SG - Sucção x umidade.

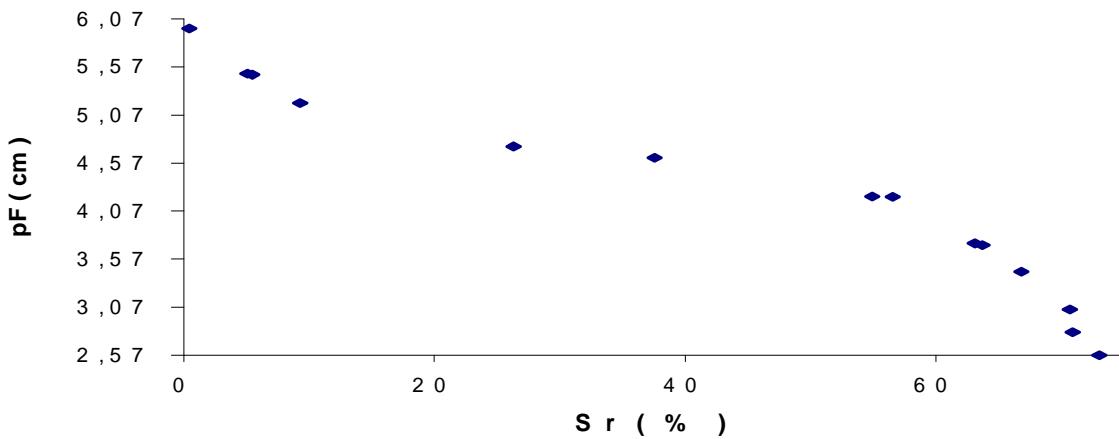


Figura 4.14 – Curva Característica do solo granular SG – Sucção (pF) x grau de saturação.

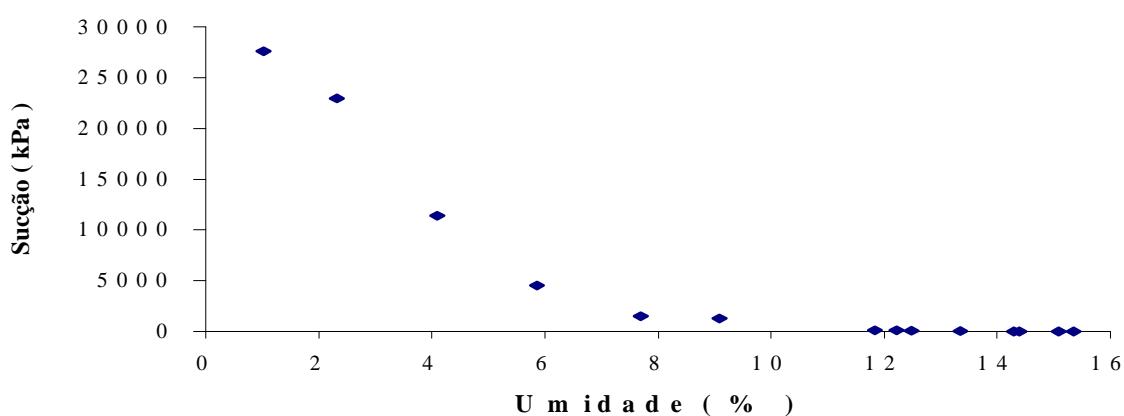


Figura 4.15 – Curva Característica do estéril-laterita EL - Sucção x umidade.

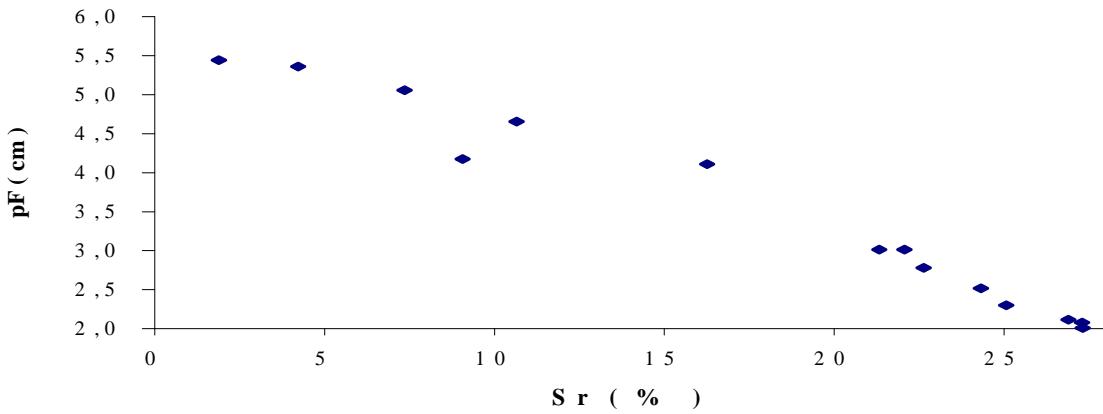


Figura 4.16– Curva Característica do estéril-laterita EL - pF x grau de saturação.

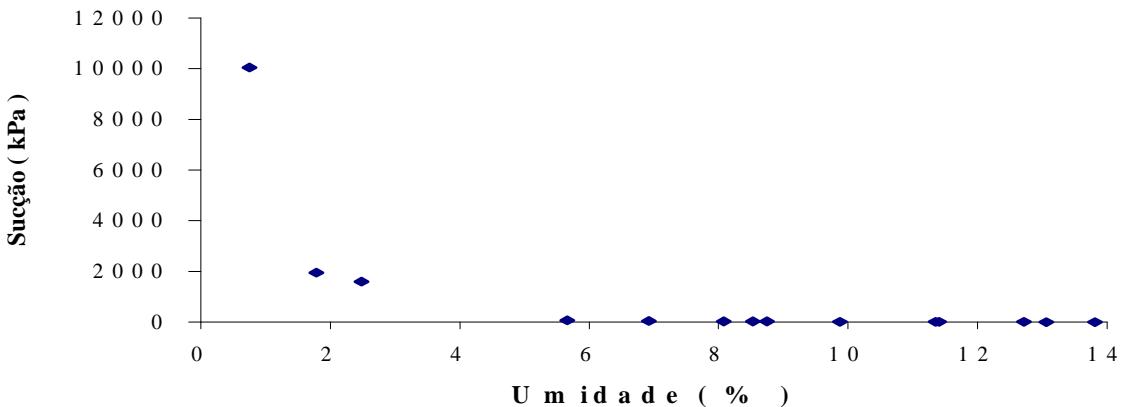


Figura 4.17 – Curva Característica do rejeito de ferro RF – Sucção x umidade.

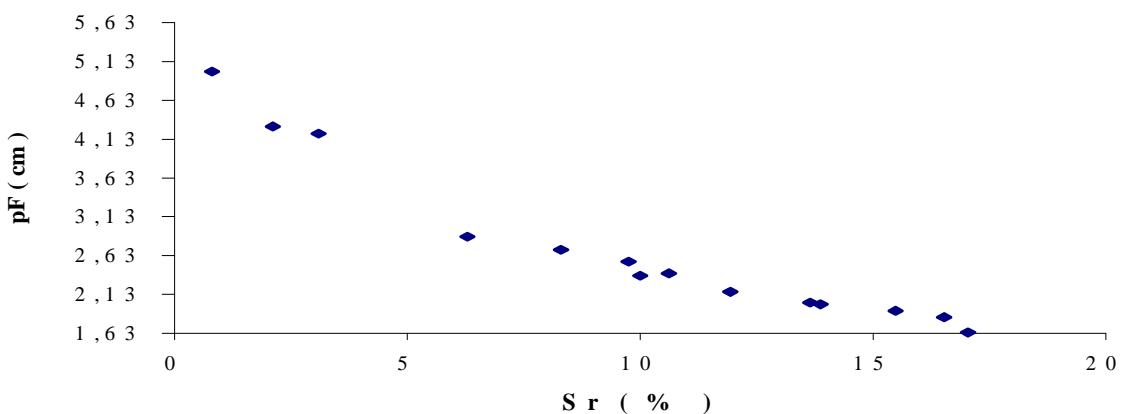


Figura 4.18 – Curva Característica do rejeito de ferro RF – pF x grau de saturação.

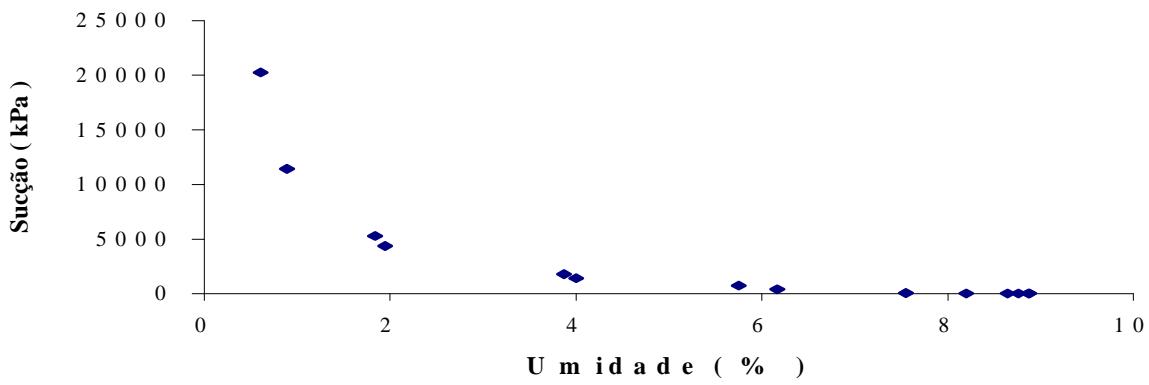


Figura 4.19 – Curva Característica da mistura de pista MP – Sucção x umidade.

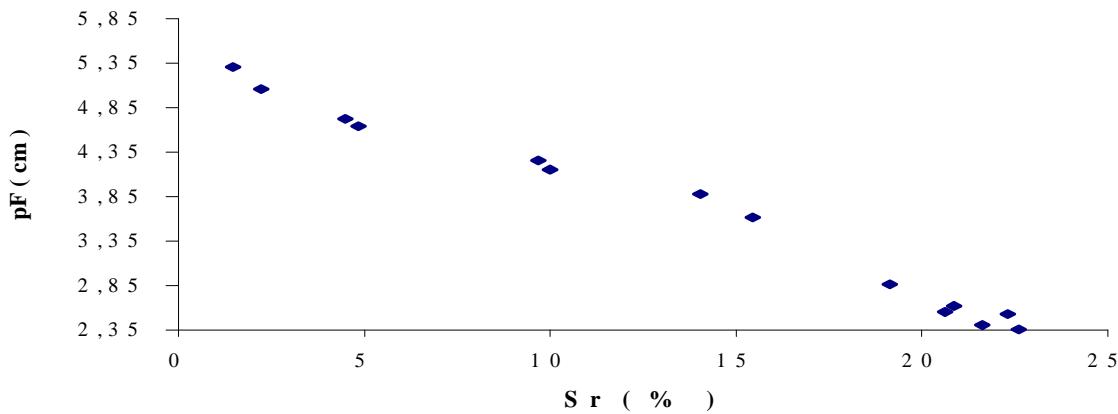


Figura 4.20 – Curva Característica da mistura de pista MP – pF x grau de saturação (%).

As figuras 4.21 e 4.22 apresentam as curvas características dos 4 materiais estudados em conjunto, em termos das duas correlações expostas anteriormente.

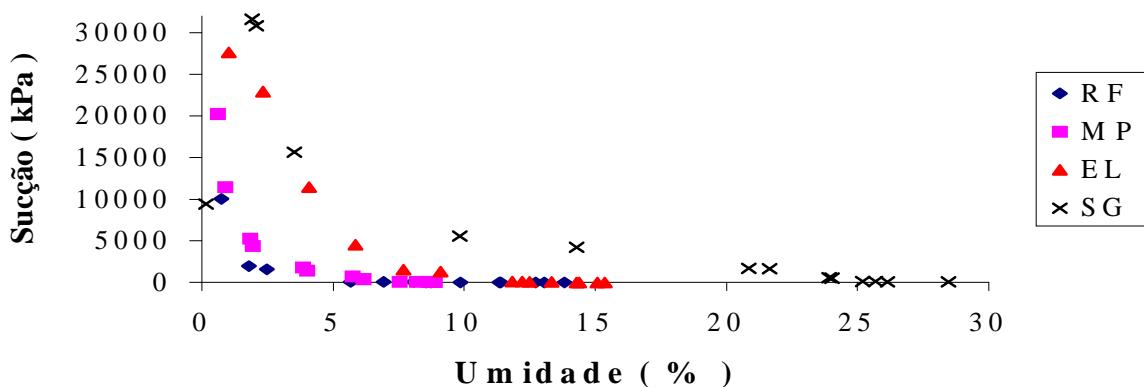


Figura 4.21 – Curvas características dos materiais de construção (SG, EL, MP e RF) curvas sucção x umidade.

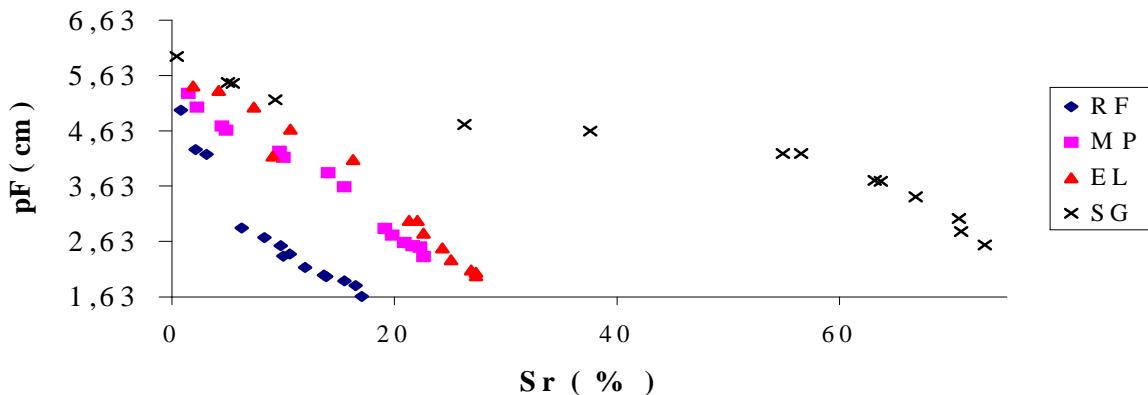


Figura 4.22 – Curvas características dos materiais de construção (SG, EL, MP e RF)
Curvas $pF \times$ graus de saturação.

De uma forma geral, as curvas obtidas tanto para os estéreis como para o rejeito de minério de ferro, mostram uma grande susceptibilidade à presença de água. Na comparação das curvas, observa-se claramente a influência específica das proporções diferenciadas das frações presentes de argila, silte e areia. Verifica-se que a succção diminui muito para umidades maiores de 6% e para valores de graus de saturação acima de 30%. Os valores limites de succção obtidos para os materiais estudados foram: SG (31.589 kPa e 519 kPa), EL (27.680 kPa e 103,7 kPa), MP (20.243 kPa e 33,8 kPa) e RF (10.050 kPa e 6,8 kPa).

Camapum & Leroueil (2000) propuseram formular as curvas características em termos de correlações entre ($e \times pF$) e os valores de saturação. O objetivo desta técnica é o de avaliar o comportamento dos materiais em função da succção e dos índices de vazios. A Figura 4.23 apresenta as curvas características transformadas dos materiais de construção utilizados na mistura de pista.

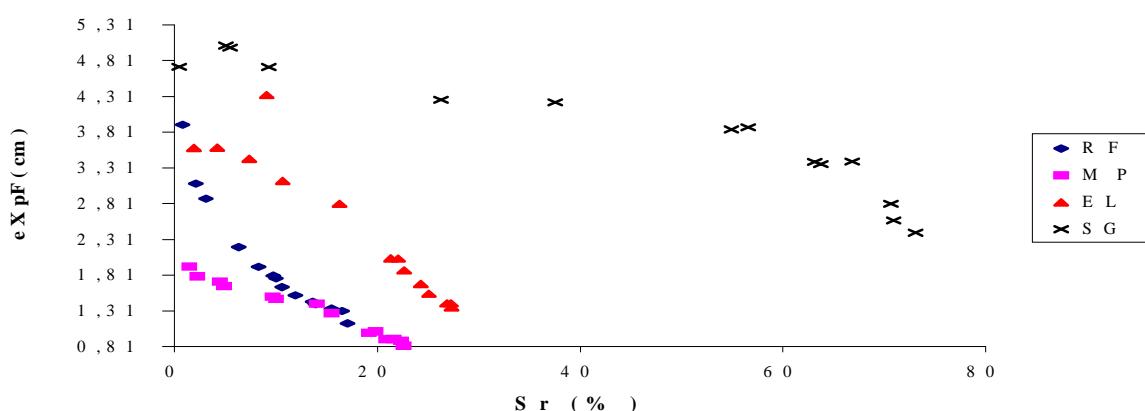


Figura 4.23 – Curvas características transformadas - $(e \times pF) \times$ graus de saturação.

Para as curvas transformadas, verifica-se que, para todas as curvas obtidas, ocorreram reduções dos valores de sucção, sendo estas mais acentuadas para o material de pista MP. Comparando-se os resultados das Figuras 4.22 e 4.23, nota-se que, em coordenadas transformadas, houve tendência de maior aproximação entre as curvas características dos materiais RF e MP e uma maior afastamento entre as curvas dos materiais EL e SG e isto se deve essencialmente aos efeitos de rearranjo estrutural das partículas sólidas induzidas pela compactação.

4.3.4 POROSIDADE, SUPERFÍCIE ESPECÍFICA E DENSIDADE REAL

Os materiais de construção da mistura de pista foram submetidos a ensaios de adsorção de nitrogênio à temperatura de 77K (-196°C), segundo a técnica B.E.T., para se caracterizar os parâmetros intrínsecos de porosidade e superfície específica dos materiais utilizados: superfície específica, volume total de poros (porosidade), diâmetro médio de poros, diâmetro máximo de poros e volume total de microporos (microporosidade). Adicionalmente, foram obtidas as correspondentes isotermas de adsorção e os valores de densidade real (Fernandes et al., 2004). Os resultados estão apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Resultados dos ensaios de adsorção de nitrogênio dos materiais de construção.

Parâmetro	RF	RF	RF	MP	MP	MP	EL	SG
Densidade (g/cm ³)	4,8345	4,881	4,881	3,0487	4,316	4,316	3,124	3,41
Superfície Específica (m ² /g)	3,021	4,53	4,476	7,476	6,623	6,944	13,05	31,57
Área dos Microporos (m ² /g)	5,803	5,454	5,519	14	7,928	8,089	15,96	39,37
Volume total dos poros (cm ³ /g)	0,00841	0,01153	0,01060	0,01776	0,01807	0,01805	0,03257	0,07099
Diâm. Máx. dos poros (Å)	1302,4	1375,1	1348,5	1346,9	1297,0	1303,4	1293,5	1299,9
Diâm. Médio (Å)	111,4	100,2	94,77	95,04	109,1	86,7	99,82	89,95
Volume dos microporos (cm ³ /g)	0,00205	0,00192	0,00194	0,00494	0,00280	0,00292	0,00563	0,01391
Coef. De Correlação	0,99996	0,99997	0,99996	0,99995	0,99996	0,99998	0,99993	0,99996

Dos principais parâmetros definidos no ensaio de adsorção de nitrogênio utilizando a técnica B.E.T., a superfície específica é o resultado final do ensaio e tem o seu valor válido se a equação BET resultar em uma relação linear para pressões relativas P/P_0 até 0,35. O valor da superfície específica na técnica B.E.T. é determinada em função do número de moléculas de gás nitrogênio aderidas às partículas do arcabouço sólido do material formando uma película contínua, cuja área total (S_T) é dividida pela massa da amostra analisada.

A Figura 4.24 apresenta a relação porosidades x densidades dos materiais estudados, obtendo-se uma tendência bastante consistente ($R^2 = 0,9785$).

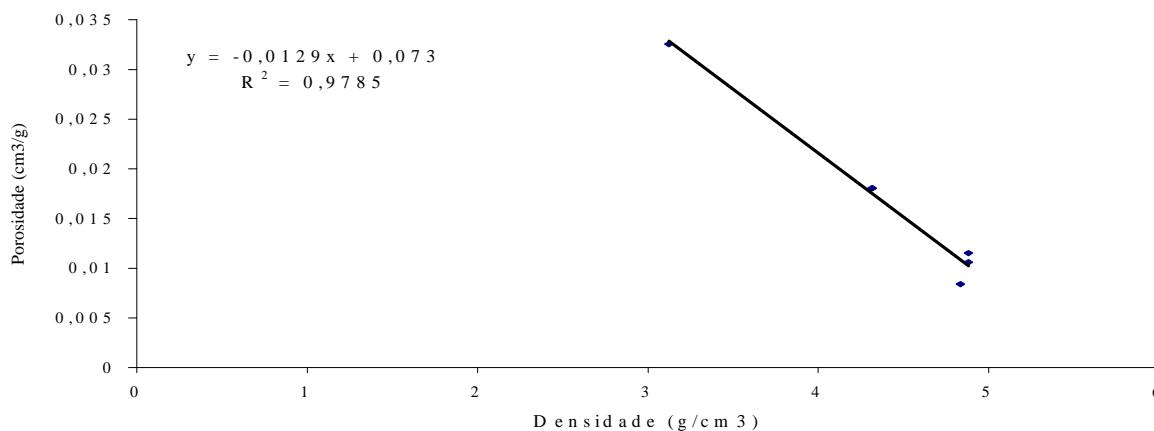


Figura 4.24 – Correlação entre a porosidade e densidade dos materiais de construção.

As Figuras 4.25 a 4.28 apresentam as isotermas de adsorção – dessorção dos diferentes materiais de construção do trecho experimental. A isoterma de adsorção e dessorção representa as variações dos volumes de nitrogênio adsorvidos em função das pressões aplicadas, tanto na etapa de adsorção quanto na dessorção. A forma da isoterma é correlacionada diretamente com o tamanho médio de poros e a interação adsorvente – adsorvato. A forma da histerese, entre as fases de adsorção e dessorção, é correlacionada com a forma geométrica dos poros.

As isotermas tenderam a ser concordantes a partir de um valor de pressão relativa P/P_0 (item 3.2.5) da ordem de 0,40 e a se fecharem para pressões próximas à pressão de saturação. De maneira geral as isotermas dos materiais estudados podem ser classificadas como sendo do tipo IV (classificação IUPAC – *International Union of Pure and Applied Chemistry*), indicando a presença conjugada de microporos, mesoporos e macroporos no arcabouço estrutural destes materiais.

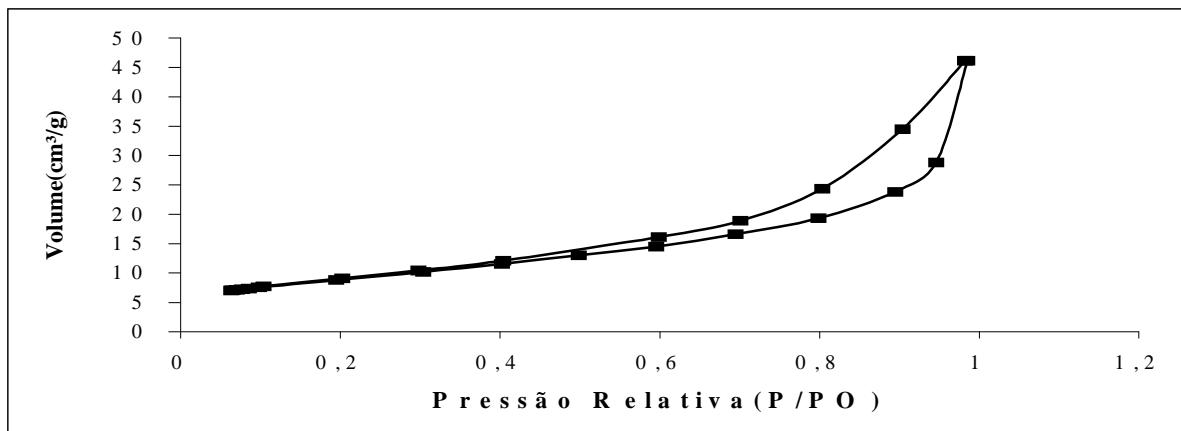


Figura 4.25 – Isoterma de adsorção – dessorção (N_2 a 77 K) do solo granular SG.

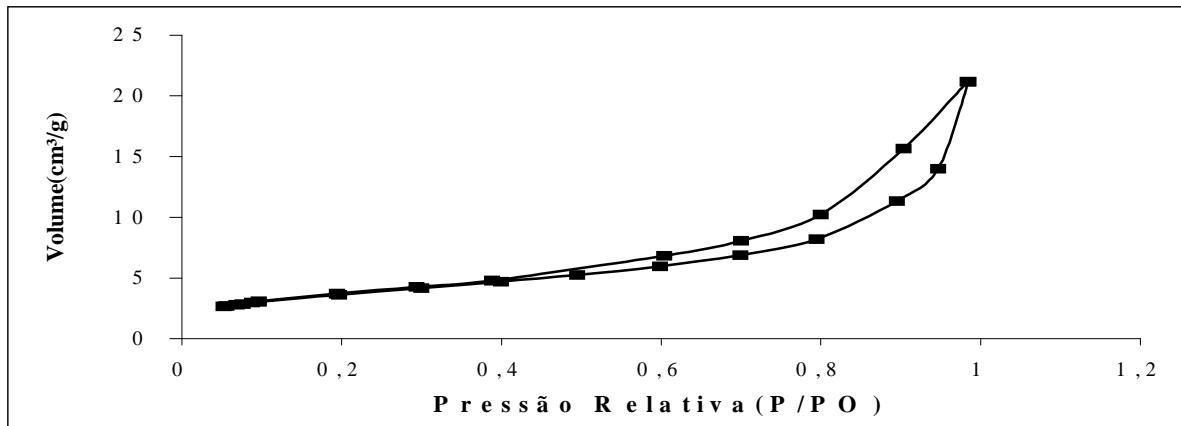


Figura 4.26 – Isoterma de adsorção – dessorção (N_2 a 77 K) do estéril-laterita EL.

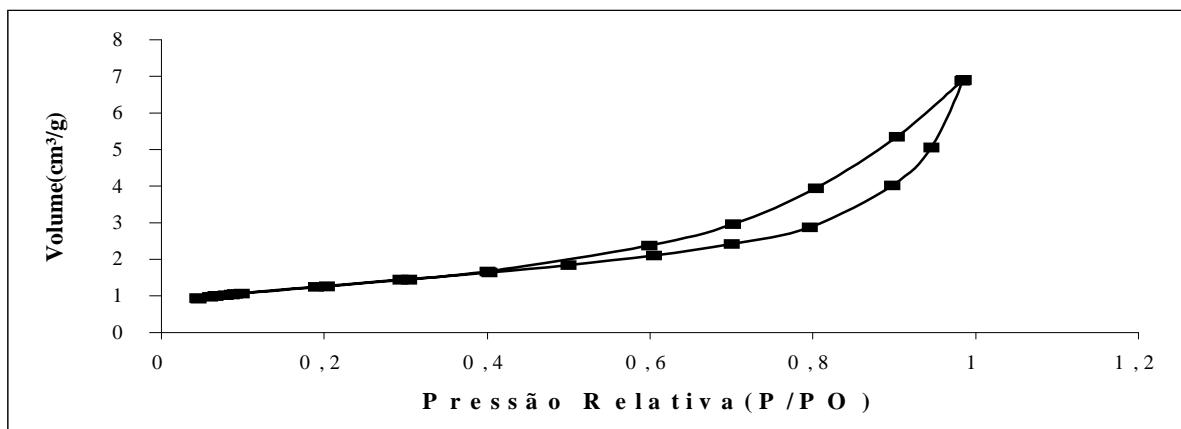


Figura 4.27 – Isoterma de adsorção – dessorção (N_2 a 77 K) do rejeito de minério de ferro RF.

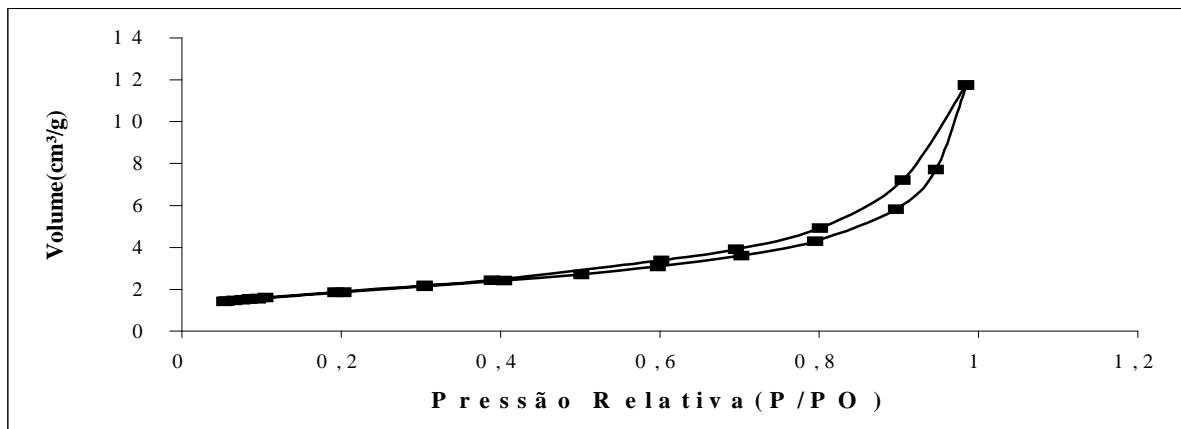


Figura 4.28 – Isoterma de adsorção – dessorção (N_2 a 77 K) da mistura de pista MP.

Esse comportamento é típico de materiais com ampla faixas de tamanho e formas dos poros, onde a histerese apresentada está associada ao preenchimento e esvaziamento dos poros por condensação capilar. A forma da histerese, mais larga ou estreita, porém inclinada, é classificada como sendo do tipo H3, indicativa da presença de microporos mais largos e principalmente de mesoporos e macroporos na forma de fendas ou placas paralelas ou espaços entre placas paralelas.

As amostras apresentaram valores significativos de parâmetros intrínsecos de porosidade e superfície específica, estando dentro dos valores de referência dos minérios (Pena, 2002), demonstrando, assim, a influência das características mineralógicas dos minérios-matrizes, da quantidade de partículas mono ou policristalinas e pela intensidade do tratamento de moagem a que foram submetidos os materiais analisados.

4.3.5 – MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Os ensaios triaxiais dinâmicos, para determinação do módulo de resiliência dos materiais de construção do trecho experimental, foram realizados em condições padronizadas no Laboratório de Pavimentação da Escola de Engenharia da UFRGS, em equipamento pneumático com o controle automático de tensões.

As amostras foram compactadas nos respectivos teores de umidade ótima e com pequena variação na umidade para verificar a influência dos fatores de estado (densidade e umidade) nos módulos de resiliência. Os corpos-de-prova foram moldados em moldes tripartidos de 10x20 cm com aplicação de energia equivalente à energia do ensaio Proctor Intermediário. Em seguida, foram extraídos deste molde, montados na câmara triaxial sobre uma pedra porosa e envolvidos em membrana de látex.

Após as etapas de condicionamento, foram realizados os ensaios que forneceram os valores dos módulos de resiliência para os 18 pares de tensões padronizados pelo método de ensaio DNER-131/94. Os resultados destes ensaios, em termos de deformações axiais específicas resilientes e módulos de resiliência, são apresentados no Apêndice D deste trabalho. As Figuras 4.29 a 4.32 apresentam as correlações obtidas entre módulos resilientes e tensões confinantes para os materiais analisados.

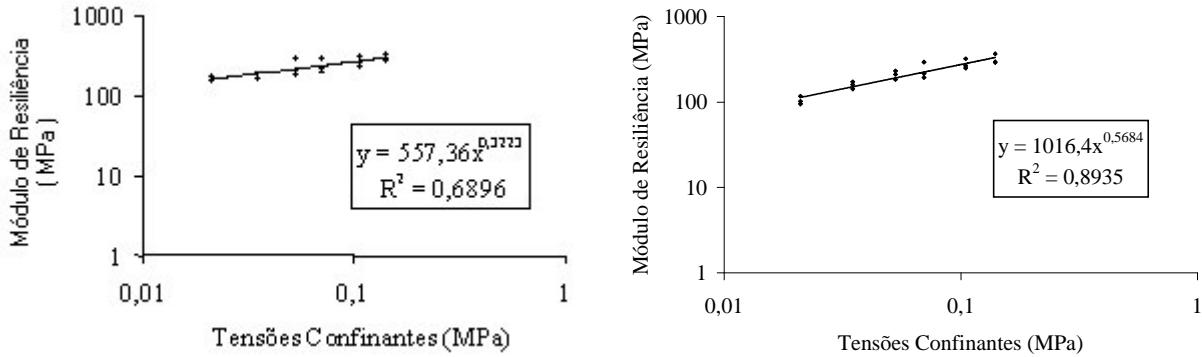


Figura 4.29 – Módulos de resiliência x tensões confinantes do rejeito de minério de ferro RF.

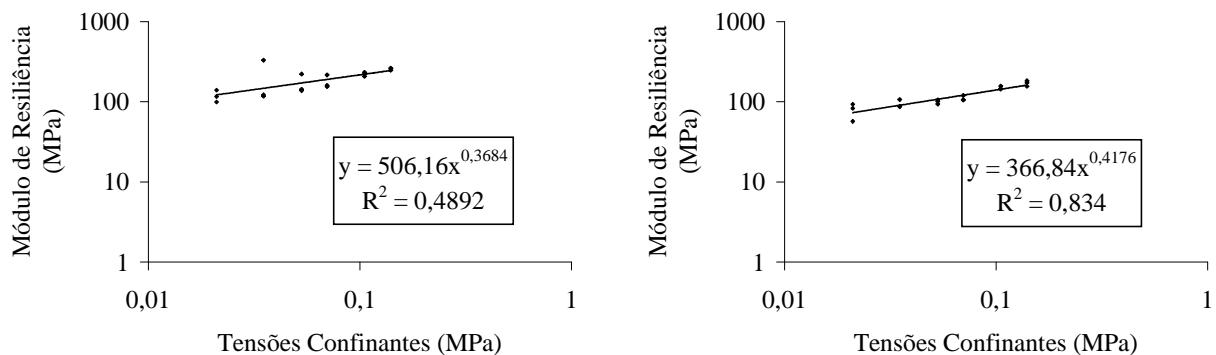


Figura 4.30 – Módulos de resiliência x tensões confinantes do estéril-laterita EL.

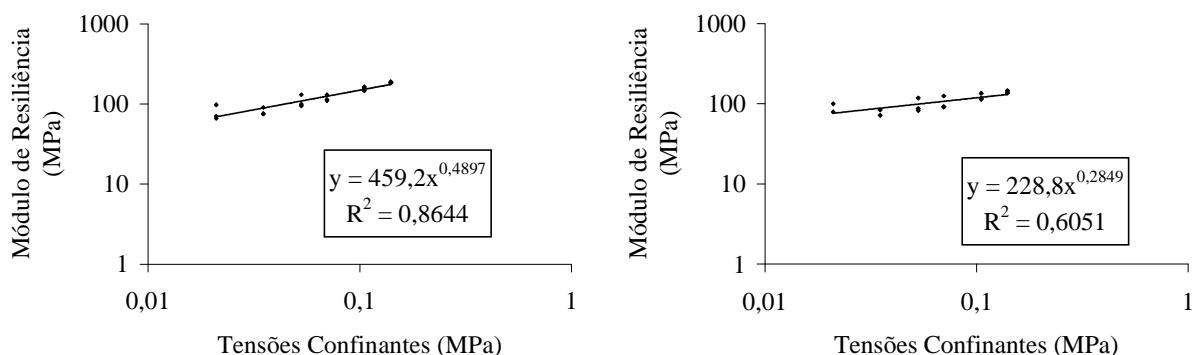


Figura 4.31 – Módulos de resiliência x tensões confinantes do solo granular SG.

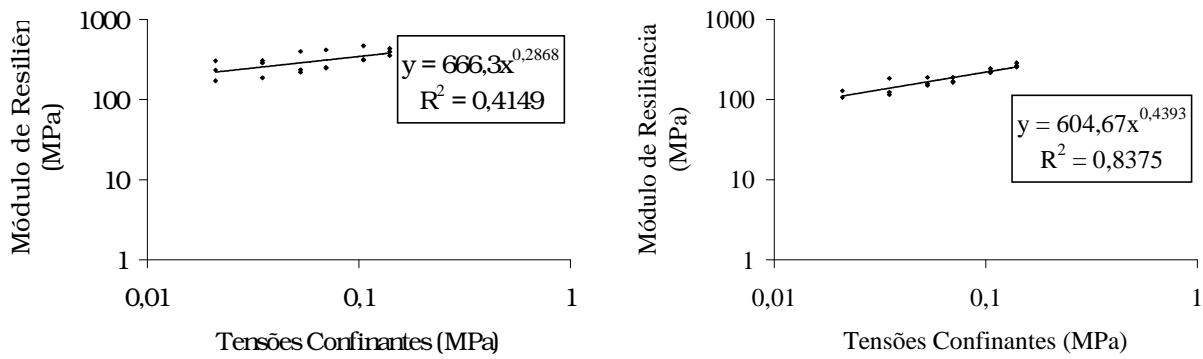


Figura 4.32 – Módulo de resiliência x tensões confinantes da mistura de resíduos na pista MP.

Os valores dos coeficientes da expressão $M_R = k_1\sigma^{k_2}$ (Medina, 1997) apresentaram um k_1 máximo de 1016,40 para o rejeito de minério de ferro RF e mínimo de 228,80 para o solo granular SG. O coeficiente k_2 apresentou valores máximo de 0,5684 para o rejeito RF e mínimo de 0,2849 para o solo granular SG. O conjunto de valores dos módulos de resiliência, para as condições de campo, está apresentado na Tabela 4.15.

Tabela 4.15- Resultados dos ensaios triaxiais cíclicos dos materiais de construção.

Amostras	$M_R(\text{MPa}) \text{ p } \sigma_3=0,042M$	Parâmetro k		w(%)	$\gamma_{dmáx} (\text{kN/m}^3)$	R^2
		K_1	K_2			
RF	200,63	557,36	0,3223	7,40	28,45	0,6896
	167,69	1016,4	0,5684	11,00	29,60	0,8935
EL	157,43	506,16	0,3684	10,80	24,52	0,4892
	97,62	366,84	0,4176	12,20	24,95	0,8340
SG	97,23	459,20	0,4897	23,50	16,55	0,8644
	92,72	228,80	0,2849	24,60	17,00	0,6051
MP	268,42	666,30	0,2868	6,80	27,80	0,4149
	150,21	604,67	0,4393	9,50	26,15	0,8375

Observou-se que, de forma geral, os rejeitos de minério de ferro de textura fina e mal graduados ou uniformes (RF), apresentam maiores módulos de resiliência, ou seja, deformam-se menos sob cargas repetidas. Pode-se sugerir que, sob baixos níveis de tensões cisalhantes nos ensaios de cargas repetidas, muito aquém das de ruptura, as partículas uniformes e irregulares tendem a apresentar menores deslocamentos relativos e, portanto, a induzirem deformações menores.

Nota-se ainda que a mistura de pista (MP) apresentou maior módulo de resiliência que o estéril-laterita (EL), o qual se trata de um cascalho com granulometria bem graduada e

similar às de materiais normalmente utilizados em projetos de sistemas ferroviários. De acordo com Medina (1997), os materiais de granulometria uniforme têm módulos de resiliências maiores que os bem graduados, ou seja, deformam-se menos sob cargas repetidas. Provavelmente, isto se deve à natureza particulada e bem graduada do material, o que favoreceria à movimentação relativa das partículas menores através dos poros formados pela conexão das partículas mais grossas.

Por outro lado, observou-se que os módulos de resiliência variaram com as densidades e umidades dos materiais. Os módulos de resiliência aumentaram com o aumento das tensões de confinamento, sendo que as tensões confinantes, muito mais que as tensões desviatórias, têm influência relevante no valor dos módulos de resiliências.

Com relação à resiliência, considerando o conjunto das características resilientes de solos brasileiros (Medina, 1997), o solo granular, o estéril laterita, o rejeito de minério de ferro e a mistura de pista podem ser classificados como tipos de solos do grupo B, com moderada resiliência, em que o comportamento depende da espessura da camada e da qualidade do subleito. Desta forma, os materiais estudados apresentam potencial de aplicação como camadas de subleito, reforço, sub-base e sublastro em vias ferroviárias.

4.3.6 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os resultados relativos aos ensaios de cisalhamento direto realizados no solo granular, no estéril laterita, no rejeito de minério de ferro e na mistura de pista, bem como nas interfaces com geossintéticos (geotêxteis não tecidos e geogrelhas), estão apresentados na Tabela 4.16.

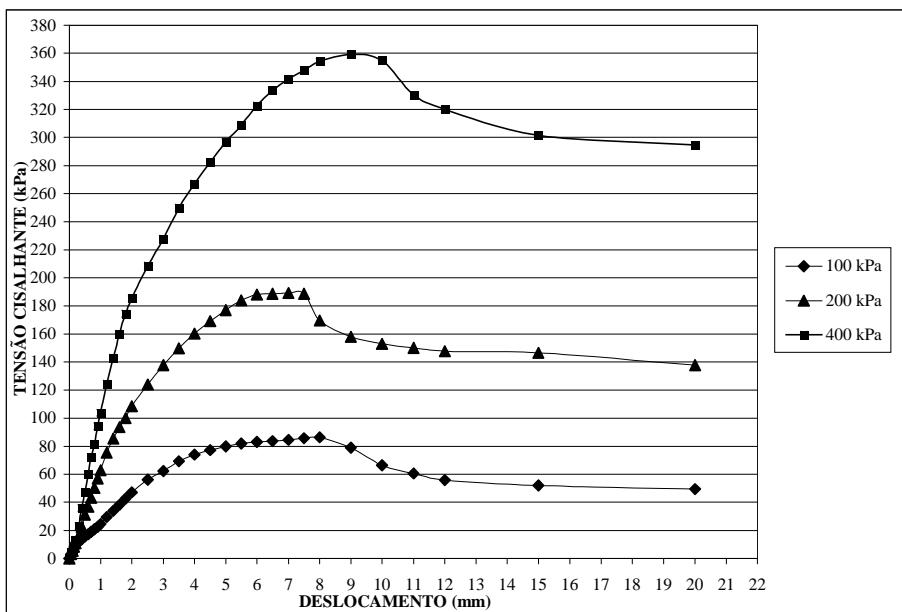
Tabela 4.16 – Parâmetros de tensão-deformação-resistência dos materiais estudados.

Amostra	Tensão Normal (kPa)			ϕ (°)	c (kPa)	R^2	N
	100	200	400				
SG	86	189	359	42,0	0	0,9976	3
RF	115	213	402	43,7	20	0,9999	3
EL	73	149	308	37,3	0	0,9989	3
MP	91	171	350	41,8	0	0,9993	3
MP – GNT	39	141	264	33,2	0	0,9808	3
MP – GG	41	121	292	34,6	0	0,9606	3
RF – GNT	70	132	246	30,4	0	0,9995	3

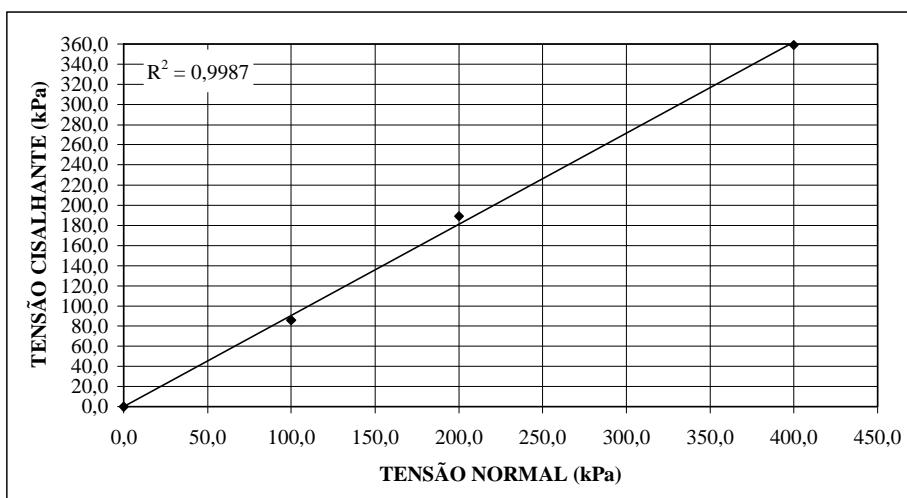
Obs: σ - tensões normais aplicadas, τ - tensões cisalhantes, ϕ - ângulo de atrito, c - coesão, R^2 - coeficiente de correlação dos resultados; N - número de ensaios realizados; GNT – geotêxtil não tecido de poliéster; GG – geogrelha .

Os valores dos ângulos de atrito foram elevados devido à alta densidade das amostras, em função da compactação prévia e dos elevados teores de ferro presentes nas frações mais finas dos materiais analisados. Estes ensaios foram processados em séries distintas, em laboratórios diferentes, para efeitos de comparação. Sob inundação, a redução máxima dos ângulos de atrito foi da ordem de 5°, ocorrida para o caso do solo granular SG.

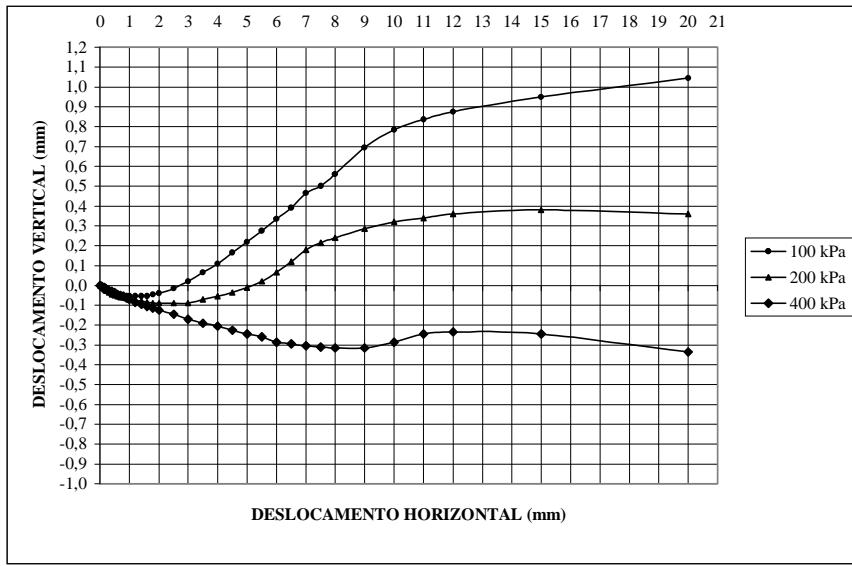
A Figura 4.33 apresenta os resultados típicos dos ensaios de cisalhamento direto realizados sobre o solo granular SG, em equipamento convencional de laboratório, expressos em termos das curvas tensões cisalhantes x deslocamentos horizontais, envoltórias de resistência e curvas deslocamentos verticais x deslocamentos horizontais.



(a)



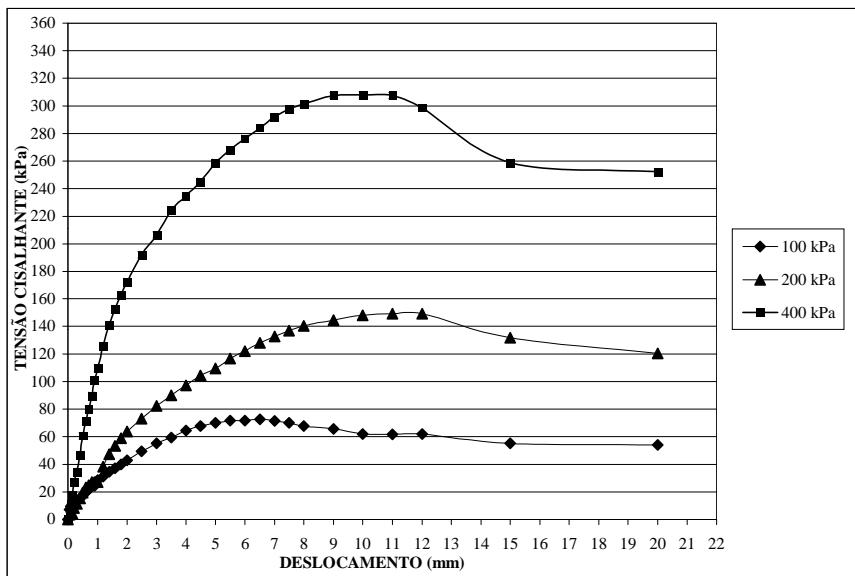
(b)



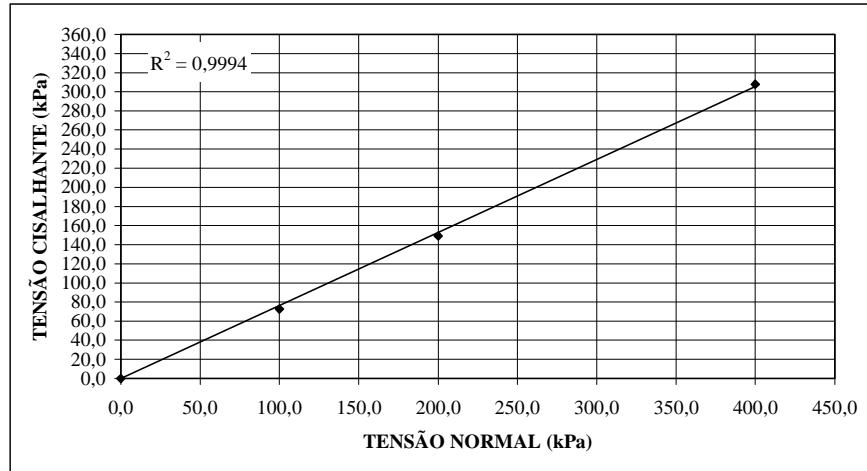
(c)

Figura 4.33 – Resultados dos ensaios cisalhamento direto no solo granular compactado na umidade ótima.

Análises similares foram implementadas para o caso dos demais materiais estudados: estéril laterita, rejeito de minério de ferro e a mistura final de pista. Os parâmetros de resistência obtidos foram de $37,3^\circ$ e coesão nula, $43,7^\circ$ e coesão de 20 kPa e de $41,8^\circ$ e coesão nula, respectivamente (Figuras 4.34 a 4.36). Nota-se que o comportamento ao cisalhamento dos materiais foi fortemente afetado pela graduação granulométrica (EL) e pela forte presença de partículas de ferro nas frações finas (SG, RF e MP).

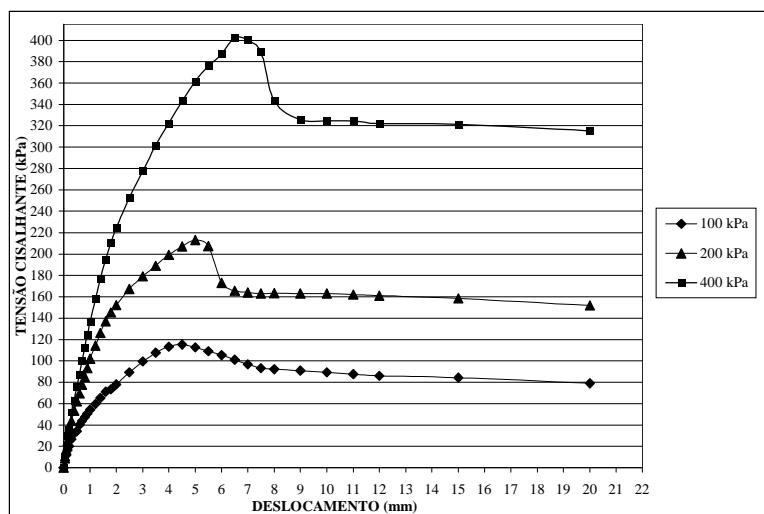


(a)

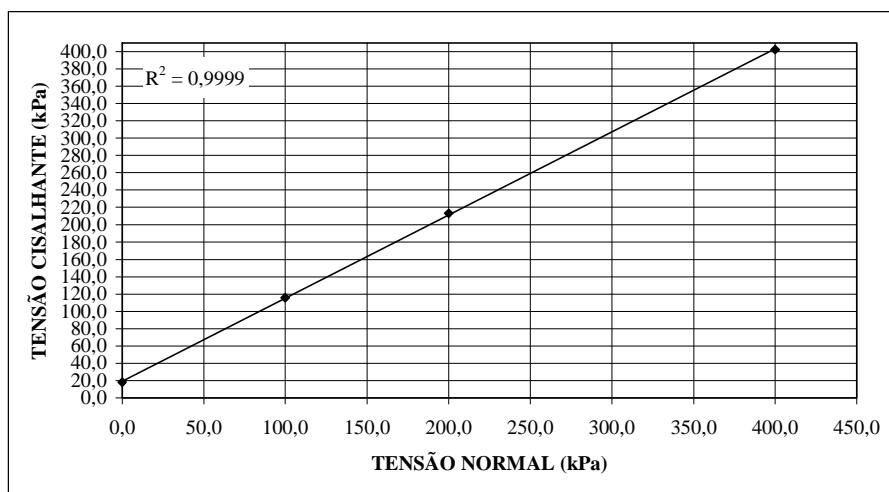


(b)

Figura 4.34 – Resultados dos ensaios CD no estéril laterita compactado na umidade ótima.

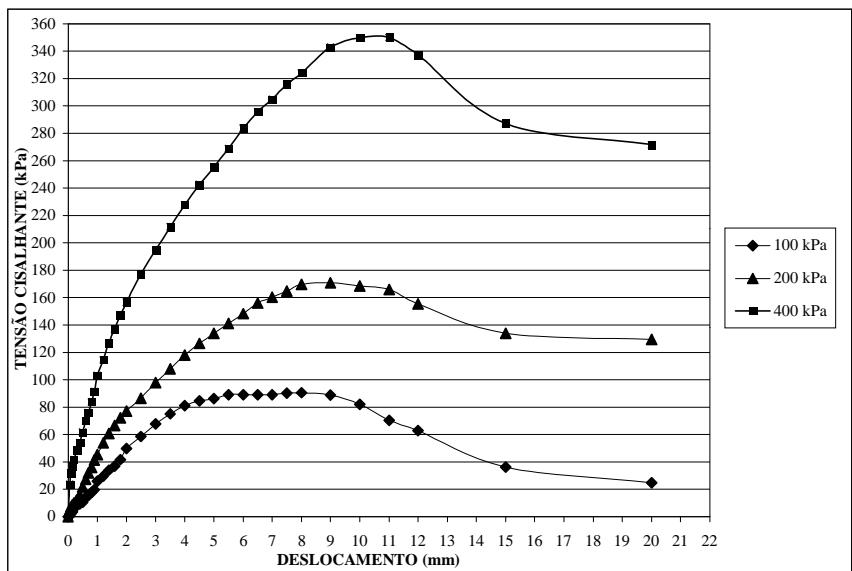


(a)

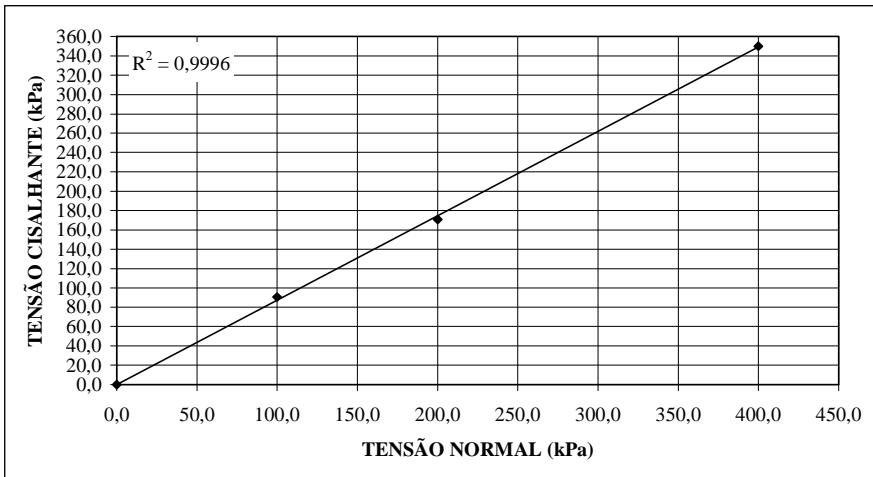


(b)

Figura 4.35 – Resultados dos ensaios CD no rejeito de ferro compactado na umidade ótima.



(a)

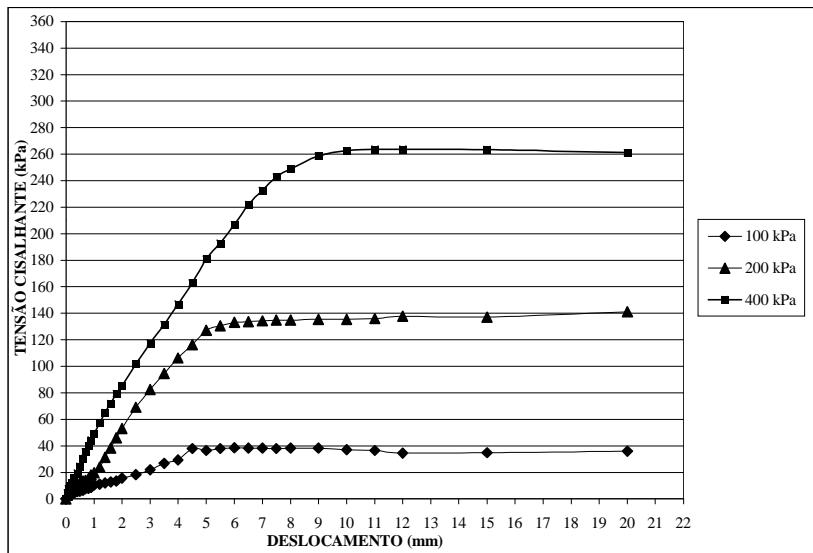


(b)

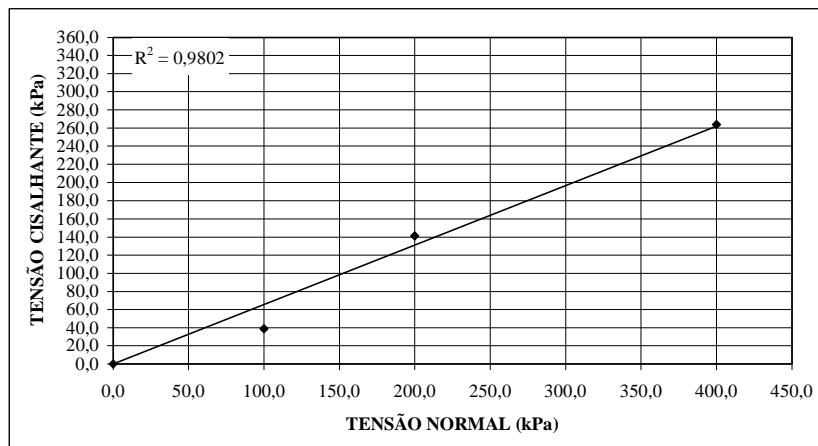
Figura 4.36 – Resultados dos ensaios CD na mistura de pista compactada na umidade ótima.

Complementarmente, foram também realizados ensaios de cisalhamento direto envolvendo interfaces dos materiais estudados com geotêxtil não tecido e com geogrelha, de forma a simular as condições de algumas das seções instrumentadas e avaliar a influência destes elementos nas condições globais da estabilidade do pavimento ferroviário.

As Figuras 4.37 e 4.38 apresentam os resultados destes ensaios envolvendo as interfaces mistura de pista – geossintéticos. Os valores dos parâmetros de resistência para as interfaces mistura de pista – geossintéticos foram, respectivamente, iguais a 0,73 para o caso do geotêxtil não tecido e de 0,77 para o caso da geogrelha. Estes valores são particularmente baixos quando comparados a parâmetros de interfaces solos – geossintéticos, principalmente no caso do geotêxtil não tecido.

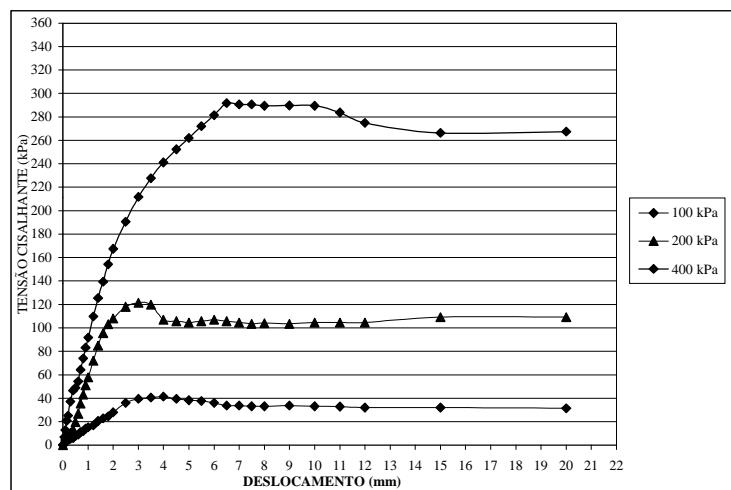


(a)

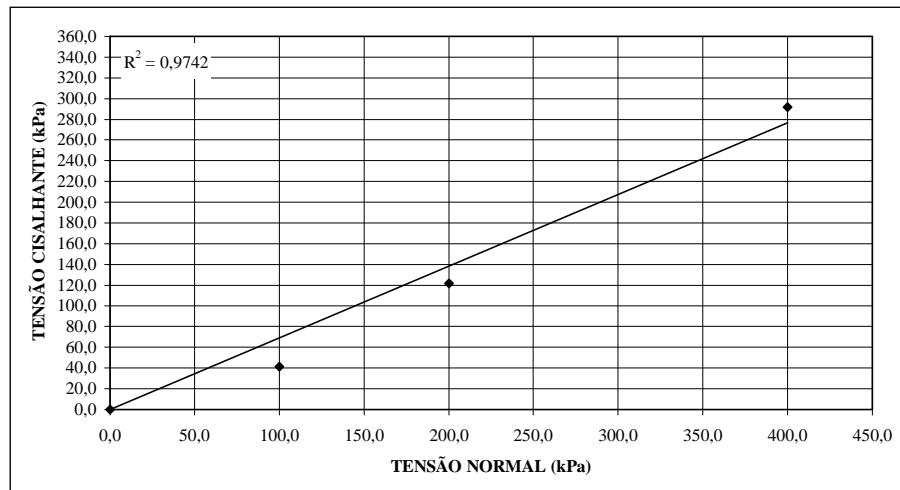


(b)

Figura 4.37 – Resultados dos ensaios CD na interface mistura de pista – geotêxtil.



(a)



(b)

Figura 4.38 – Resultados dos ensaios CD na interface mistura de pista – geogrelha

4.3.7 – DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X

A caracterização da composição mineralógica dos materiais de construção foi feita a partir de ensaios de difração de raios-x e os resultados obtidos estão sistematizados na Tabela 4.17. A presença de goethita é comum a todos os materiais analisados, enquanto o talco, entre os materiais de construção da pista, só está ausente no estéril laterita.

Tabela 4.17 – Composição mineralógica dos materiais (difratometria de raios –X).

Minerais	Amostras								
	SG	EL	MR25	MR50	MR75	MP	EIS	EID	RF
Quartzo – SiO ₂	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Goethita – FeO(OH)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
Hematita – Fe ₂ O ₃		✓			✓	✓			
Talco – Mg ₃ Si ₄ O ₁₀ (OH) ₂	✓			✓		✓	✓		✓
Caulinita - Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄			✓	✓		✓	✓		✓

As Figuras 4.39 a 4.42 apresentam as análises difratométricas dos materiais efetivamente utilizados no trecho experimental da via ferroviária, diagramas caracterizados por picos de intensidades variadas, conforme a presença dos argilominerais em maior ou menor quantidade. As análises difratométricas dos demais materiais analisados estão apresentadas no Apêndice C deste trabalho.

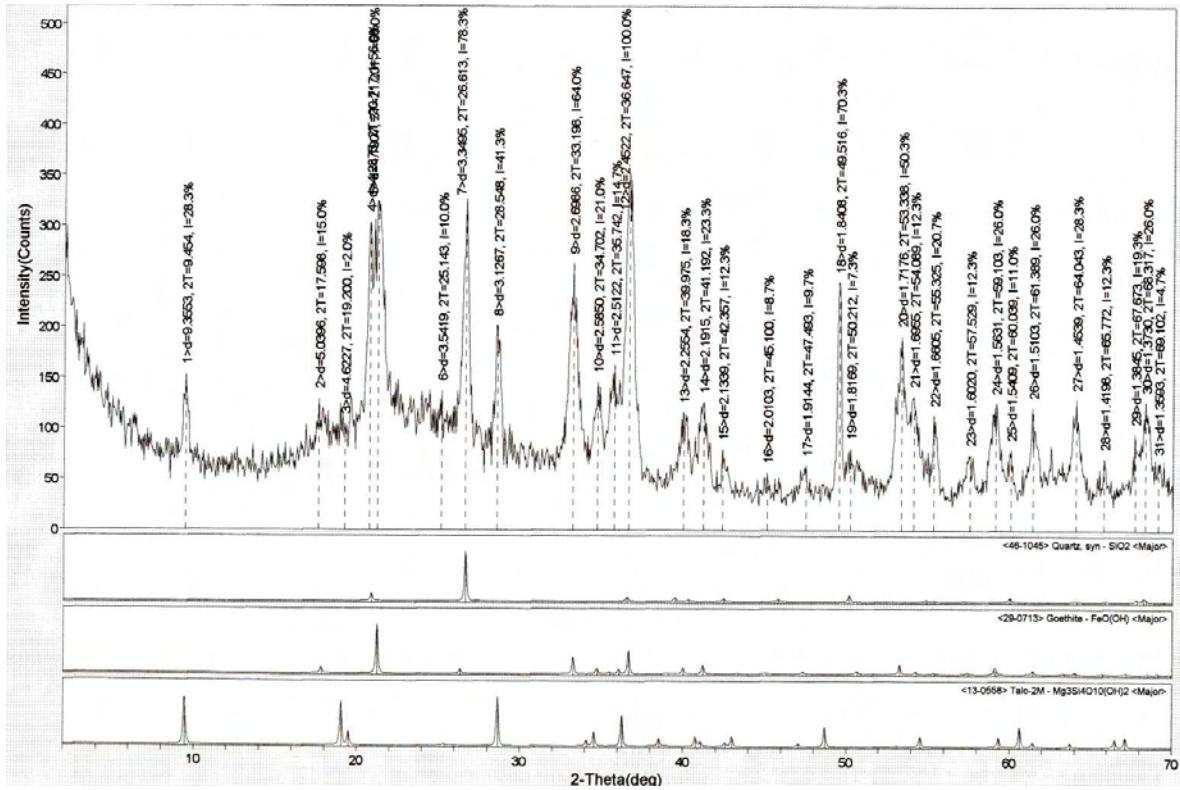


Figura 4.39 – Registros difratométricos do solo granular SG.

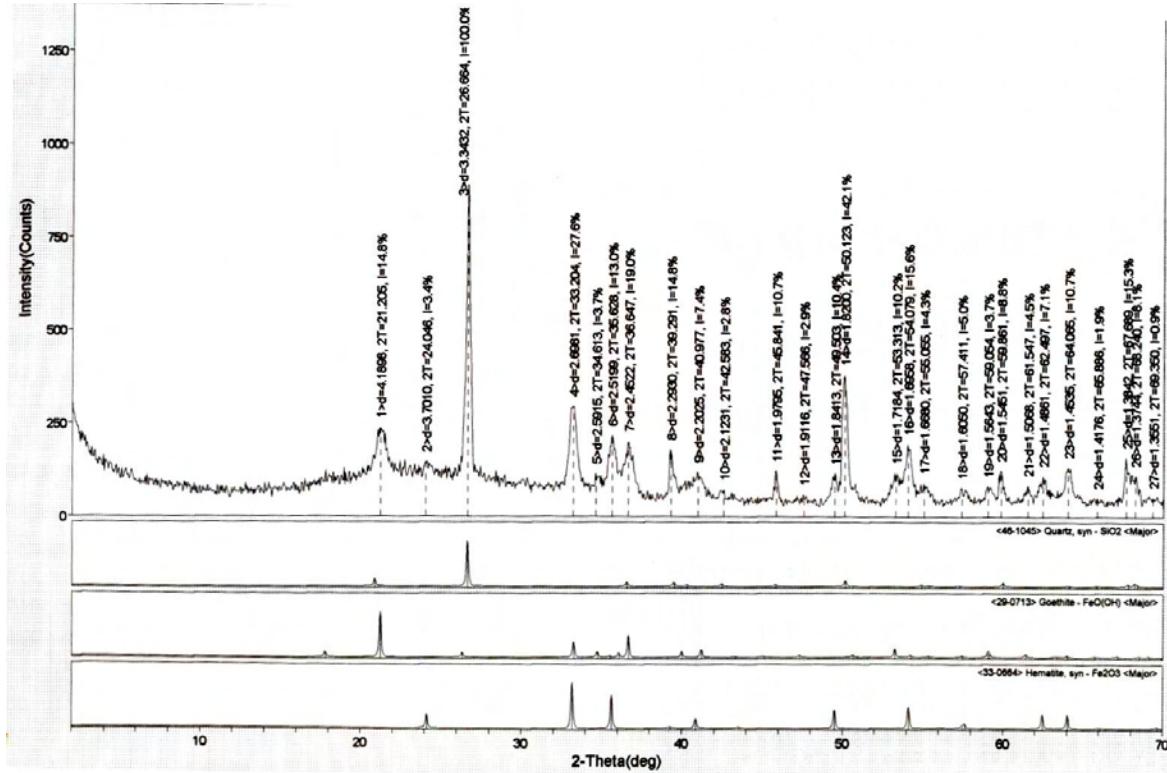


Figura 4.40 – Registros difratométricos do estéril laterita EL.

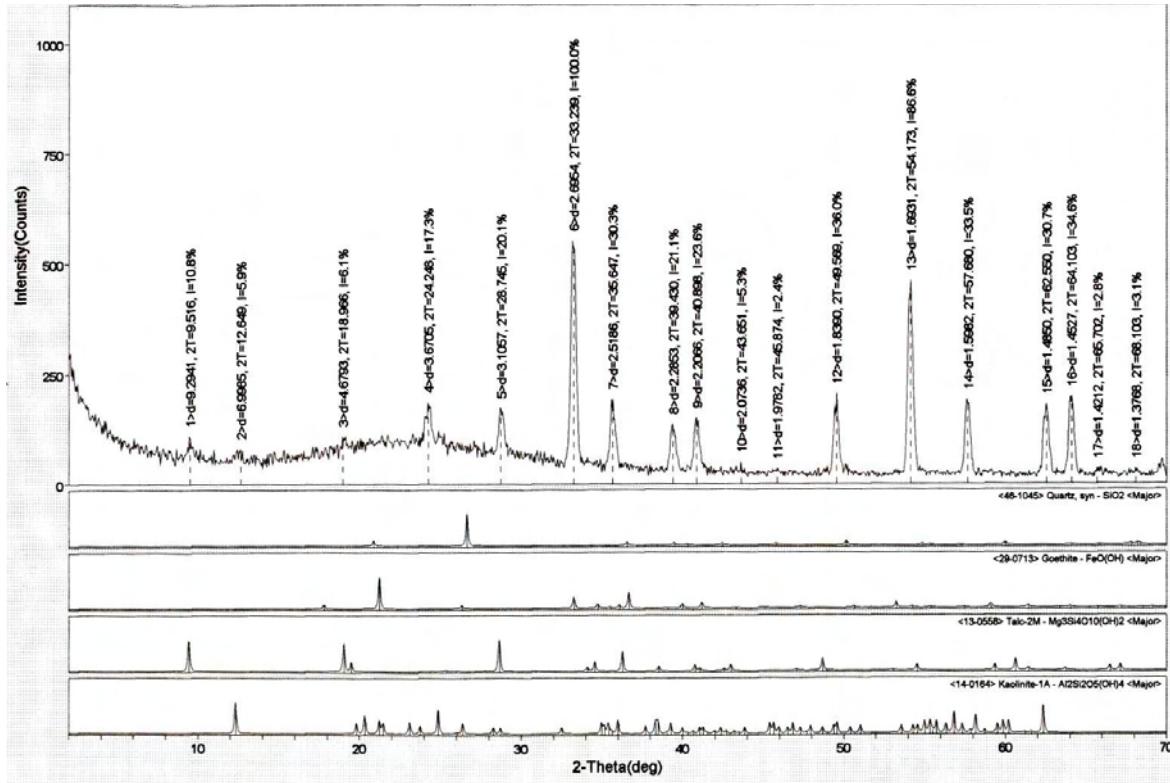


Figura 4.41 – Registros difratométricos do rejeito de ferro RF.

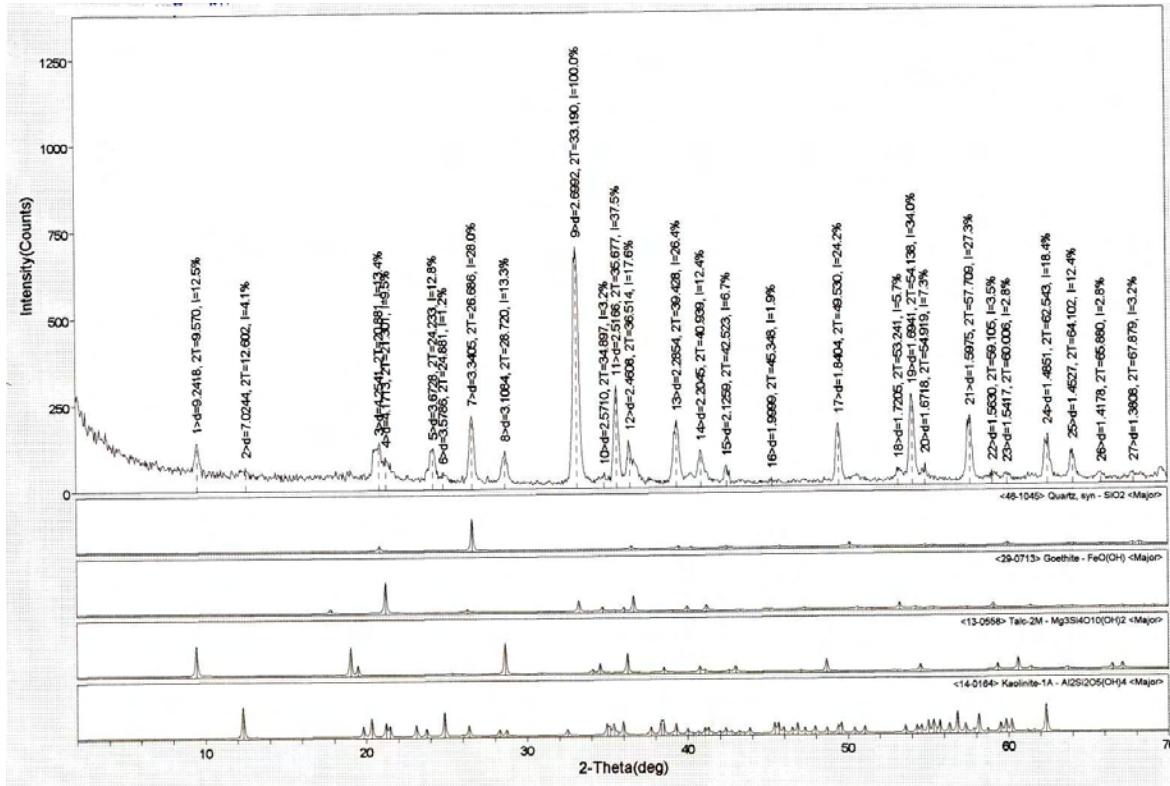


Figura 4.42 – Registros difratométricos da mistura de pista MP.

4.3.8 – MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA

Pela técnica MEV, foram efetuadas fotomicrografias de todos os materiais considerados nesta pesquisa, visando obter mais detalhes da composição mineralógica dos materiais analisados, avaliada previamente pela difratometria de raios X. As Figuras 4.43 a 4.46 apresentam as fotomicrografias dos materiais utilizados na via experimental (os registros dos demais materiais são dados no apêndice F deste trabalho). No geral, foram confirmadas as presenças de agregações e grãos de hematita, goethita, quartzo, caulinita, gesso e talco.

Para aumentos maiores de imagens, tornou-se possível a identificação da morfologia das amostras, destacando-se que as hematitas têm a forma lamelar, placóide com superfície mais lisa e regular, com os minerais de goethita apresentando uma forma mais áspera e irregular. Os grãos de quartzo são arredondados e subcirculares, enquanto que a caulinita apresenta-se em bloco e placa. Por outro lado, o gesso mostra-se sem uma forma definida e o talco em forma de bastonetes.

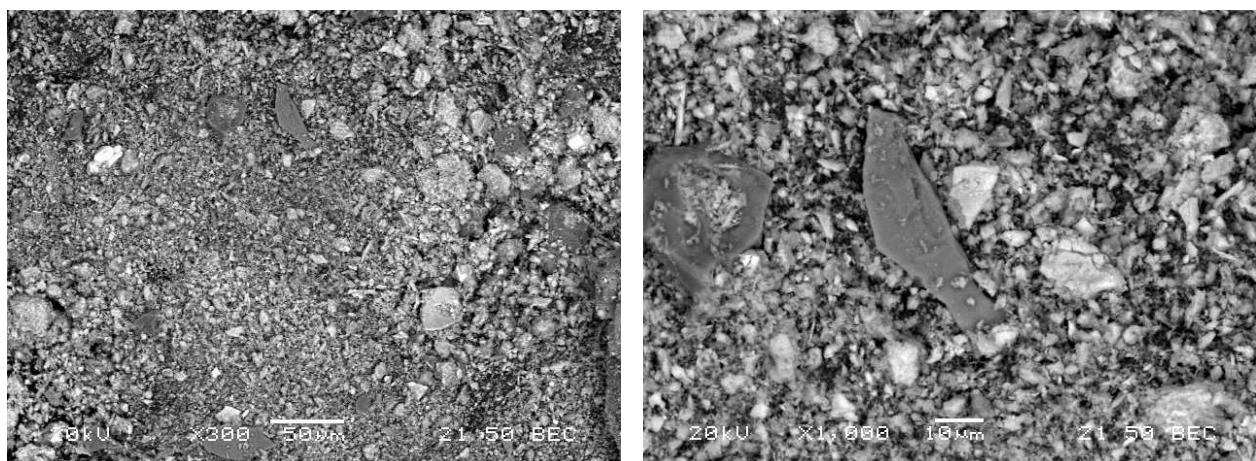


Figura 4.43 – Microscopia do solo granular SG com aumentos de 500x e 1000x.

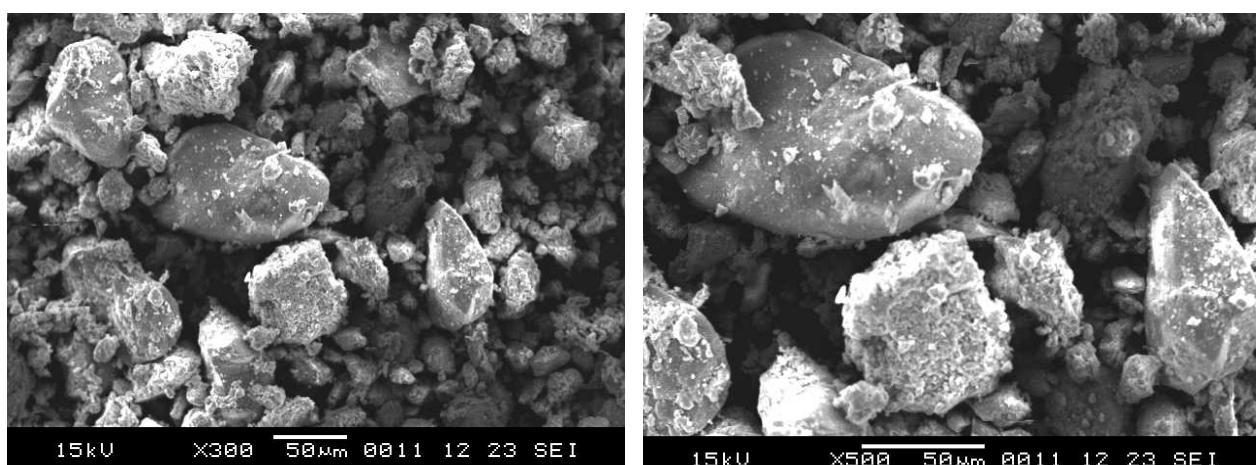


Figura 4.44 – Microscopia do estéril laterita EL com aumentos de 300x e 500x.

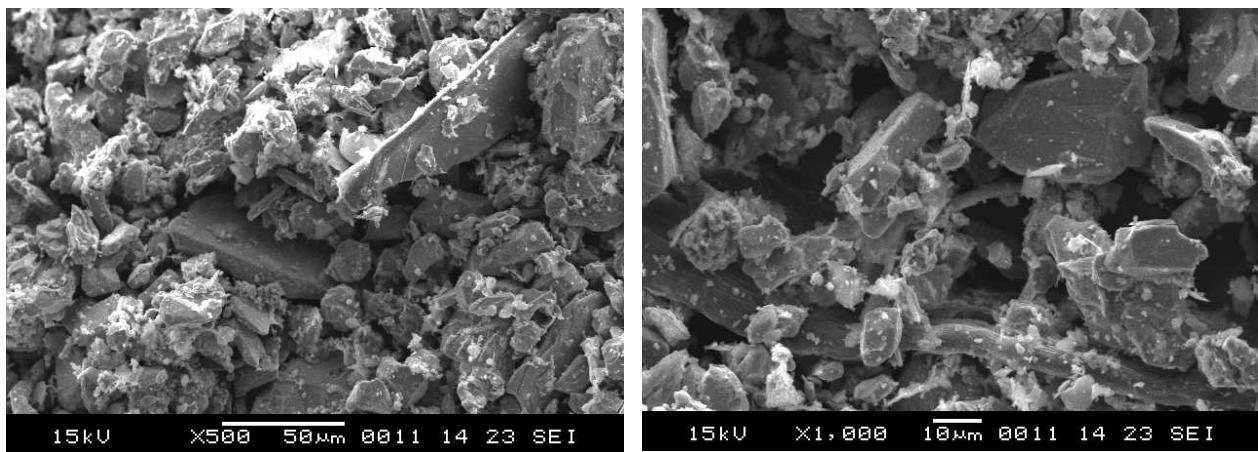


Figura 4.45 – Microscopia do rejeito de ferro RF com aumentos de 500x e 1000x.

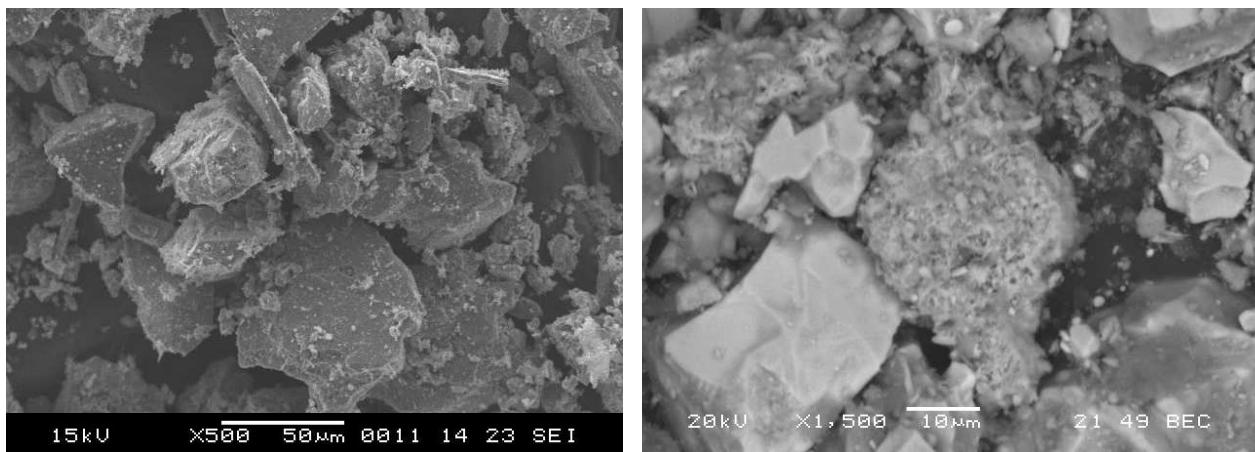


Figura 4.46 – Microscopia da mistura de pista MP com aumentos de 500x e 1000x.

Nas fotomicrografias do estéril laterita EL, observa-se uma superfície homogênea com muitos poros, presença de grãos mais arredondados, com formações de blocos, placas e agregações. Para o rejeito de minério de ferro, nota-se a presença de materiais irregulares provavelmente devido ao tratamento de minério, entremeados por grãos de quartzo, formações em placas e filamentos. Na mistura de pista MP, observa-se um material tipificado por formações em placas, filamentos, agregações e blocos.

Durante as análises microscópicas, foram selecionadas regiões específicas das imagens para a realização de análises químicas qualitativas (Figuras 4.47 a 4.50). Nestas análises, foram observados os grãos e as agregações de goethita, hematita, quartzo, talco e gesso, utilizando a técnica EDS com resultados típicos apresentados na Figura 4.51 e sistematizados na Tabela 4.18. No geral, observou-se a presença de grãos de goethita, hematita e quartzo com picos característicos indicativos da presença dos seguintes elementos: alumínio, silício, manganês, fósforo e ferro.

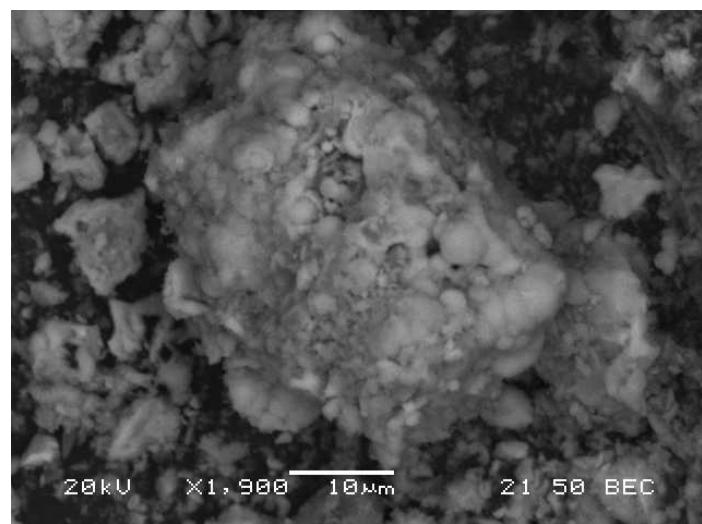


Figura 4. 47 – Microscopia da agregação de goethita.

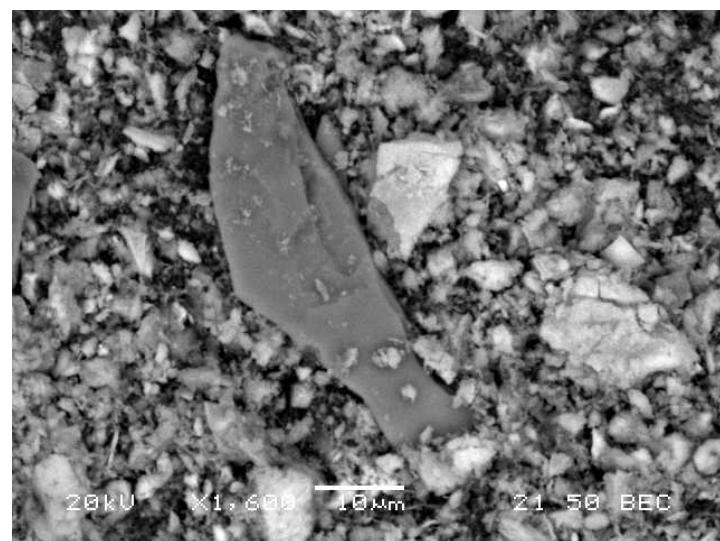


Figura 4. 48 – Microscopia da agregação de talco.

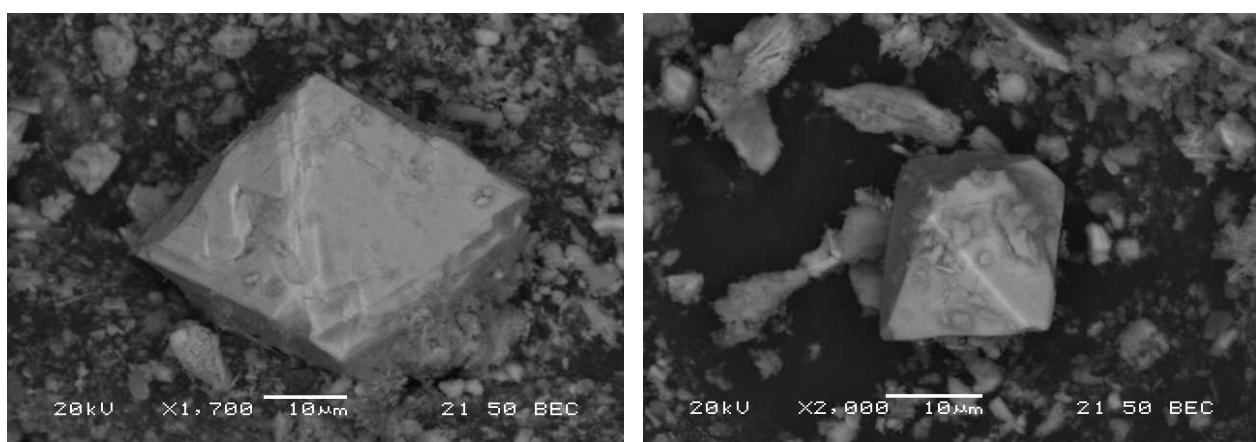


Figura 4. 49 – Microscopia da agregação de hematita e de magnetita.

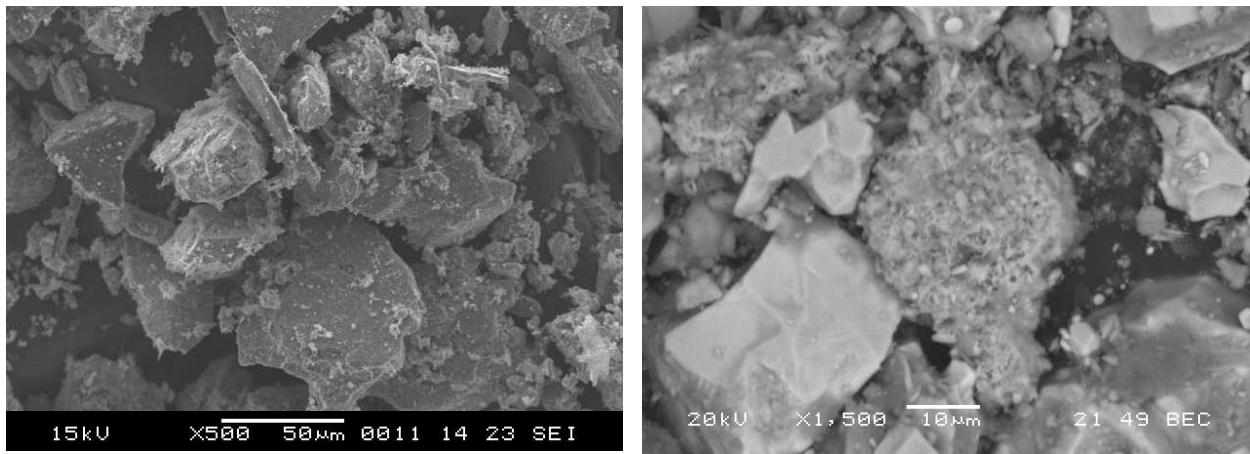


Figura 4.50 – Microscopia de silicatos e de martita.

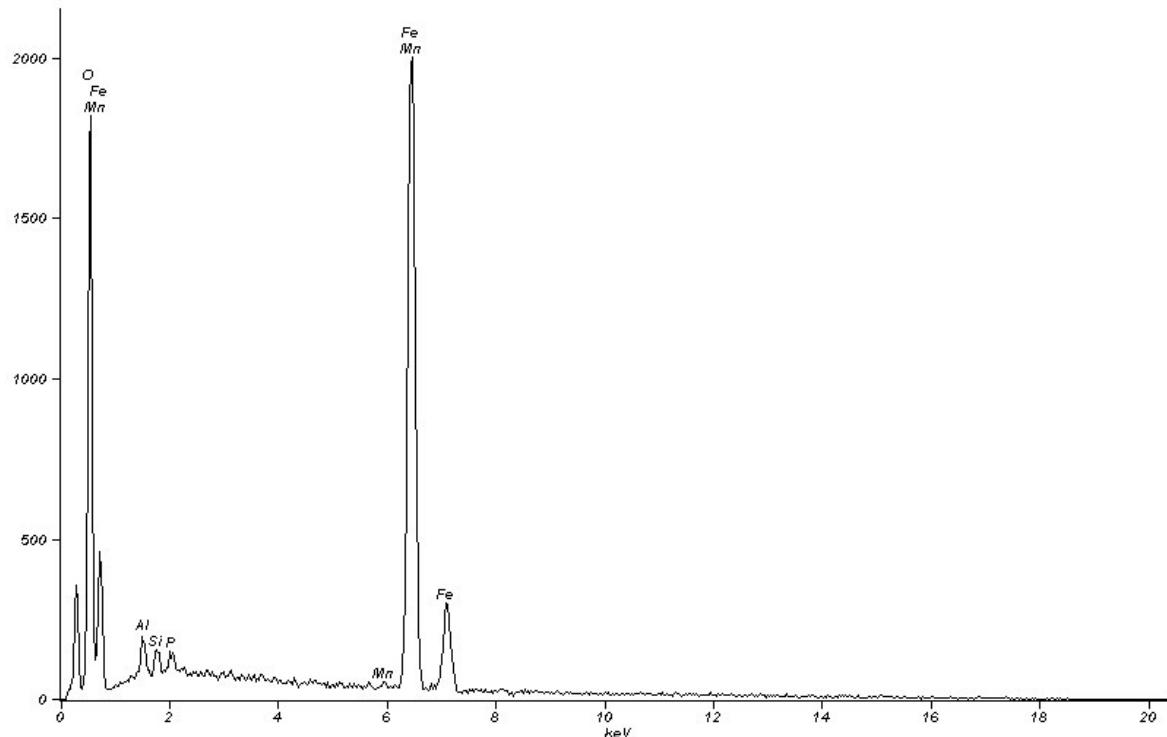


Figura 4.51 – Resultados das microanálises utilizando a tecnologia EDS.

Tabela 4.18 – Resultados das microanálises utilizando a tecnologia EDS.

Elemento	Quantidade	Erro quant.	Peso Líq. %	Erro peso %	Conc. Atômica %	Erro Atôm. %	Fórmula	composto %
O	11573	+/-0	23.93S	---	51.42	+/- 0.00		---
Al	968	+/-47	1.47	+/-0.07	1.88	+/- 0.09	Al ₂ O ₃	2.78
Si	699	+/-52	0.82	+/-0.06	1.01	+/- 0.08	SiO ₂	1.76
P	580	+/-58	0.53	+/-0.05	0.59	+/- 0.06	P ₂ O ₅	1.23
Mn	260	+/-60	0.53	+/-0.12	0.33	+/- 0.08	MnO	0.68
Fe	33698	+/-301	72.71	+/-0.65	44.77	+/- 0.40	FeO	93.54
Total			100.00		100.00			100.00

4.3.9 – ANÁLISES QUÍMICAS – CLASSIFICAÇÃO E COMPOSIÇÃO QUIMÍCA

A classificação química do rejeito sólido de minério de ferro foi realizada por meio de testes de solubilização, lixiviação e massa bruta. Os resultados das análises químicas estão representados nas Tabelas 4.19 a 4.21.

Tabela 4.19 – Valores das análises diretas na massa bruta.

Parâmetros	Referências	Unidades	Limites *	Resultados
Arsênio	SM – 3500-As	ppm	1000	< 0,05
Berílio	SM – 3500-Be B	ppm	100	< 3
Cianetos	SM – 4500 CN-	ppm	1000	0,06
Chumbo	SM – 3111	ppm	100	1,95
Cromo hexavalente	SM – 3500-Cr B	ppm	100	< 0,05
Fenóis	Hach – 8047	ppm	10	0,290
Mercúrio	SM – 3112	ppm	100	0,74
Selênio	SM – 3120	ppm	1000	< 1
Vanádio	SM – 3500-V B	ppm	1000	13

SM – Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (APHA, 1998).

* NBR 10004 – Resíduos Sólidos (Anexo I - listagem nº 9).

As análises diretas na massa dos resíduos mostraram conformidade para todos os parâmetros analisados, com valores que também podem ser considerados muitos baixos, com vários resultados sendo inferiores ao limite mínimo de detecção da metodologia adotada.

Tabela 4.20 – Valores das análises após ensaio de lixiviação conforme a NBR 10005.

Parâmetros	Referências	Unidades	Limites	Resultados
Arsênio	SM - 3500-As	mg/L	5,0	< 0,05
Bário	SM - 3111	mg/L	100,0	0,423
Cádmio	SM - 3111	mg/L	0,5	< 0,01
Chumbo	SM - 3111	mg/L	5,0	<0,02
Cromo total	SM - 3111	mg/L	5,0	<0,05
Fluoretos	SM - 4500-F- D	mg/L	150,0	<0,5
Mercúrio	SM - 3112	mg/L	0,1	<0,0001
Prata	SM - 3111	mg/L	5,0	<0,01
Selênio	SM - 3120	mg/L	1,0	< 0,01

SM – Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (APHA, 1998).

* NBR 10004 – Resíduos Sólidos (Anexo G - listagem nº 7).

Analogamente, todos os resultados obtidos após as análises da água de lixiviação dos resíduos resultaram em valores muito baixos, bem inferiores aos limites estabelecidos pela norma NBR 10.004, quase todos com teores não detectáveis, à exceção apenas do bário, cujo resultado também foi baixo, constatando-se, assim, a não contaminação da água de lixiviação.

Tabela 4.21 – Valores das análises após ensaios de solubilização conforme a NBR 10006.

Parâmetros	Referências	Unidades	Limites	Ensaio 1	Ensaio 2
Alumínio	SM – 3111	mg/L	0,2	<0,2	<0,2
Arsênio	SM – 3500-As	mg/L	0,05	< 0,05	< 0,05
Bário	SM – 3111	mg/L	1,0	0,035	0,035
Cádmio	SM – 3111	mg/L	0,005	< 0,001	< 0,001
Chumbo	SM – 3111	mg/L	0,05	<0,02	<0,02
Cianetos	SM – 4500 CN-	mg/L	0	< 0,01	< 0,01
Cloreto	SM – 4500 Cl-	mg/L	250,0	< 1,5	< 1,5
Cobre	SM – 3111	mg/L	1,0	<0,01	<0,01
Cromo total	SM – 3111	mg/L	0,05	<0,05	<0,05
Dureza total	SM – 2340	mg/L CaCO ₃	500,0	< 2	< 2
Fenóis	SM – 5530	mg/L	0,001	0,010	0,007
Ferro total	SM – 3111	mg/L	0,3	<0,01	<0,01
Fluoretos	SM – 4500-F- D	mg/L	1,5	<0,5	<0,5
Manganês total	SM – 3111	mg/L	0,1	0,011	0,027
Mercúrio	SM – 3112	mg/L	0,001	<0,0001	<0,0001
Nitrato	SM – 4500-NO ₃	mg/L	10,0	0,1	< 0,1
Prata	SM – 3111	mg/L	0,05	< 0,01	< 0,01
Selênio	SM – 3120	mg/L	0,01	< 0,01	< 0,01
Sódio	SM – 3111	mg/L	200,0	0,357	0,485
Sulfatos	SM – 4500-SO ₄ -2 E	mg/L	400,0	6	8
Surfactantes	SM – 5540 C	mg/L	0,2	0,773	0,780
Zinco	SM – 3111	mg/L	5,0	0,081	0,051

SM – Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater (APHA, 1998).

* NBR 10004 – Resíduos Sólidos (Anexo H - listagem nº 8).

Os resultados encontrados mostraram excelente repetibilidade dos resultados a partir dos dois ensaios de solubilização realizados. Também nestas análises, observa-se que a maioria dos resultados obtidos nos dois ensaios de solubilização das amostras mostra-se inferior aos limites de detecção pela metodologia analítica adotada. Além disso, apenas os fenóis apresentaram resultados acima do limite estabelecido pela norma NBR 10.004. Apesar de o fenol ser citado na norma como uma substância que confere periculosidade aos resíduos, os teores muito baixos presentes não configuram uma natureza perigosa aos resíduos estudados.

Neste sentido, os resultados obtidos caracterizam os materiais como resíduos de classe II, não inertes. No ensaio de lixiviação, conforme a norma NBR 10005, o teor de sólidos suspensos foi igual a 60,82%, com pH antes da adição de ácido de 6,28 e de 3,63 como pH final. Conforme exposto, não se observou a presença de contaminantes na água de lixiação.

Os resultados das análises químicas de composição dos materiais usados na construção do trecho experimental são apresentados na Tabela 4.22 e as respectivas variações dos teores de ferro com o diâmetro das partículas estão apresentadas na Figura 4.52.

Tabela 4.22 – Composição química dos materiais.

Amostra	Fe	SiO ₂	Al ₂ O ₃	P	Mn	TiO ₂	CaO	Mg	PPC*
RF	62,56	7,64	0,75	0,033	0,330	0,081	0,021	0,160	0,97
SG	39,63	30,76	2,47	0,139	0,753	0,222	0,025	0,286	5,55
MP	52,00	16,95	1,60	0,059	0,440	0,120	0,120	0,214	2,83
EL	54,46	12,61	1,52	0,096	0,316	0,136	0,032	0,076	7,83

* PPC: perdas por calcinação

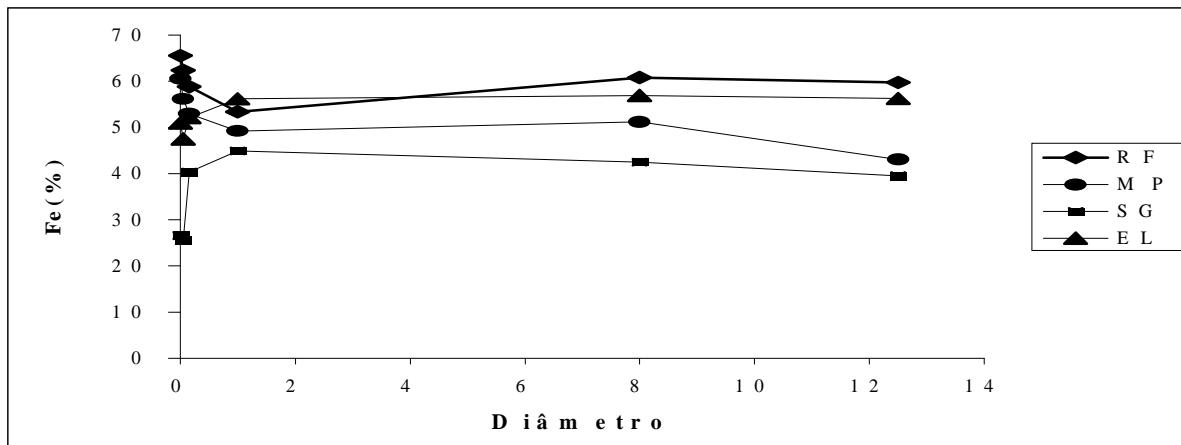


Figura 4.52 – Variação do teor do ferro com o diâmetro das partículas.

Em função da quantidade de ferro presente nos resíduos de minério de ferro, foram estabelecidas correlações com outros parâmetros geotécnicos de caracterização, conforme indicado nas Figuras 4.53 a 4.56.

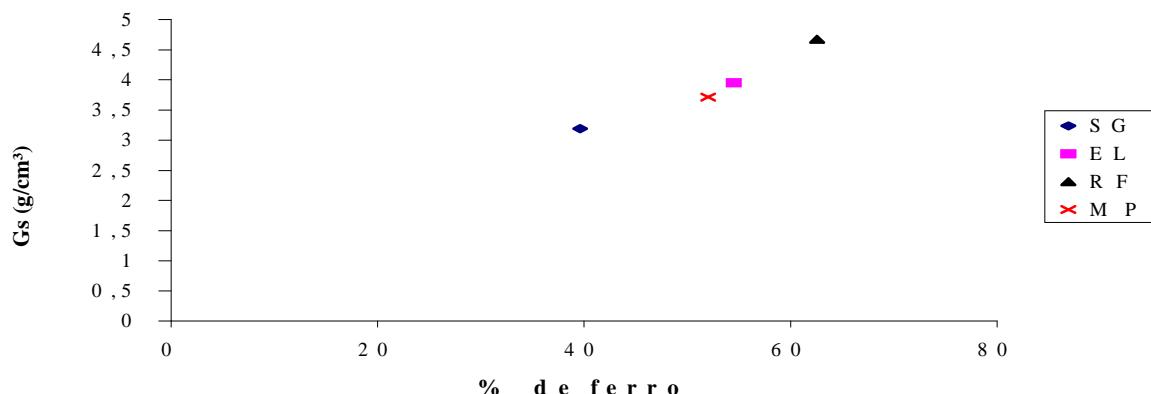


Figura 4.53 – Relação entre valores de Gs e a porcentagens de teor do ferro.

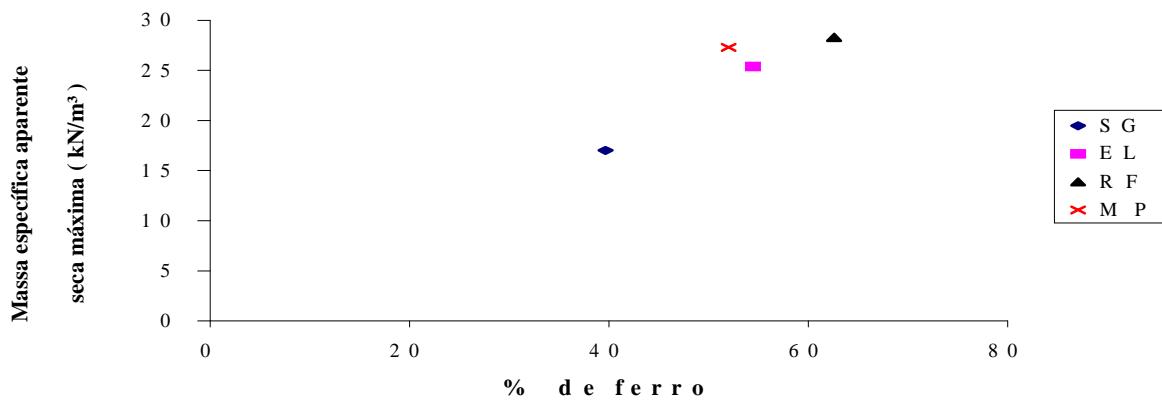


Figura 4.54 – Relação entre valores de γ_d e porcentagens de teor do ferro.

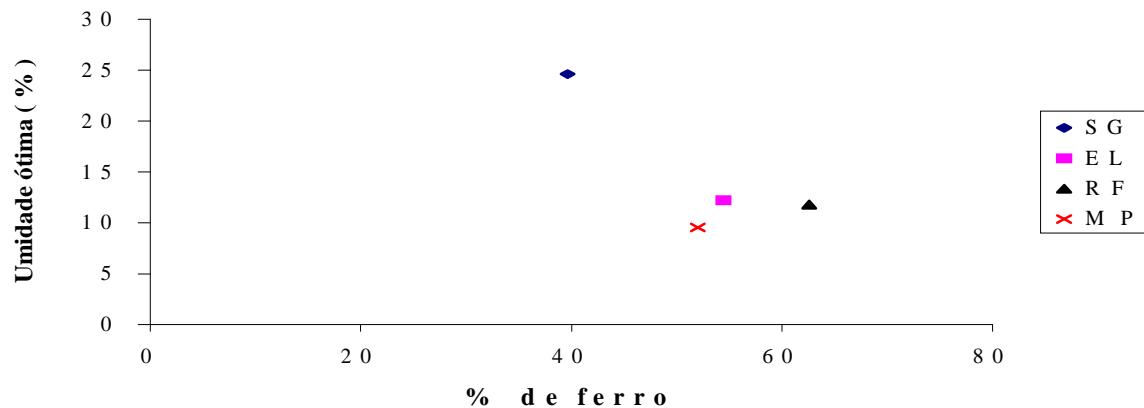


Figura 4.55 – Relação entre valores de w_{0t} e porcentagens de teor do ferro.

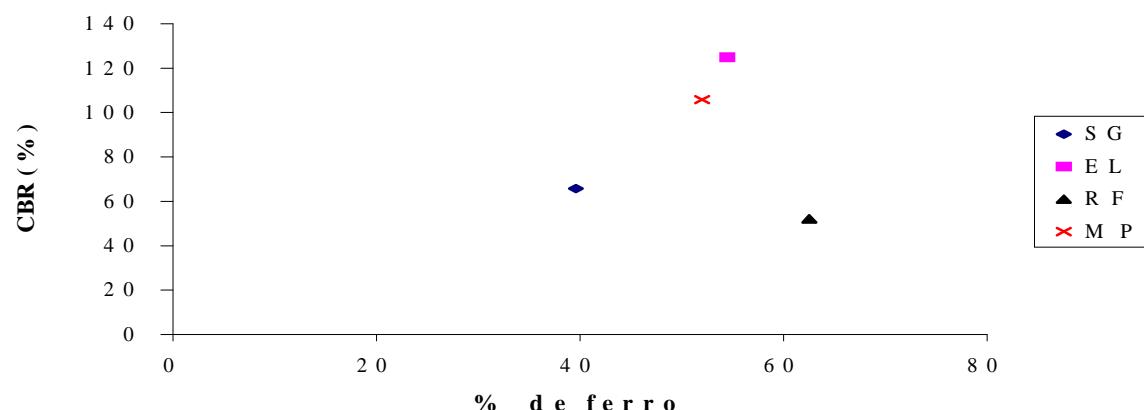


Figura 4.56 – Relação entre valores de CBR e porcentagens de teor do ferro.

Como era de se esperar, as porcentagens de ferro incorporado aos resíduos de minério de ferro interferiram sobremaneira nos parâmetros geotécnicos dos materiais analisados.

4.3.10 – VERIFICAÇÃO DE DANOS MECÂNICOS NO GEOTÊXTIL

Amostras virgens e exumadas de geotêxteis foram submetidas a ensaios de tração em faixa larga (100 mm x 200mm), visando quantificar os efeitos dos danos mecânicos associados às atividades de compactação durante a construção do sublastro e do lastro. Foram realizados cerca de 31 ensaios e os resultados dos ensaios em amostras virgens estão plotados na Figura 4.57.

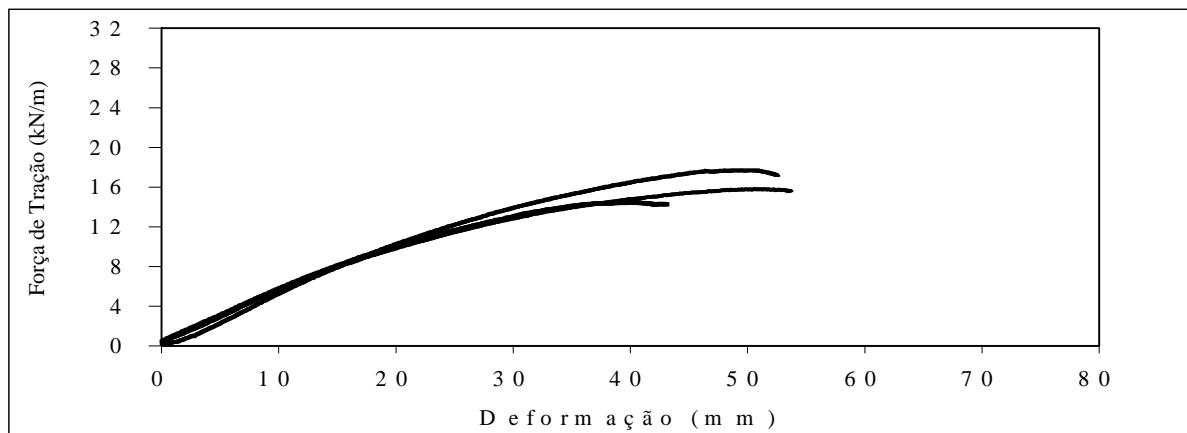


Figura 4.57 – Resultados dos ensaios de tração em amostras virgens de geotêxtil.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados nas amostras virgens apresentaram valores consistentes com aqueles fornecidos no catálogo do fabricante (Tabela 4.23).

Tabela 4.23 – Comparação entre resistência e deformações dos ensaios realizados x dados do catálogo do fabricante.

Geotêxtil	Alongamento na ruptura fabricante (%)	Alongamento na ruptura ensaios (%)	Variação máxima (%)	Resistência à tração fabricante (kN/m)	Resistência à tração ensaios (kN/m)	Variação máxima (%)
RT16	40-60	51	-15	16	15,93	-0,005

Para simular as condições de campo, foram testadas amostras exumadas do geotêxtil utilizado no trecho experimental da EFVM, sob três diferentes condições: após compactação do sublastro, após compactação do lastro em amostra íntegra (sem furos) e após compactação do lastro em amostra com furos, representativa dos danos mecânicos característicos da natureza bastante agressiva imposta à manta têxtil durante as etapas de lançamento e conformação final do lastro. Os resultados das respectivas análises estão apresentados nas Figuras 4.58 a 4.60.

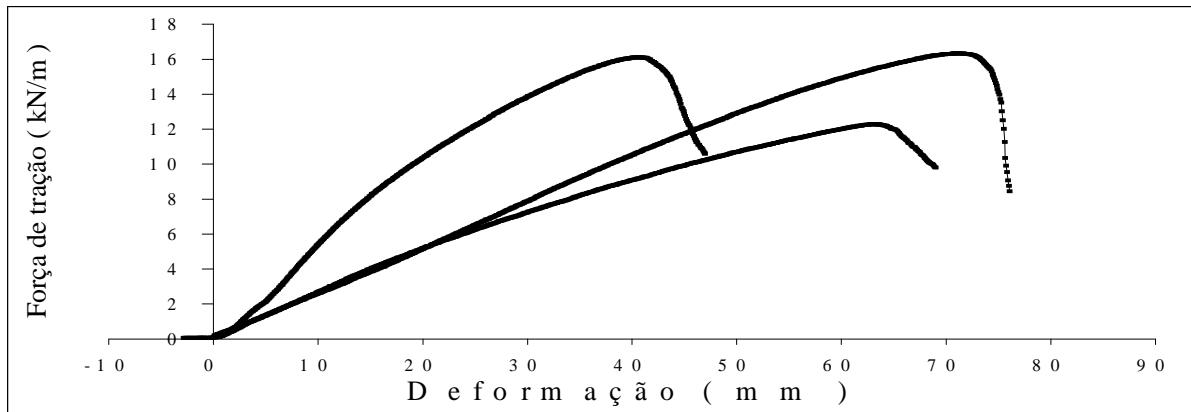


Figura 4.58 – Resultados dos ensaios de tração em amostras exumadas de geotêxtil sob compactação do sublastro.

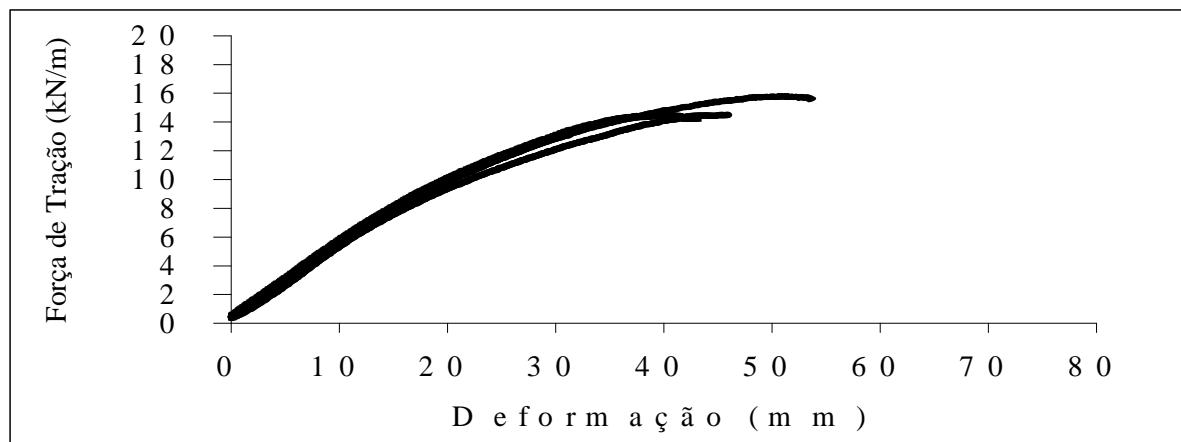


Figura 4.59 – Resultados dos ensaios de tração em amostras exumadas de geotêxtil (amostra sem furos) sob compactação do lastro após 90 dias de tráfego ($N=3,18 \times 10^5$).

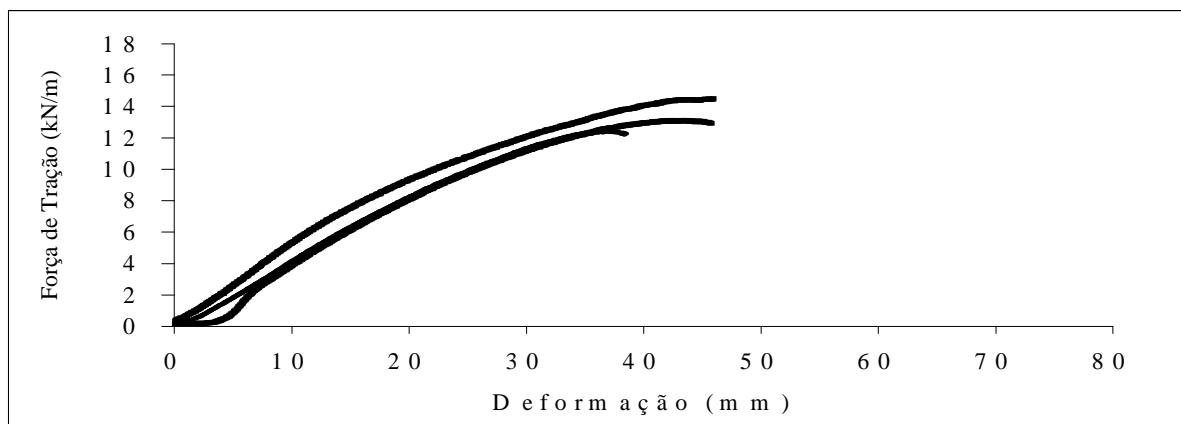


Figura 4.60 – Resultados dos ensaios de tração em amostras exumadas de geotêxtil (amostras com furos) sob compactação do lastro após 90 dias de tráfego ($N=3,18 \times 10^5$).

Com base nestes resultados, foram caracterizados os danos que mais influenciaram os valores da resistência à tração e do alongamento das mantas têxteis, conforme os dados indicados na Tabela 4.24. A inspeção final das amostras resultou na constatação da ocorrência de cerca de 5 furos por m^2 do geotêxtil.

Tabela 4.24 – Resumo dos resultados dos ensaios de danos mecânicos no geotêxtil.

Geotêxtil	Amostras utilizadas nos ensaios	Resistência à tração (kN/m)	Variação (%)	Alongamento (%)	Variação (%)
RT16	Virgem	16	-	51	
RT16	Efeito da compactação do sublastro	14,16	-11,50	49,3	-0,03
RT16	Efeito da compactação do lastro sem furo	14,83	-7,31	45	-11,76
RT16	Efeito de compactação do lastro com furo	12,83	-19,81	41,33	-18,96

4.3.11 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO NO LASTRO DE ESCÓRIA

Como exposto anteriormente, utilizou-se como material de lastro do trecho ferroviário uma escória de aciaria de uma siderúrgica da região e, assim, em se tratando de um material não convencional, tornou-se necessário implementar um programa específico de ensaios para a caracterização geotécnica da mesma. Para isso, amostras foram coletadas no trecho experimental de forma representativa em pontos situados a 20 cm da superfície da camada de lastro. Inicialmente, foram determinados os índices físicos da escória (Tabela 4.25).

Tabela 4.25 - Resultados dos ensaios de laboratório no lastro (escória de aciaria).

Peso específico real (kN/m ³)	Absorção de água (%)	Teor de materiais pulverulentos (%)	Forma	Solubilidade em água
35,75	1,13	0	aproximadamente prismática	Não apresentou alteração após imersão em água por um prazo de 15 dias

A distribuição granulométrica da escória (Figura 4.61) foi estabelecida de acordo com as especificações da ABNT. A granulometria da escória usada na implantação do trecho

ferroviário mostrou-se mais grossa do que as faixas recomendadas pelas especificações técnicas, o que poderia proporcionar a formação de vazios no lastro e dificultar a colocação dos dormentes. Entretanto, o uso de equipamentos mecanizados para espalhar e socar o lastro minimizou os fatores citados.

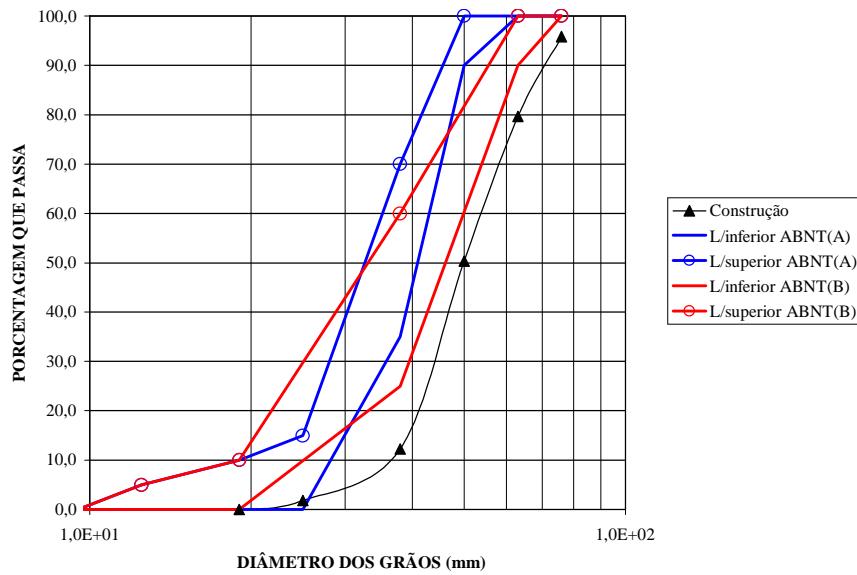


Figura 4.61 – Curva granulométrica da escória utilizada na construção do trecho.

Na fase de construção, as curvas granulométricas do lastro de aciaria demonstraram um bom padrão de britagem. A distribuição granulométrica da escória da fase de construção foi, então, correlacionada com as distribuições granulométricas do material, obtidas após 90 e 600 dias de tráfego intenso na via ferroviária (Figuras 4.62 e 4.63).

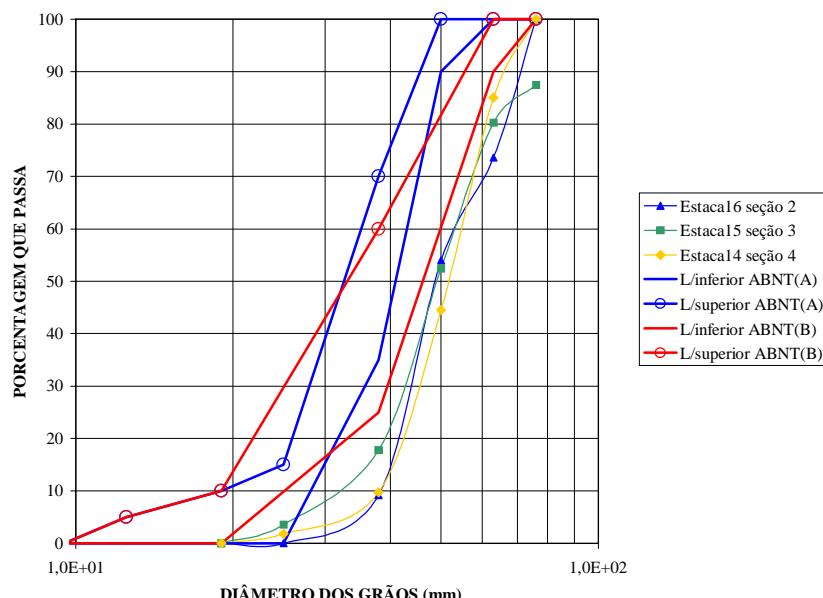


Figura 4.62 – Curva granulométrica da escória após 90 dias de tráfego ($N=3,18 \times 10^5$).

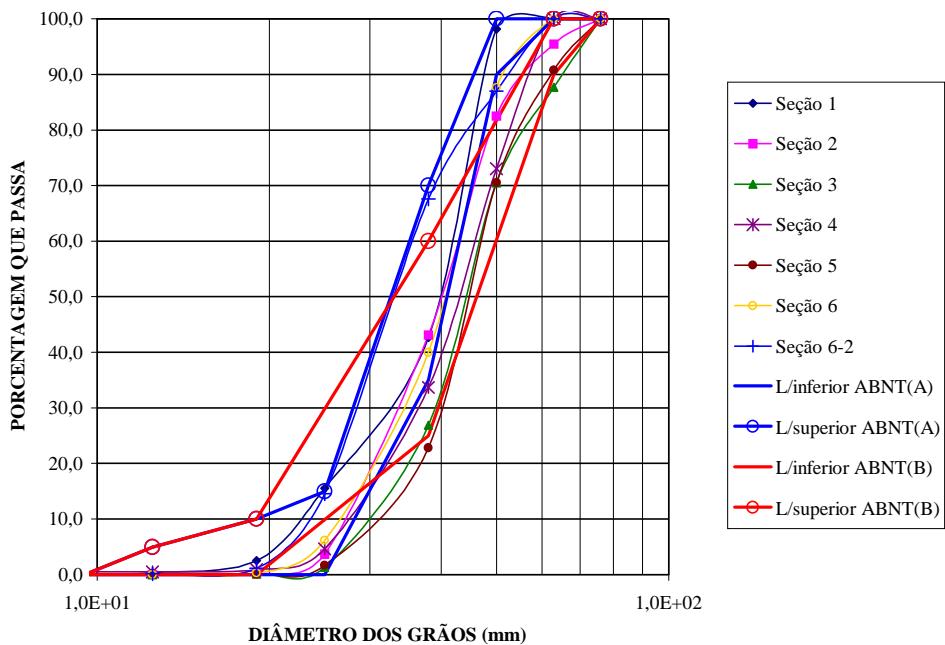


Figura 4.63 – Curva granulométrica da escória após 600 dias de tráfego ($N=2,12 \times 10^6$).

Após 90 dias de tráfego, o lastro de escória de aciaria apresentou distribuições granulométricas distintas para as seções 2, 3 e 4, o que evidencia a diferença de suporte nas mesmas e a ocorrência de quebra de grãos, que resultaram em distribuições mais adequadas à da faixa especificada. Após 600 dias de tráfego, constaram-se quebras de grãos generalizadas, mais acentuadas na seção 4 e menos acentuadas na seção 5, evidenciando a influência da posição do geotêxtil.

A granulometria mostra-se ser um indicativo indireto muito importante de diversas outras características do lastro, entre as quais a resistência à quebra, a resiliência, a acumulação de deformação plástica e a resistência ao cisalhamento. A partir das curvas granulométricas obtidas, procedeu-se à determinação o índice de quebra dos grãos B_g para as diferentes seções experimentais (valores dados na Tabela 4.26).

Tabela 4.26 - Índices de quebra da escória sob 90 e 600 dias de tráfego.

Propriedade	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	Seção 6
B_g (%) - 90 dias	-	7,90	10,00	9,60	-	-
B_g (%) - 600 dias	119,40	85,10	47,20	72,50	46,10	89,9

Este parâmetro representa o peso das frações sólidas retidas na série normal das peneiras dos ensaios de granulometria, resultantes do processo contínuo de fragmentação sob tráfego. Inicialmente, este índice assume valores baixos e, com o decorrer do tempo, devido ao aumento significativo das quebras de grãos, passa a assumir valores substancialmente maiores, intimamente associados à rigidez estrutural da seção da via ferroviária.

Para avaliação do potencial de contaminação granulométrica, Selig e Waters (1994) definiram o chamado “fouling index” ou índice de contaminação do lastro (F_1), expresso por: $F_1 = P_4 + P_{200}$, sendo P_4 e P_{200} as percentagens em pesos passantes, respectivamente, nas peneiras 4 e 200.

O lastro novo aplicado na construção não apresentava nenhum pó de escória, condição que permaneceu nos 90 dias de tráfego. Após 600 dias de tráfego, nota-se já uma formação incipiente de pó de escória, com porcentagens de 0,33% passante na peneira 4 e de 0,09% na peneira 200, resultando em um valor do índice F_1 igual a 0,42%. Para valores inferiores a 1, a classificação de Selig e Waters (1994) configura uma condição de lastro limpo.

Em termos de coeficientes de não uniformidade C_u , as curvas granulométricas do lastro de escória caracterizaram a mesma como sendo um material uniforme, nas condições de construção e sob tráfego, após 90 dias e 600 dias da construção do ramal (Tabela 4.27).

Tabela 4.27 Valores do coeficiente de não uniformidade das amostras de escória.

Parâmetro	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	Seção 6
Construção	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
C_u após 90 dias	-	1,36	1,63	1,44	-	-
C_u após 600 dias	1,80	1,65	1,70	1,77	1,62	1,65
C_c construção	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C_c após 90 dias	-	0,98	1,11	1,01	-	-
C_c após 600 dias	1,09	1,00	1,10	1,08	1,06	1,03

Ensaios de carga pontual foram realizados em corpos-de-prova selecionados da escória, com diâmetros compreendidos entre 30 e 80 mm, com forma aproximadamente prismática, de acordo com as prescrições da norma ASTM D5731-95. O carregamento pontual foi aplicado na posição correspondente à metade do comprimento e da largura. Os ensaios só foram considerados válidos quando o plano de ruptura coincidia com a seção transversal de cada corpo-de-prova.

Para cada ensaio, determinou-se o índice de carregamento pontual I_s a partir das equações:

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (4.1)$$

$$D_e = \sqrt{\frac{4A_s}{\pi}} \quad (4.2)$$

sendo D_e o diâmetro equivalente das partículas de escória e A_s a área do plano de ruptura.

Para a determinação do índice $I_{s(50)}$ as cargas de ruptura são plotadas com os respectivos diâmetros equivalentes, admitindo-se o diâmetro $D_e=50\text{mm}$ como sendo a dimensão de referência para os corpos-de-prova ensaiados, tanto para o plano paralelo como para o plano perpendicular ao plano de ruptura. Os resultados dos ensaios de carga pontual na escória estão representados na Tabela 4.28.

Tabela 4.28 - Propriedades de resistência do lastro de escória de aciaria.

Profundidade (m)	Identificação	Resistência à compressão uniaxial δ_{uc} (Mpa)		Índice de carregamento – I_{s50} – (Mpa)		Índice de anisotropia $I_{a(50)}$
		Plano ⊥	Plano //	Plano ⊥	Plano //	
0,0 – 0,20	Escória de aciaria	165,60	156,26	8,33	7,86	1,06

Os resultados dos ensaios de carga pontual na escória de aciaria mostraram-se compatíveis com os de material rochoso, apresentando bons resultados para os índices de carregamento pontual, tanto para o fator $I_{s(50)}$ paralelo como para o fator $I_{s(50)}$ perpendicular, quando comparados aos de rochas naturais como o basalto ($I_{s(50)} = 9,5$) (Maia et al. 2003).

De posse dos fatores $I_{s(50)}$ e $L_{s(50)}$, definiu-se também o respectivo índice de resistência anisotrópico $I_{a(50)}$ (Tabela 4.28). Com base no valor do índice de anisotropia, conclui-se que a escória de aciaria não apresenta um plano preferencial de ruptura, sendo a sua resistência praticamente uniforme em todas as direções. Segundo Goodman (1989) o índice de carregamento pontual é um parâmetro representativo das características de resistência que leva em conta a geometria das partículas e a porosidade. A resistência à compressão uniaxial δ_{uc} foi obtida por meio da relação empírica $\delta_{uc}=C \cdot I_{s(50)}$, sendo C um coeficiente experimental que depende do diâmetro dos corpos-de-prova e das características do material.

Para a determinação do coeficiente experimental C, foram feitos ensaios de carga pontual e de compressão uniaxial em uma série de amostras preparadas de forma especial (mesma forma geométrica e diâmetros iguais). Os resultados estão apresentados na Figura 4.64 e comparados com os valores da norma ASTM D5731 na Tabela 4.29.

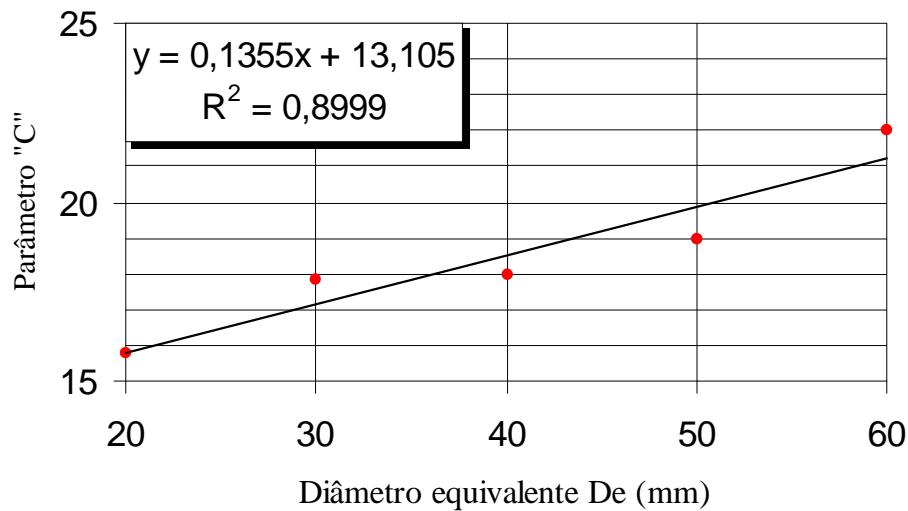


Figura 4.64 –Determinação do coeficiente característico da escória de aciaria.

Tabela 4.29 – Comparações de valores de C entre material rochoso (ASTM D5731-95) e a escória de aciaria.

Diâmetro CP (mm)	Valores de C (ASTM)	Valores de C (Calculado)
20	17,5	15,82
30	19	17,17
40	21	18,53
50	23	19,88
54	24	20,42
60	24,5	21,24

Constata-se, assim, que os valores determinados para o coeficiente experimental C apresentam uma boa comparação com os valores adotados pela norma ASTM. A partir da correlação empírica $\delta_{uc}=C \cdot I_{s(50)}$, agora validada com o valor do coeficiente experimental C obtido para a escória de aciaria, plotou-se a relação entre índices de carregamento pontual e resistências à compressão uniaxial para qualquer diâmetro (Figura 4.65)

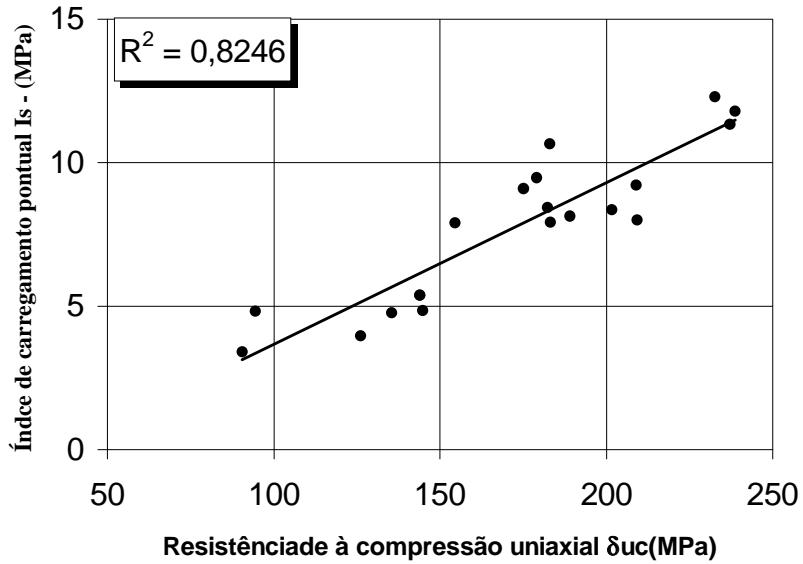


Figura 4.65 – Relação entre índices de carregamento pontual e resistências à compressão uniaxial.

Finalmente, os ensaios de abrasão Los Angeles foram realizados com as faixas de graduação E e F da norma NBR 6465, com uma carga abrasiva composta por 12 esferas de aço com peso de 6 kg e massa lavada na peneira de 1,7mm. Os ensaios foram realizados para a escória na fase de construção e após 600 dias decorridos de tráfego. Os resultados estão sistematizados na Tabela 4.30.

Tabela 4.30 – Resultados dos ensaios de Abrasão Los Angeles na escória de aciaria.

Propriedade	Seção 1	Seção 2	Seção 3	Seção 4	Seção 5	Seção 6(a)	Seção 6(b)
Abrasão Los Angeles (%) - construção	10,43	10,43	10,43	10,43	10,43	10,43	10,43
Abrasão Los Angeles (%) – após 600 dias	7,30	8,38	7,24	6,44	7,64	11,37	8,37

Conclui-se, portanto, que os valores dos ensaios de Abrasão Los Angeles atenderam plenamente os requisitos de norma, admitido como podendo assumir um valor máximo de 30% pela CVRD. Comparando-se os dados da Tabela 4.30, constata-se que, durante o período de exposição da escória às intempéries, ocorreu um processo de cura (carbonatação), proporcionando ganhos de resistências adicionais.

CAPÍTULO 5 – RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DE CAMPO

5.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios de campo realizados durante o período de monitoramento das seções experimentais. Foram analisados os dados obtidos durante o período de controle e monitoramento, com o objetivo de compreender os mecanismos de degradação dos materiais utilizados nas seções-teste construídas, a partir de misturas de solo local, resíduos de minério de ferro e geossintéticos.

O monitoramento estendeu-se de maio de 2003 a abril de 2005. Ao longo desse período, o tráfego ferroviário total foi da ordem de 75.860.070 toneladas brutas de carga, com magnitudes compreendidas entre 36 e 300 kN por eixo (vagões vazios até carga máxima de vagões carregados). A Tabela 5.1 apresenta as datas de monitoramento e os valores acumulados das cargas de tráfego ferroviário até aqueles momentos, expressas em termos de ciclos de carga normalizados pelo eixo padrão (300 kN).

Tabela 5.1 – Cargas de tráfego acumulado ao longo do tempo.

Data	Dias decorridos	Número de eixos
26/05/03	0	0
04/07/03	39	137.927
27/08/03	93	328.904
07/10/03	134	473.904
30/10/03	157	555.246
11/12/03	199	703.783
18/02/04	268	947.809
27/02/04	277	979.638
04/05/04	344	1.216.590
11/06/04	382	1.350.981
30/06/04	401	1.418.177
06/07/04	407	1.439.396
07/07/04	408	1.442.933
19/08/04	451	1.595.007
18/09/04	481	1.701.105
30/10/04	523	1.849.642
27/11/04	551	1.948.667
30/12/04	584	2.065.374
27/01/05	621	2.196.229
28/02/05	654	2.312.936
18/03/05	672	2.376.595
29/04/05	715	2.528.669

A Tabela 5.2 apresenta os quantitativos dos ensaios realizados durante o período de monitoramento, compreendendo ensaios com frasco de areia, medidas das deflexões da via por meio de viga Benkelman, medidas do módulo de elasticidade das camadas com o aparelho ‘Geogauge’, medidas de deformações da infra-estrutura sob solicitações estáticas e dinâmicas e a medida das variáveis ambientais locais (temperaturas e umidades).

Tabela 5.2 – Quantitativo dos ensaios de campo.

Ensaio		Frasco de Areia	Viga Benkelman	Geogauge H4140	Ensaio estático	Ensaio dinâmico	Variáveis ambientais
Quantidades por seções	S1	2	6	24	889	23509	24398
	S2	2	6	23	489	14145	14634
	S3	2	6	23	506	12201	12707
	S4	2	6	23	497	24327	24824
	S5	2	6	23	547	20779	21326
	S6	2	6	24	1613	57959	59572
	S7	2	6	23	541	9374	9888
	Subleito	14	42	60	-	-	-
	Sublastro	-	-	88	-	-	-
	Grade	-	24	-	-	-	-

Uma vez que este capítulo refere-se à apresentação e discussão dos resultados obtidos a partir dos procedimentos de controle e de monitoramento efetuados ao longo das sete seções propostas para o trecho experimental de 250m do ramal ferroviário da EFVM, julgou-se oportuno reapresentar neste momento o arranjo, a geometria e as características gerais das diferentes seções analisadas (Figura 5.1 e Tabela 5.3, similares, respectivamente, à Figura 3.10 e à tabela 3.6), de forma a facilitar o entendimento e desenvolvimento das análises.

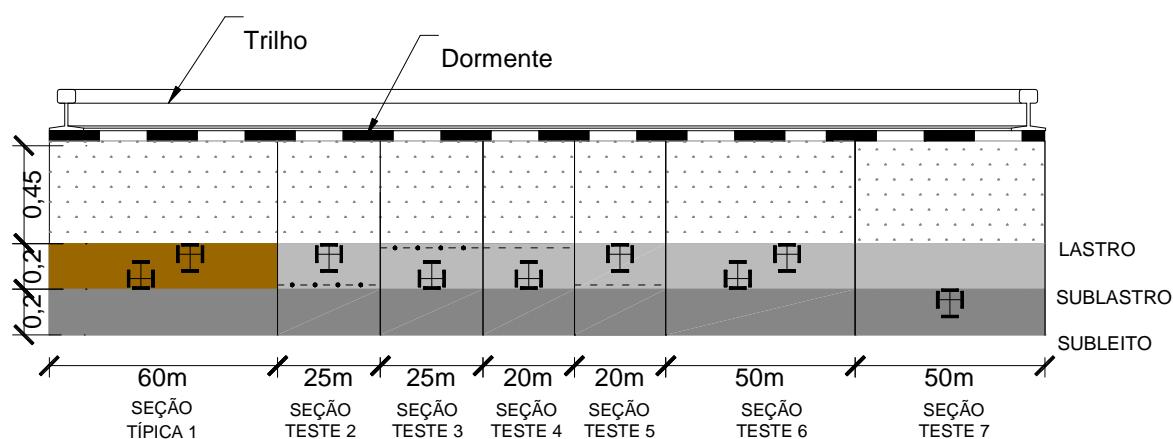


Figura 5.1 - Composição e arranjo geral das seções-teste no trecho experimental.

Tabela 5.3 - Características gerais das seções-teste.

Seção teste	Material	Sublastro (m)	Localização (estaca)	Geogrelha (posição)	Geotêxtil (posição)
1	Estéril laterita EL	4,5x 0,20 x 60	24/21		
2	Mistura de pista MP + geogrelha	4,50 x 0,20 x 25	17+10/16+5	Base da camada	
3	Mistura de pista MP + geogrelha	4,50 x 0,20 x 25	16+5/15	Topo da camada	
4	Mistura de pista MP + geotêxtil	4,50 x 0,20 x 20	15/14		Topo da camada
5	Mistura de pista MP + geotêxtil	4,50 x 0,20 x 20	14/13		Base da camada
6	Mistura de pista MP	4,50 x 0,20x 50	11+10/9		
7	Solo granular SG	5,50 x 0,20 x50	10+10/8		

5.2 – ENSAIOS COM FRASCO DE AREIA

O controle de compactação da execução do subleito e do sublastro foi feito por meio do método do frasco de areia (método de ensaio DNER-ME 091/94), compreendendo a determinação do peso específico máximo do material mediante a estimativa indireta do volume de solo escavado pela medição do peso de uma areia padronizada necessário para o preenchimento do mesmo. Correlacionando-se este valor com os resultados de laboratório, foram estabelecidos os valores correspondentes do Grau de Compactação (GC) para os diferentes pontos amostrados no subleito e no sublastro (Tabelas 5.4 e 5.5, respectivamente). Os valores de umidade foram obtidos por ensaios expeditos em campo.

Tabela 5.4 – Valores das densidades, umidades e graus de compactação do subleito.

Estaca	Laboratório		Campo		G.C (%)	Δw (%)
	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	w _{ót} (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	w(%)		
25	16,55	27,20	16,59	26,60	100,20	-0,60
17+10/16+5	16,55	27,20	16,76	27,00	101,30	-0,20
16+5/15	23,02	11,00	23,28	11,20	101,10	0,20
15/14	23,02	11,00	23,28	11,20	101,10	0,20
14/13	23,02	11,00	23,28	11,20	101,10	0,20
11+10/9	15,96	26,40	16,50	27,90	100,70	1,50
10+10/8	15,96	26,40	16,08	27,90	100,70	1,50

Tabela 5.5 – Valores das densidades, umidades e graus de compactação do sublastro.

Estaca	Laboratório		Campo		G.C (%)	Δw (%)
	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	w _{ót} (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	w (%)		
25	24,60	11,20	24,71	13,40	100,40	2,20
17+10/16+5	23,45	14,50	23,81	13,50	101,50	-1,00
16+5/15	23,85	14,30	23,83	13,40	99,90	-0,90
15/14	23,05	14,80	23,28	15,50	101,00	0,70
14/13	23,85	14,30	24,11	13,40	101,10	-0,90
11+10/9	22,60	13,40	22,58	15,20	99,90	1,80
10+10/8	22,60	13,40	23,23	14,60	102,80	1,20

Observa-se que, durante a execução do subleito e do sublastro, os valores de GC foram maiores ou ligeiramente inferiores a 100% e os desvios de umidade ficaram dentro da faixa admissível das especificações técnicas da via ($\Delta w = \pm 2,0\%$), à exceção do ponto amostrado na estaca 25 do sublastro.

Como o trecho experimental está localizado, em sua maior parte, dentro de um corte e seções de meia-encosta com alteração no perfil do material solo granular, os resultados demonstram o cuidado e a adequabilidade dos equipamentos utilizados na compactação, constituídos por rolo vibratório de pata curta, rolo vibratório liso e rolo pneumático. Os principais problemas executivos decorreram das intensas chuvas ocorridas no período, que provocaram a saturação dos materiais, dificultando sobremaneira o processo de mistura do resíduos de minério de ferro na pista e impondo procedimentos imediatos para uma drenagem eficiente da via.

Procedeu-se, então, à substituição do material na plataforma e à execução de valetas laterais de concreto. As valetas de concreto foram posicionadas de acordo com o projeto executivo que determinava o posicionamento das mesmas à altura da cota do sublastro e não da cota do subleito, procedimento que mostrou-se inadequado, provocando a retenção de água dentro da plataforma e gerando altos índices de umidade no sublastro.

5.3 – MÓDULOS DE ELASTICIDADE E RIGIDEZ IN SITU DAS CAMADAS

Para a determinação dos módulos de elasticidade e da rigidez dos materiais de construção, foram realizados ensaios de ressonância com o GeoGauge H4140, sempre após a execução da compactação e liberação das camadas de subleito, de sub-base e de lastro. Os valores médios dos resultados dos ensaios realizados com este equipamento na camada de subleito estão apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Características estruturais de deformabilidade e rigidez do subleito.

Seção	Estaca	Freqüência	Desvio	E (MPa)	Rigidez (MN/m)
1	22/24	24,2055	1,9622	109,714	12,1944
2	17+10	24,7800	1,7550	100,842	11,2125
3	15	24,1950	2,6930	111,799	12,4260
4	14	26,2600	1,5850	106,831	11,8766
5	13	27,8828	1,4214	88,131	9,7928
6	9/10	25,9950	1,6275	99,497	11,0600
7	5/8	26,3845	1,6015	89,107	10,0875

Na camada de subleito foram realizados 60 ensaios, sendo que, em cada seção, foram ensaiados pontos no eixo, no bordo esquerdo e no bordo direito. Para a realização dos ensaios foram retirados os materiais soltos, repetindo-se o ensaio para diferentes posições do equipamento, de forma a se evitar, para uma nova leitura, a compactação localizada induzida pela própria vibração do dispositivo.

Analizando os ensaios representados na Tabela 5.6 nota-se que, para um dado material, ocorreram pequenas variações dos valores medidos, demonstrando, assim, variações relativas do comportamento estrutural da via, que podem ser decorrentes de um ou mais dos seguintes fatores: heterogeneidade dos materiais, deficiência no processo de compactação da estabilização granulométrica da camada de subleito ou valores diferenciados de suporte do terrapleno já que a profundidade de domínio das medidas do aparelho é da ordem de 310 mm. As seções 1 e 3 apresentaram os melhores desempenhos relativos e as seções 5 e 7 mostraram uma menor rigidez estrutural.

Para o subleito, observa-se que o subtrecho em seção de meia-encosta apresentou valores de módulos de elasticidade maiores que aqueles em corte (seções 5, 6 e 7). Constatase que a remoção e a substituição de 40cm do material do corte por outro de melhor qualidade e as providências relativas à drenagem lateral com valeta de concreto foram medidas insuficientes para se chegar a comportamentos estruturais similares às das seções em meia-encosta. Com base nestes resultados, conclui-se que deve ser dada uma ênfase especial aos procedimentos de campo, evitando-se a simples substituição de material por estudos específicos da determinação do nível local do lençol freático e, em caso de afloramento da água, acoplar ao projeto da drenagem superficial também um sistema adicional de drenagem profunda.

A Figura 5.2 apresenta a distribuição dos pontos representativos dos ensaios com o aparelho GeoGauge realizados na camada de subleito, de forma a mostrar a regularidade do processo executivo e a eficiência deste instrumento no controle de qualidade da compactação.

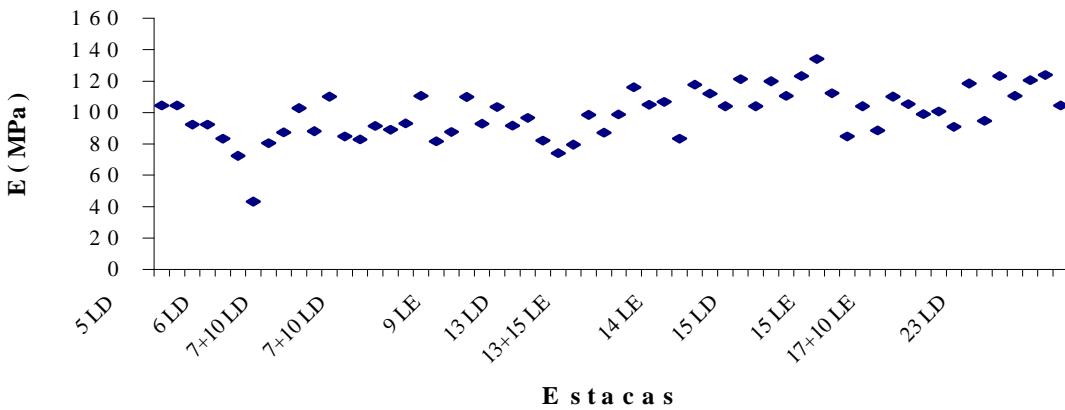


Figura 5.2 – Resultados dos ensaios com o GeoGauge no subleito da via experimental.

Na Tabela 5.7, são apresentados os valores médios dos parâmetros estruturais obtidos para a camada de sublastro por meio do equipamento GeoGauge H4140.

Tabela 5.7 – Características estruturais de deformabilidade e rigidez do sublastro.

Seção	Estaca	Freqüência	Desvio	E (MPa)	Rigidez (MN/m)
1	22/24	20,4078	2,3644	164,861	18,3233
2	17+10	22,0911	2,0678	154,274	17,1388
3	15	20,2483	2,6508	144,671	16,0808
4	14	23,2566	1,3	136,610	15,16
5	13	20,85	1,745	118,902	13,07
6	9/10	21,7864	3,3164	132,359	14,7128
7	5/8	21,7683	2,2013	145,746	16,2006

À luz dos resultados apresentados na Tabela 5.7, que representa a média dos 88 ensaios realizados, pode-se afirmar que a ordem de comportamento estrutural dos materiais usados na camada de sublastro (numa escala decrescente em termos de desempenho) foi a seguinte:

- Seção 1: estéril de minério de ferro (estéril laterita EL), composto por areia e pedregulho;
- Seção 2: mistura de resíduos de minério de ferro MP (areia siltosa) e com a presença de geogrelha na base inferior da camada;
- Seção 7: mistura de resíduos de minério de ferro MP (areia siltosa);
- Seção 3: mistura de resíduos de minério de ferro MP (areia siltosa) e com a presença de geogrelha no topo da camada;
- Seção 4: mistura de resíduos de minério de ferro denominada MP (areia siltosa) com a presença de geotêxtil no topo da camada;
- Seção 6: mistura de resíduos de minério de ferro MP (areia siltosa);

- Seção 5: mistura de resíduos de minério de ferro MP (areia siltosa) com a presença de geotêxtil na base da camada.

Para uma melhor análise dos resultados obtidos, são apresentados nas Figuras 5.3 a 5.6 a correlação entre os parâmetros determinados entre diferentes seções de projeto.

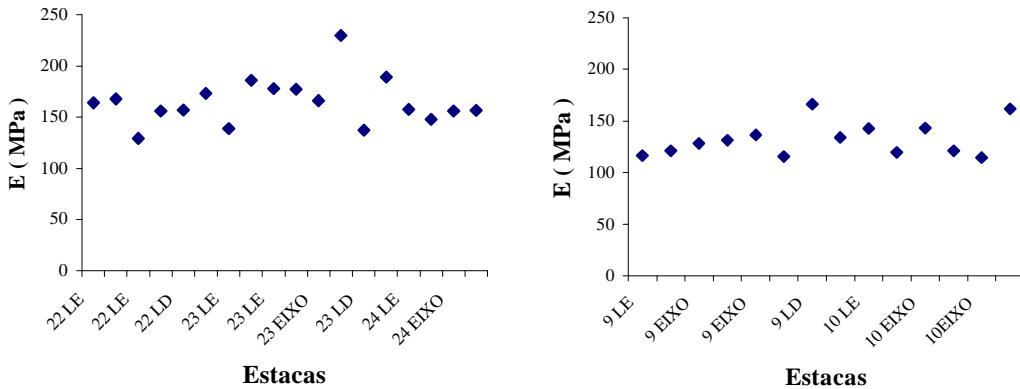


Figura 5.3 – Resultados dos ensaios obtidos com GeoGauge H4140 para as seções 1 e 6.
Obs: LE e LD são os lados direito e esquerdo com relação ao sentido do eixo do estaqueamento.

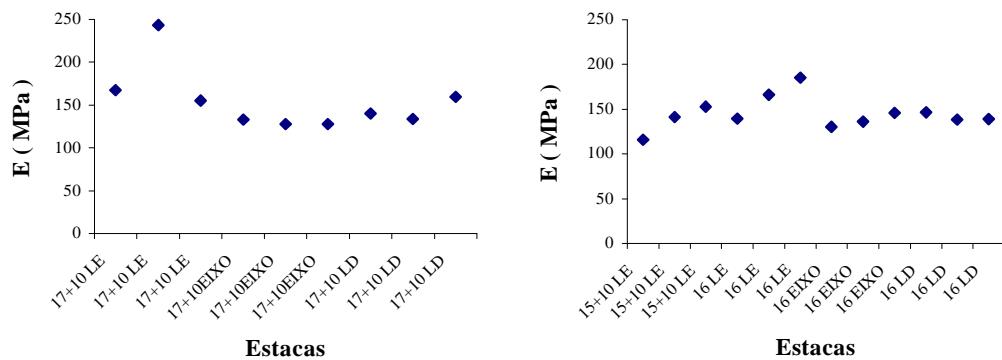


Figura 5.4 – Resultados dos ensaios obtidos com GeoGauge H4140 para as seções 2 e 3.
Obs: LE e LD são os lados direito e esquerdo com relação ao sentido do eixo do estaqueamento.

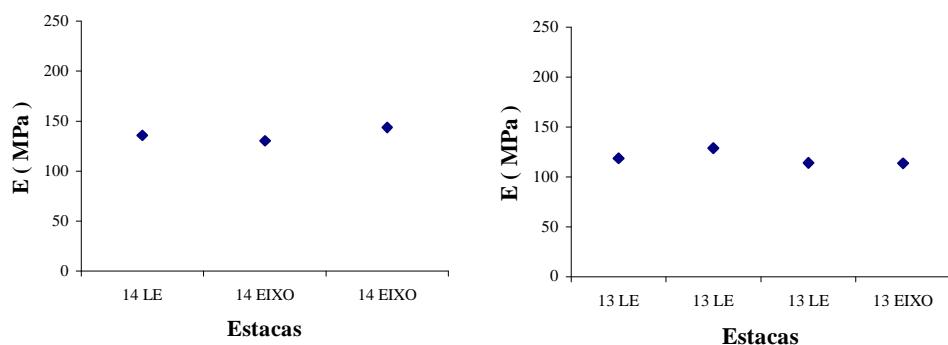


Figura 5.5 – Resultados dos ensaios obtidos com GeoGauge H4140 para as seções 4 e 5.
Obs: LE e LD são os lados direito e esquerdo com relação ao sentido do eixo do estaqueamento.

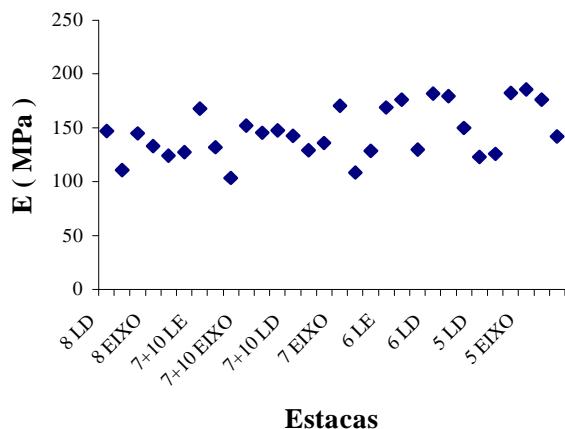


Figura 5.6 – Resultados dos ensaios obtidos com GeoGauge H4140 para a seção 7.

Obs: LE e LD são os lados direito e esquerdo com relação ao sentido do eixo do estaqueamento.

Analogamente às análises anteriores, os ensaios com o equipamento GeoGauge H4140 na camada de sublastro mostraram o comportamento diferenciado dos arranjos estruturais adotados nas diversas seções. A seção 1 apresentou maior rigidez que a seção 6 provavelmente devido à presença de pedregulhos, enquanto que os resultados para as seções 2 e 3, relativamente às seções 4 e 5, evidenciam a maior eficiência da geogrelha , em relação ao geotêxtil, como elemento capaz de aumentar a rigidez da camada de mistura de resíduos de minério de ferro.

Finalmente, a Tabela 5.8 apresenta os valores médios obtidos nos ensaios realizados com o GeoGauge para o caso da camada de lastro.

A Figura 5.7 apresenta o conjunto de resultados dos 24 ensaios realizados na camada de lastro de acordo com o seu estado de compacidade na via permanente. Nota-se uma certa regularidade e a influência da granulometria irregular (muito graúda), dificultando o entrelaçamento dos grãos e propiciando a formação de macroporos, afetando as análises (efeitos de escala) e resultando em valores muito baixos para os módulos de elasticidade.

Tabela 5.8 - Características estruturais de deformabilidade e rigidez do lastro.

Seção	Estaca	Freqüência	Desvio	E (MPa)	Rigidez (MN/m)
1	22 LE	25,513300	2,090383	96,17	10,69
2	16+14 LE	19,866100	6,146163	97,53	10,84
3	15+3 LE	19,090910	4,648513	138,64	15,41
4	14+13 LE	23,112033	2,319790	139,24	15,47
5	13+13 LE	24,380433	1,767803	106,64	11,85
6	10 LE	25,609242	1,620438	100,00	11,11
7	9+18 LE	28,782067	2,698703	71,37	7,93

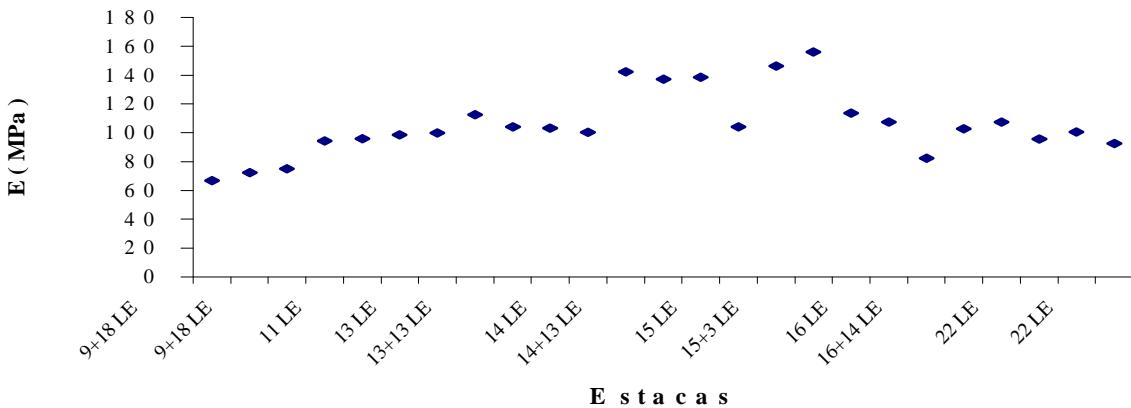


Figura 5.7 – Resultados dos ensaios realizados no lastro com o equipamento GeoGauge.

Obs: LE e LD são os lados direito e esquerdo com relação ao sentido do eixo do estaqueamento.

A evolução dos valores dos módulos de elasticidade do lastro, ao longo do trecho experimental estudado, mostra que as características de rigidez do esqueleto sólido da escória são bastante variáveis de seção para seção, fato corroborado pela variação do aspecto poroso das partículas e da composição química da escória, além dos fatores intrínsecos às diferentes condições de resfriamento do resíduo siderúrgico.

5.4 – ENSAIOS COM VIGA BENKELMAN

As respostas das camadas estruturais à aplicação de um carregamento foram caracterizadas pela análise conjunta da deflexão máxima e do raio de curvatura com o uso da viga Benkelman. As deflexões ou deformações recuperáveis representam um indicativo do comportamento elástico, a partir da mudança da configuração das camadas do pavimento. O raio de curvatura (R) é o parâmetro indicativo do arqueamento da deformada na sua porção mais crítica, tomada, em geral, em um ponto localizado a 25 cm do ponto de aplicação da carga.

Os procedimentos para aferição e calibração da viga Benkelman foram os descritos nas normas DNER – PRO 175/94 e os relativos às medidas das deflexões no pavimento seguiram as prescrições da norma DNER – ME 24/94. A viga Benkelman foi utilizada para os levantamentos deflectométricos e a determinação das bacias de deslocamento das seções estudadas após a aprovação e liberação de controle tecnológico convencional de campo, em relação ao grau de compactação e desvio de umidade.

Foram realizados ensaios em cada seção sobre o subleito e sobre as camadas de sublastro e lastro. No caso da camada de lastro, os ensaios foram realizados após a conclusão da grade formada pelos trilhos e dormentes e início do tráfego. Os ensaios no subleito e sublastro do trecho experimental foram realizados com um peso padrão de 820 kN no eixo simples traseiro de caminhão basculante de rodas duplas, com pneus calibrados com 560 kPa.

Na Tabela 5.9 são apresentados os resultados dos ensaios realizados com a viga Benkelman (constante $K = 4$; relação entre os braços articulados) na camada de subleito do trecho experimental. A bacia de deformações está apresentada na Figura 5.8.

Tabela 5.9 – Resultados dos ensaios com viga Benkelman em cada seção do subleito.

Seção	Deflexão(x 0,01 mm)	R (m)	Temperatura (°C)
1	92	-	28
2	112	-	28
3	108	-	28
4	104	-	28
5	88	-	28
6	100	156,25	28
7	128	-	28

As análises dos dados mostram que as deflexões medidas nas seções experimentais não foram muito elevadas (variáveis entre 0,88 mm e 1,28 mm) e estão dentro das faixas de valores admissíveis para camadas de subleito regularizado. As especificações da Diretoria de Obras do DER/MG recomendam valores de deflexões inferiores a 1,20 mm. O levantamento destes resultados para o caso de subleito regularizado de solo granular nas obras de duplicação da Rodovia Fernão Dias (Silva, 1999) indicou deflexões entre 0,86 mm e 1,44 mm, justificando, portanto, os valores obtidos para as seções experimentais estudadas.

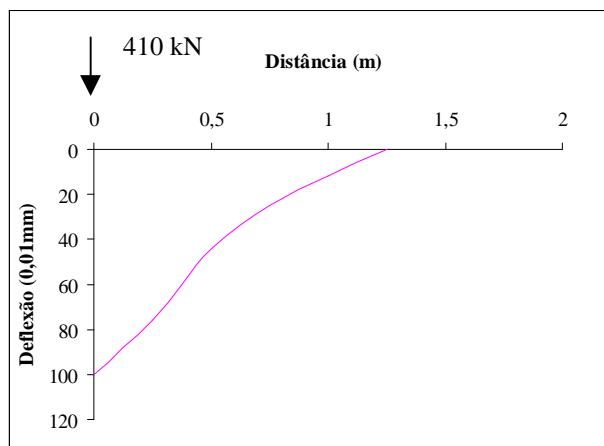


Figura 5.8 – Bacia de deformações obtidas para o subleito na seção 6 do trecho experimental.

Ressalta-se ainda as dificuldades inerentes à realização dos ensaios com a viga Benkelman sobre a camada de regularização devido aos sulcos de pneus dos equipamentos. O valor de raio de curvatura igual a 156,25m demonstra uma condição estrutural razoavelmente boa. Para valores de raios superiores a 100m, as especificações do DNER para rodovias caracterizam um arqueamento significativo da deformada, o que implicaria uma condição estrutural inadequada (deformações excessivas).

Considerando os fatores que podem influenciar na deflexão, ou seja, o tipo de solo da camada, o teor de umidade, o grau de compactação, a temperatura, a incidência do tráfego e a forma de aplicação do carregamento, as análises dos dados da Tabela 5.9 e da Figura 5.8 permitem concluir que a camada de subleito executada com o solo granular SG apresentou deslocamentos diferenciados ao longo das seções. Estas deflexões diferenciadas ao longo da camada de subleito podem estar relacionadas a alterações do perfil do material, deficiências no processo de regularização, correção da umidade e compactação. Nota-se também que o subtrecho em corte (seções 6 e 7) apresentaram deflexões maiores que o subtrecho em meia-encosta com seção mista de corte e aterro (estacas 1, 2, 3, 4 e 5). Além da natureza irregular do solo granular, a presença elevada do lençol freático e a não implementação de um sistema de rebaixamento provavelmente são as causas principais da maior magnitude das deflexões dentro do corte.

Na Tabela 5.10 são apresentados os resultados dos ensaios realizados com a viga Benkelman (constante $K = 4$; relação entre os braços articulados) na camada de sublastro do trecho experimental. A respectiva bacia de deformações está apresentada na Figura 5.9.

Tabela 5.10 – Resultados dos ensaios com viga Benkelman em cada seção do sublastro.

Seção	Deflexão (x 0,01 mm)	R (m)	Temperatura (°C)
1	41		26
2	28		26
3	52	260,41	26
4	52		26
5	70		26
6	80	111,6	26
7	97		26

Analisando os ensaios realizados nas seções, constata-se que houve uma redução geral das deflexões relativamente às do subleito, indicando, assim, uma melhoria estrutural com a incorporação do sublastro na infra-estrutura, evidenciando a contribuição positiva desta camada e as qualidades dos materiais utilizados.

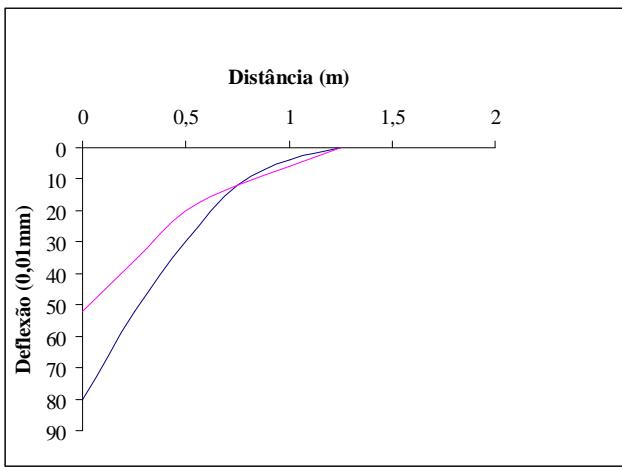


Figura 5.9 - Bacias de deformação obtidas sobre o sublastro (Seções 3 e 6)

As especificações da Diretoria de Obras do DER/MG prescrevem que os valores de deflexões na sub-base devem ser inferiores a 0,8 mm; ao longo do trecho experimental monitorado, as deflexões foram inferiores aos valores de referência nas seções 1 e 2 e maiores que estes nas demais seções.

Por outro lado, os registros das deflexões efetuadas pelo DER/MG, durante as obras de duplicação da Rodovia Fernão Dias (Silva, 1999), foram os seguintes: de 0,43 – 0,73 mm, para sub-base estabilizada granulometricamente com minério de ferro; 0,50 – 0,96 mm para sub-base estabilizada granulometricamente com cascalho e 0,50 a 0,80 mm, para sub-base de material local reciclado. Estes valores comprovam a adequação e representatividade das deflexões obtidas para as seções experimentais realizadas com o resíduo EL e com a mistura de pista MP no ramal da EFVM.

Nota-se que as seções com a mistura de pista apresentaram deflexões maiores que a seção com material natural, o que também pode apontar para deficiências construtivas no processo de estabilização granulométrica com a mistura de pista. Nota-se que a seção 1, executado com o estéril de minério de ferro EL, apresentou um melhor desempenho estrutural que as seções 6 e 7, executadas com a mistura de resíduos de minério de ferro MP.

Observa-se também que as seções 2, 3 e 4, respectivamente compostas de mistura de resíduos de minério de ferro MP com geogrelha nas posições inferior e superior da camada e geotêxtil na posição superior da camada, apresentaram melhorias de comportamento em relação às seções 6 e 7, evidenciando uma contribuição positiva dos elementos de reforço. Entretanto, a seção 5, composta de mistura de resíduos de minério de ferro com geotêxtil na posição inferior da camada, apresentou uma melhoria menos significativa que as demais seções reforçadas do trecho.

Analogamente, a Tabela 5.11 e a Figura 5.10 apresentam os resultados do ensaio da viga Benkelman para a superestrutura, constituída por trilhos TR68, dormentes de aço UIC 865 com fixação flexível (grampos Deenik) e lastro de escória de aciaria. Os ensaios foram realizados com uma locomotiva de 2 truques e 8 eixos com um peso total de 1600 kN.

Tabela 5.11 – Resultados dos ensaios com viga Benkelman em cada seção da superestrutura.

Seção	Deflexão (x0,01 mm)	R (m)	Temperatura (°C)
1	132	156,25	40
2	132	130,21	40
3	92	390,62	40
4	184	260,42	40
5	104	389,10	40
6	408	390,63	40
7	404	391,15	40

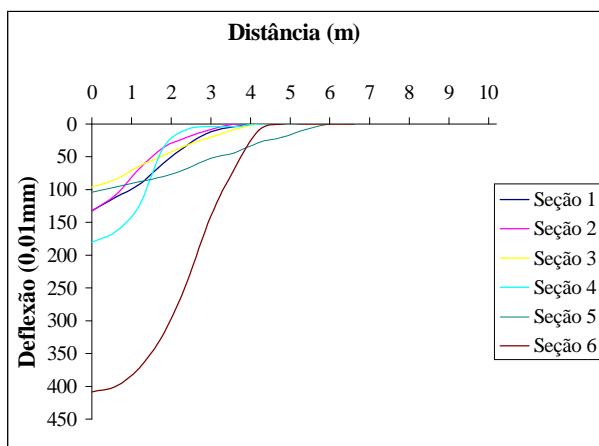


Figura 5.10 - Bacias de deformação obtidas para a superestrutura (Seções 1 a 6).

Considerando que a superestrutura é semelhante em todas as seções, as análises do conjunto de dados formados pela Tabela 5.11 e a Figura 5.10 permitem concluir que a seção 1 com o estéril de minério de ferro EL (areia com pedregulho) apresentou um melhor desempenho estrutural que as seções 6 e 7 (mistura de resíduos de minério de ferro MP composta de areia siltosa). Nota-se também que, nas seções 2 e 3 (mistura de resíduos de minério de ferro MP com geogrelhas na posição inferior e superior), a camada apresentou melhoria no comportamento em relação às seções 6 e 7. Nas seções 4 e 5 (mistura de resíduos de minério de ferro com geotêxteis nas posições superior e inferior), a camada também apresentou melhoria no desempenho.

Destaca-se que, na seção 3, composta de mistura de resíduos de minério de ferro com geogrelha na posição superior, a camada apresentou um comportamento estrutural superior inclusive ao da seção de projeto 1, composta de areia com pedregulho.

Do conjunto dos ensaios realizados com a viga Benkelman, conclui-se que as deflexões totais nas seções reforçadas com geogrelhas (localizadas na parte superior ou na parte inferior do sublastro) foram equivalentes ou menores quanto aquelas previstas na seção de projeto, atestando a viabilidade da utilização dos materiais alternativos conjugados com geossintéticos em obras de infra-estrutura ferroviária.

Por outro lado, os registros das deflexões da superestrutura foram inferiores aos recomendados pela AREA como sendo um intervalo desejado (3,3 – 5,1 mm) (Hay, 1982).

5.5 – CONTROLE TOPOGRÁFICO DA SUPERESTRUTURA

As seções foram niveladas mensalmente por meio de marcos topográficos para controle dos deslocamentos verticais. No monitoramento das cotas da superestrutura ferroviária, foram usados dados coletados por meio de levantamento topográfico convencional efetuado no ponto médio do dormente de aço, sob o qual encontravam-se os sensores de medição das deformações. Os resultados destes levantamentos estão apresentados na Figura 5.11 e sistematizados na Tabela 5.12 a seguir.

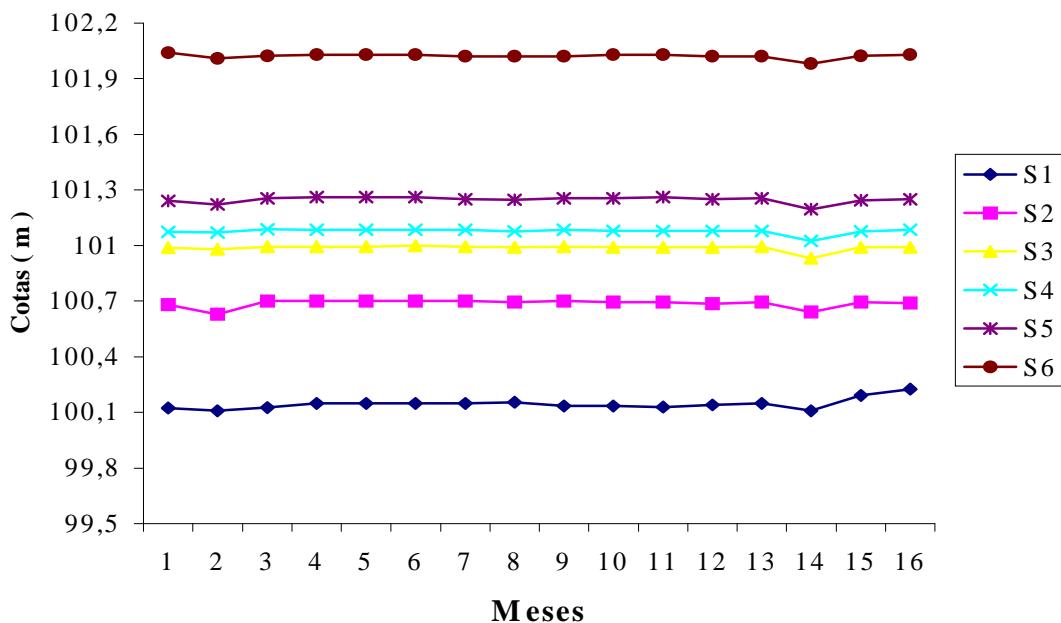


Figura 5.11 – Variação mensal das cotas topográficas dos pontos monitorados (sobre os dormentes de aço) para as seções S1 a S6.

Nota-se que, nos meses 2 e 14 do monitoramento, houve um rebaixamento geral de cotas comum a todas as seções, que é creditado a intervenções de manutenção efetuadas pelo pessoal técnico da EFVM devido a acidentes que ocorreram nas proximidades.

Tabela 5.12 - Controle mensal das cotas via nívelamento topográfico.

Meses	Seções					
	S1	S2	S3	S4	S5	S6
1	100,122	100,682	100,987	101,074	101,242	102,042
2	100,110	100,630	100,980	101,070	101,220	102,010
3	100,125	100,700	100,995	101,087	101,255	102,025
4	100,150	100,700	100,995	101,085	101,260	102,030
5	100,150	100,700	100,995	101,085	101,260	102,030
6	100,150	100,700	101,000	101,085	101,260	102,030
7	100,150	100,700	100,995	101,085	101,250	102,020
8	100,155	100,695	100,990	101,075	101,248	102,020
9	100,135	100,700	100,995	101,085	101,255	102,020
10	100,135	100,695	100,990	101,080	101,255	102,030
11	100,130	100,695	100,990	101,080	101,260	102,030
12	100,140	100,685	100,990	101,080	101,250	102,020
13	100,150	100,695	100,995	101,080	101,255	102,020
14	100,110	100,640	100,930	101,025	101,195	101,980
15	100,190	100,695	100,990	101,075	101,245	102,025
16	100,225	100,690	100,990	101,085	101,250	102,030

Observa-se uma variação muito pequena nas cotas ao longo e após 16 meses de monitoramento, demonstrando a estabilidade da plataforma em relação à infra-estrutura. A seção 1, com estéril laterita, sofreu um acréscimo total de cota de 103 mm ao longo do período de monitoramento, enquanto a seção 6, com mistura de resíduos de minério de ferro, sofreu um decréscimo de 12 mm no mesmo período. As seções 2, 3, 4 e 5 (seções reforçadas) apresentaram acréscimos de 8, 3, 11 e 8 mm no período, respectivamente, com desempenho estrutural superior ao da seção 6 (somente mistura de pista).

Como a variação da cotas foi pequena, torna-se interessante o estudo dos recalques em cada seção ao longo deste período. A Figura 5.12 e a Tabela 5.13 apresentam as amplitudes dos deslocamentos verticais (recalques e levantamentos da via) das seções com o decorrer dos meses de monitoramento e o número de eixos padrões de tráfego. Além da alteração de desempenho de comportamento estrutural das seções com o decorrer do tráfego, observam-se duas singularidades claras no comportamento das curvas deslocamentos verticais x tempo e estas referem-se a duas intervenções corretivas da greide da via pela EFVM em decorrência de acidentes de tráfego ocorridos nas proximidades.

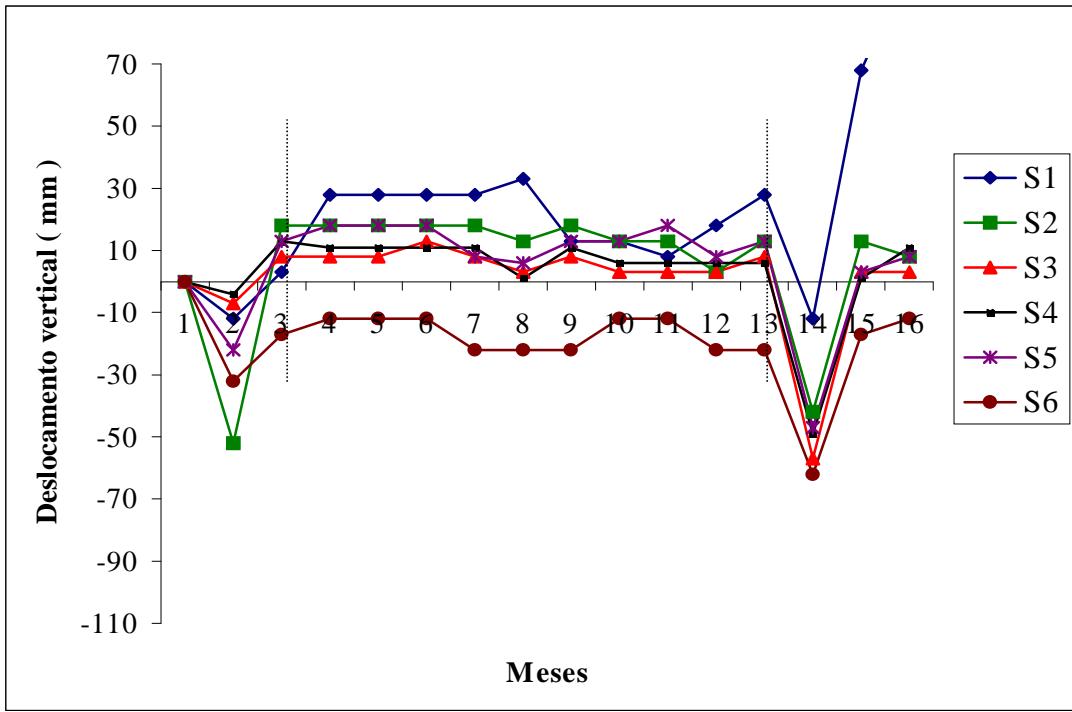


Figura 5.12 – Variação dos deslocamentos verticais por meio do monitoramento topográfico.

Os dados mostram que, numa fase inicial, todas as seções foram submetidas a processos de recalque (Tabela 5.13), invertendo-se tal situação a partir do terceiro mês do monitoramento, à exceção da seção 6 (somente mistura de pista) que apresentou magnitudes de recalque durante todo o período de monitoramento.

Tabela 5.13 - Variação dos deslocamentos verticais das seções em função do tempo e do número de eixos-padrão N.

Seção	Magnitude dos deslocamentos verticais			
	37 dias $N=1,3 \times 10^5$	245 dias $N=8,6 \times 10^5$	450 dias $N=1,6 \times 10^6$	500 dias $N=1,8 \times 10^6$
S1	-12mm	33mm	-12mm	103mm
S2	-52mm	13mm	-42mm	8mm
S3	-7mm	3mm	-57mm	3mm
S4	-4mm	1mm	-49mm	11mm
S5	-32mm	6mm	-47mm	8mm
S6	-32mm	-22mm	-62mm	-12mm

Tomando-se como referência o período entre 3 e 13 meses do monitoramento (indicado pelos segmentos tracejados na Figura 5.12), podem ser feitas as seguintes observações:

(i) a seção 6 mostrou um comportamento típico de recalques durante o prazo de monitoramento, contrapondo-se ao mecanismo de levantamento que tipificou o comportamento de todas as demais seções;

(ii) este mecanismo de levantamento das seções está intimamente associado ao comportamento da escória, ou melhor, à sua condição metaestável em que os processos de decomposição química (carbonatação) propiciam efeitos físicos significativos de expansão volumétrica;

(iii) a seção 3, associando a mistura de resíduos de minério de ferro com a geogrelha na posição superior da camada, apresentou o melhor desempenho durante todo o período de monitoramento, sendo mais eficiente após 500 dias de tráfego;

(iv) a seção 2, com mistura de resíduos de minério de ferro e geogrelha na posição inferior à camada, não mostra melhorias significativas inicialmente, o que passa a ocorrer também após cerca de 500 dias de tráfego. Isto ocorreu também, em menor escala, para o caso das seções reforçadas com geotêxteis. Tais resultados demonstram que a ação dos geossintéticos é particularmente expressiva após um certo período de ciclos de carga (Salim, 2004).

5.6 – RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO DAS SEÇÕES-TESTE

A instrumentação das seções-teste resultou na medição de três grandezas distintas: medidas de controle das condições ambientais, deformações elásticas e deformações residuais. As variáveis ambientais foram medidas em termos de temperaturas e umidades durante os ensaios. As deformações elásticas foram efetuadas sob condições dinâmicas (sinal elétrico representativo dos efeitos da carga dinâmica de tráfego da composição ferroviária durante o ensaio), enquanto as deformações residuais foram medidas sob condições estáticas (sinal elétrico representativo da deformação residual acumulada sem a ação das cargas dinâmicas impostas na execução do ensaio). As curvas de calibração são apresentadas no Apêndice A

5.6.1 – RESULTADOS DAS MEDIDAS DAS CONDIÇÕES AMBIENTAIS

As faixas de valores das variáveis ambientais (temperaturas e umidades), obtidas ao longo de todas as seções instrumentadas do ramal ferroviário da EFVM, são apresentados nas Figuras 5.12 e 5.13, no sentido de caracterizar a ampla dispersão de temperaturas e umidades medidas durante o período de monitoramento (26/05/2003 até 18/03/2005).

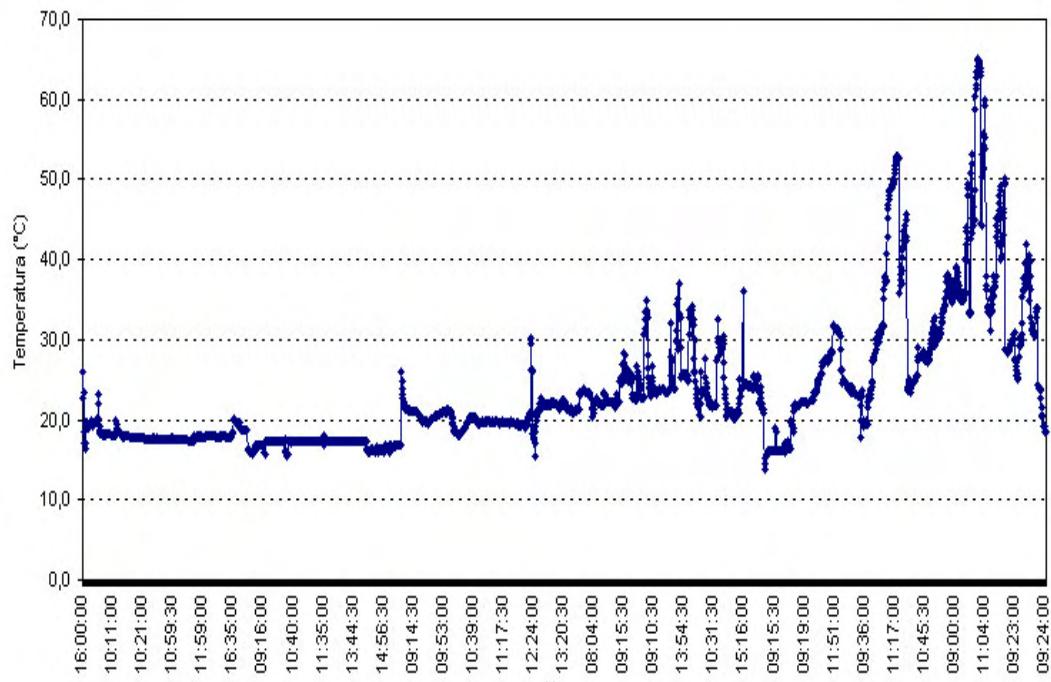


Figura 5.13 – Variação da temperatura nas seções-testes durante o período de monitoramento.

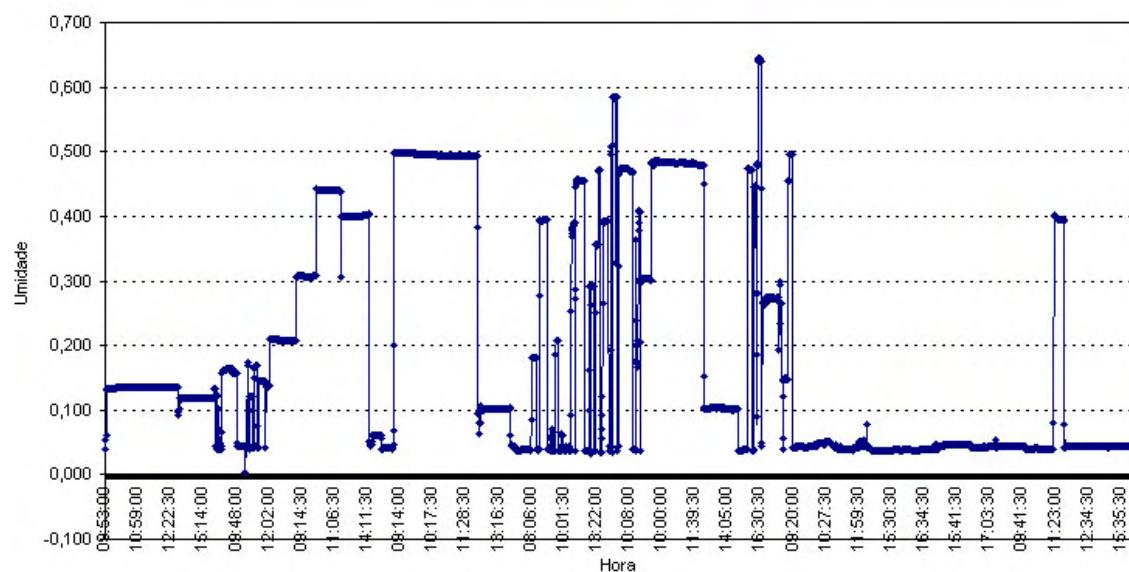
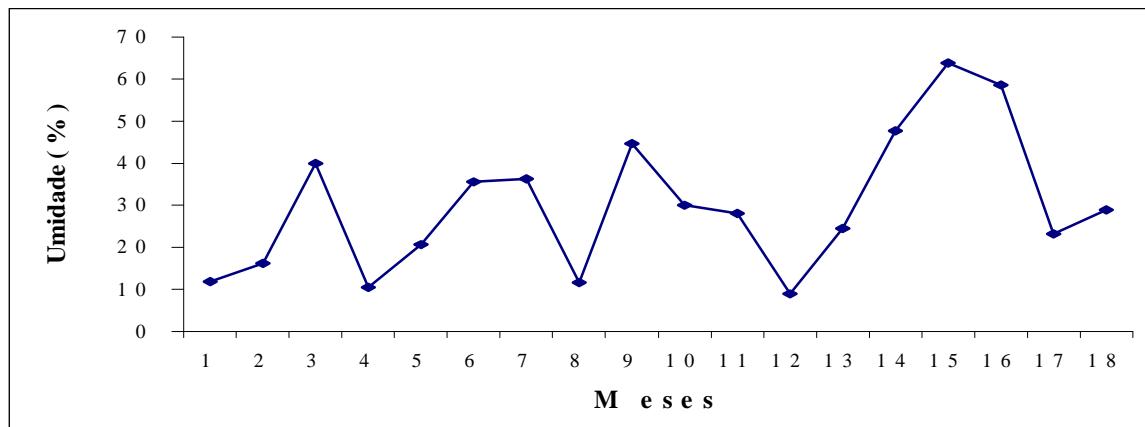


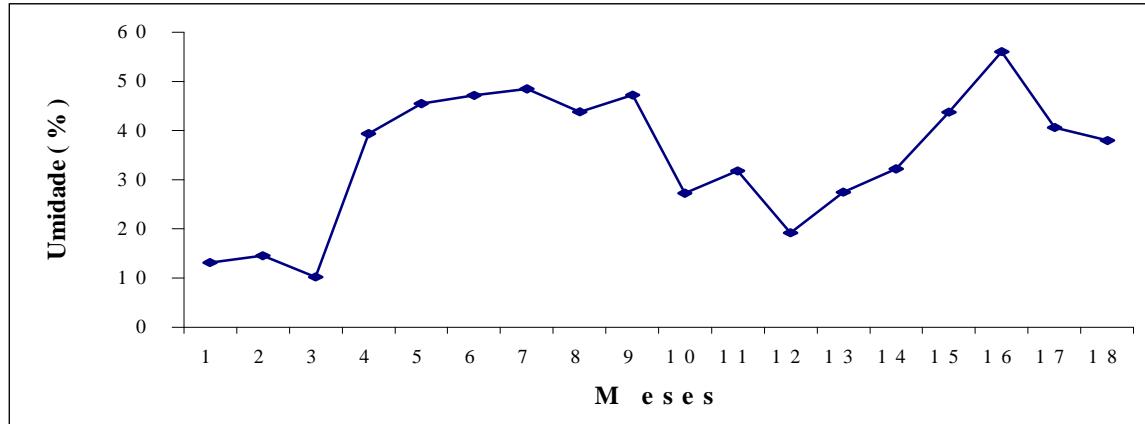
Figura 5.14 – Variação da umidade nas seções-testes durante o período de monitoramento.

Em algumas seções, as variações internas de temperatura chegaram a 65°C, certamente induzidas pelas elevadas temperaturas externas e pelos efeitos térmicos dos trilhos e dos dormentes e das reações de carbonatação da escória de aciaria utilizada no lastro. Em dias quentes, particularmente no período de 10: 00h às 14:00h, as ondas de calor emanadas da plataforma férrea eram tão evidentes que distorciam as condições de visibilidade, impedindo as leituras topográficas de campo.

Em termos de umidades, estes efeitos foram também bastante expressivos e muito superiores aos valores comumente encontrados em pavimentos rodoviários. Foram observadas variações de umidade nas camadas da ordem de 4 ou 5 vezes ao longo do período de monitoramento. Estas oscilações foram recuperadas em maior ou menor rapidez em função das características de condutividade hidráulica da seção, sendo mais intensas, por exemplo, na seção 5 reforçada com geotêxtil (Figura 5. 15a) e mais lentas na seção 6 em mistura de pista (Figura 5.15b).



(a) Seção 5



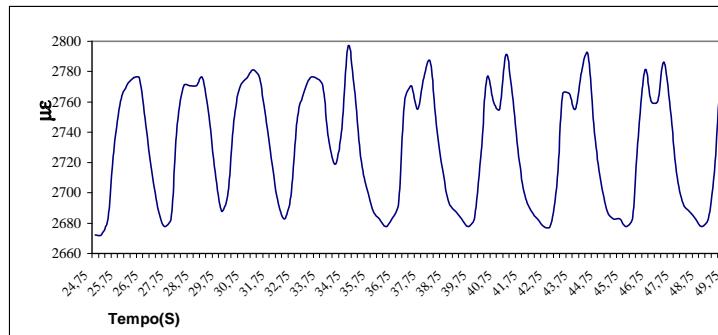
(b) Seção 6

Figura 5.15 – Variações de umidades nas seções 5 e 6 durante o período de monitoramento.

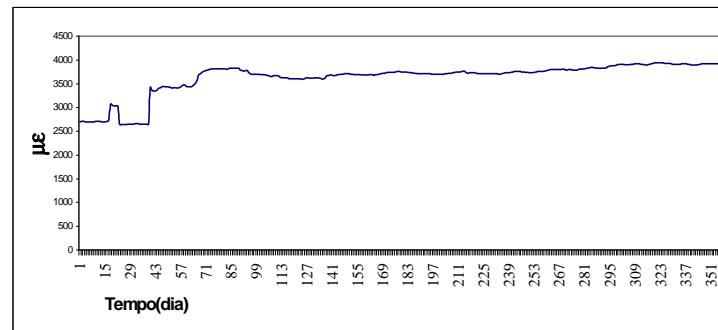
Tais variações extremadas configuram uma situação bastante adversa para o comportamento estrutural da via, tendo sido observados processos de retenção da água no sublastro e principalmente no subleito, bem como o carreamento de finos do sublastro em direção às áreas de acostamento. Neste sentido, é pertinente a adoção de procedimentos de impermeabilização da via a partir da camada de sublastro.

5.6.2 - RESULTADOS DO MONITORAMENTO DAS SEÇÕES-TESTE

A Figura 5.16 apresenta os registros típicos da instrumentação composta de sensores resistivos para medidas de deformações das camadas de sublastro e de subleito da via experimental (deformações em $\mu\epsilon$ ao longo do tempo de aquisição dos dados), para o caso de solicitações dinâmicas e estáticas, respectivamente (nos itens seguintes, estas análises são descritas em termos de ensaios dinâmicos e estáticos).



(a)



(b)

Figura 5.16 - Registros típicos dos ensaios dinâmicos (a) e estáticos (b).

Além disso, é importante ressaltar, mais uma vez, a adoção de quatro modelos distintos de inserção e posicionamento dos sensores de deformação no interior das camadas de interesse. Com efeito, os sensores foram inseridos na posição horizontal (designados como H) e vertical (designados como V), tanto no topo (designados como 1) como na base (designados como 2) da camada sob observação. Assim, a terminologia adotada para a identificação de cada sensor constituiu na associação de uma letra (H ou V) e um número (1 ou 2) que, por si mesma, caracteriza a posição relativa do medidor no interior da camada (por exemplo: H2 identifica um sensor de deformação posicionado na direção horizontal e na base da camada de sublastro ou subleito).

5.6.2.1 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DINÂMICOS NAS SEÇÕES-TESTE

O monitoramento dinâmico foi realizado inicialmente de forma geral para todos os tipos de veículos ferroviários de tração e de transporte de carga e passageiros com tráfego corrente na obra viária em questão. Assim, fez-se o registro contínuo das deformações induzidas pelas diferentes composições ferroviárias de transporte de passageiros e de minério. O controle do número total de registros pré-tratados (de um universo total da ordem de 580.0000 registros), efetuados em cada seção e ao longo do período de monitoramento, está apresentado na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 – Controle dos dados de campo para os ensaios dinâmicos.

Data	S e c õ e s							Total
	1	2	3	4	5	6	7	
13/06/2003	4.701							4.701
22/07/2003	3.662	340	3.061	3.485	4.135	4.512	1.018	20.253
27/08/2003	386	3.662	4.115	127	280	1.102	327	9.999
03/09/2003		5.231		6.241	8.512			19.984
07/10/2003	7.055	673	533	1.549	514	20.177	597	31.141
30/10/2003				637	2.427			3.064
11/12/2003	911	573	356	152	339	613	1.143	4.087
18/02/2004	168	202	943	5.774	2.513	4.778	2.347	16.725
27/02/2004					13.544		773	14.317
04/05/2004	347	148	192	314	174	210	379	1.764
11/06/2004	227	177	148	358	754	2.449	795	4.908
30/06/2004		2.062	2.054			37	94	4.247
02/07/2004	358	172		598		944		2.072
06/07/2004			38			3.831	60	3.929
07/07/2004	2.588	905	761	957	1.005	925	1.155	8.296
19/08/2004	656				1.916			2.572
18/09/2004				4.361		1.184	430	5.975
30/10/2004	2.450						258	2.706
27/11/2004				411		1.226		1.637
Total	23.509	14.145	12.201	24.327	20.779	57.959	9.374	162.377

Com o objetivo de padronizar os procedimentos de comparação de comportamento estrutural entre as diferentes seções, estabeleceu-se a seguinte sistemática de aplicação das solicitações dinâmicas: uma, duas ou três locomotivas, constituídas por 2 truques com 8 eixos e peso de 1600 kN cada uma, desenvolvendo uma velocidade constante de 20 km/h, foram utilizadas em tráfegos de ida e volta sobre o trecho experimental, em ensaios com duração variável entre 1 e 4 minutos. Na realização dos ensaios constatou-se a repetibilidade dos resultados.

Foram realizados sete ensaios-teste dinâmicos com o uso de locomotivas nas seções experimentais, da seguinte forma (sendo que os testes A e G foram feitos para todas as seções do trecho experimental):

- Teste A: no dia 07/10/2003 após 124 dias de tráfego e $N = 6,31 \times 10^5$ com 2 locomotivas;
- Teste B: no dia 07/10/2003 após 124 dias de tráfego e $N = 6,31 \times 10^5$ com 1 locomotiva;
- Teste C: no dia 18/02/2004 após 246 dias de tráfego e $N = 9,19 \times 10^5$ com 3 locomotivas;
- Teste D: no dia 02/07/2004 após 394 dias de tráfego e $N = 1,39 \times 10^6$ com 2 locomotivas;
- Teste E: no dia 06/07/2004 após 398 dias de tráfego e $N = 1,40 \times 10^6$ com 3 locomotivas;
- Teste F: no dia 06/07/2004 após 398 dias de tráfego e $N = 1,40 \times 10^6$ com 2 locomotivas;
- Teste G: no dia 07/07/2004 após 399 dias de tráfego e $N = 1,41 \times 10^6$ com 3 locomotivas.

As Tabelas 5.15 e 5.16 apresentam os valores das deformações imediatas da via (em $\mu\epsilon$) sob a ação dinâmica da passagem de duas locomotivas (teste A) e 3 locomotivas (teste G) similares. Para os demais testes, os resultados foram obtidos para apenas algumas seções, em face da possibilidade do período de disponibilidade das locomotivas (sempre em períodos de manobras das locomotivas na região do trecho experimental).

Tabela 5. 15 – Resultados do Ensaio Dinâmico A no trecho experimental

Seção-teste	Topo da camada posição vertical V1 ($\mu\epsilon$)	Fundo da camada posição vertical V2 ($\mu\epsilon$)	Topo da camada Posição horizontal H1 ($\mu\epsilon$)	Fundo da camada posição horizontal H2 ($\mu\epsilon$)
1	80,3628	122,9016	112,8160	118,8916
6	719,9227	856,5480	185,5008	170,6035
2	279,9036		87,3936	
3		375,7248		149,2920
4		257,3900		203,4084
5	222,3315		143,4608	
7	164,9000		129,1000	

Obs.: 2 locomotivas ($v = 20 \text{ km/h}$, $P = 1600 \text{kN}$ e $N = 6,3151 \times 10^5$).

Tabela 5. 16 – Resultados do Ensaio Dinâmico G no trecho experimental

Seção tipo/teste	Topo da camada posição vertical V1 ($\mu\epsilon$)	Fundo da camada posição vertical V2 ($\mu\epsilon$)	Topo da camada Posição horizontal H1 ($\mu\epsilon$)	Fundo da camada posição horizontal H2 ($\mu\epsilon$)
1	57,4020	71,6926	56,4080	77,5380
6	108,7653	127,4625	30,9168	56,8678
2	82,2528		217,7028	
3		281,7936		128,7000
4		1067,1958		88,6652
5	253,3545		87,1012	
7	206,0640		56,7974	

Obs.: 3 locomotivas ($v = 20 \text{ km/h}$, $P = 1600 \text{kN}$ e $N = 1,41 \times 10^6$).

As Figuras 5.17 a 5.24 apresentam alguns resultados típicos da aquisição de dados durante este monitoramento dinâmico da via para as diferentes seções instrumentadas.

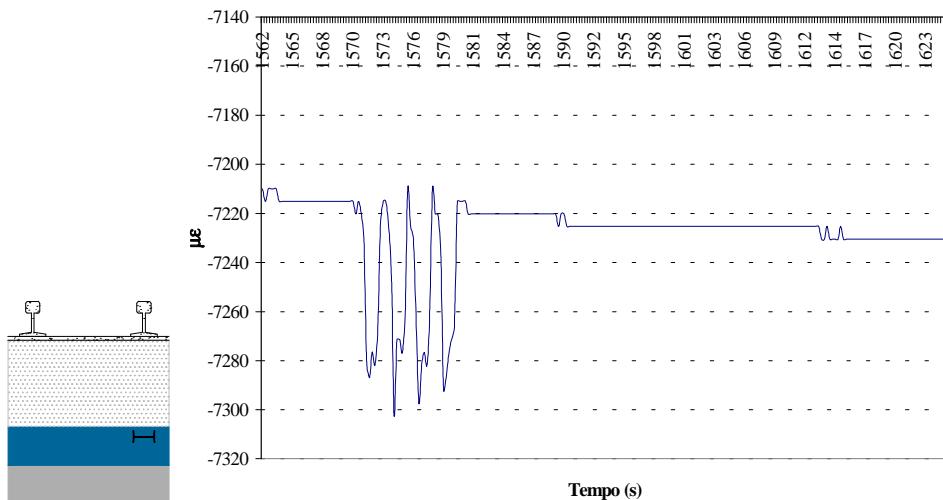


Figura 5.17 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição H1 – seção 1.

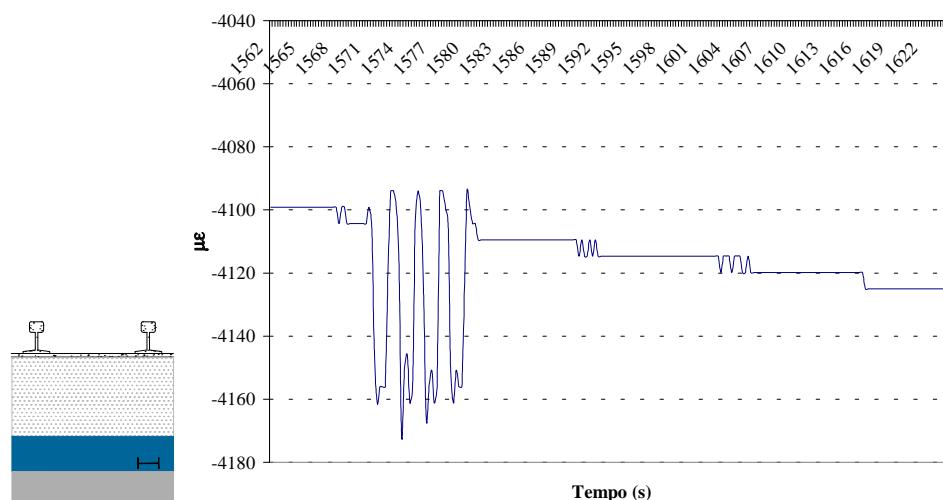


Figura 5.18 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição H2 – seção 1.

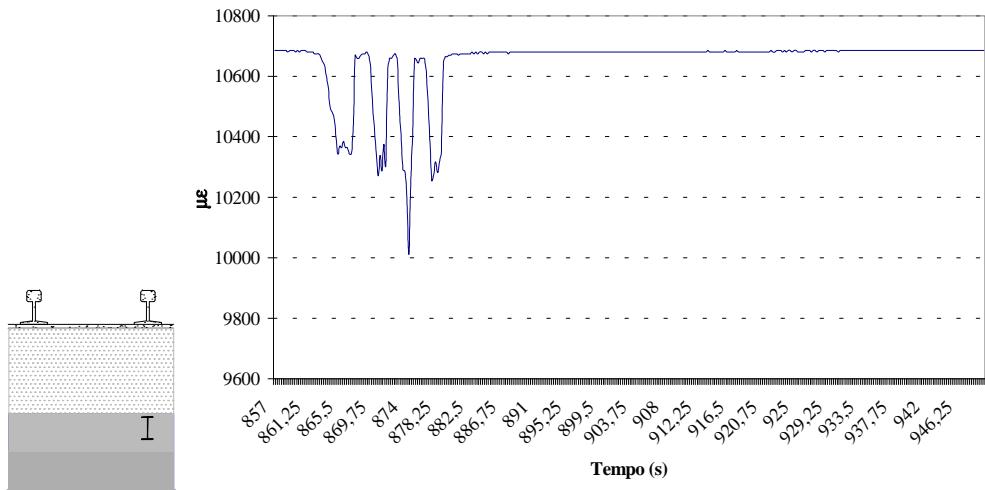


Figura 5.19 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição V1 – seção 6.

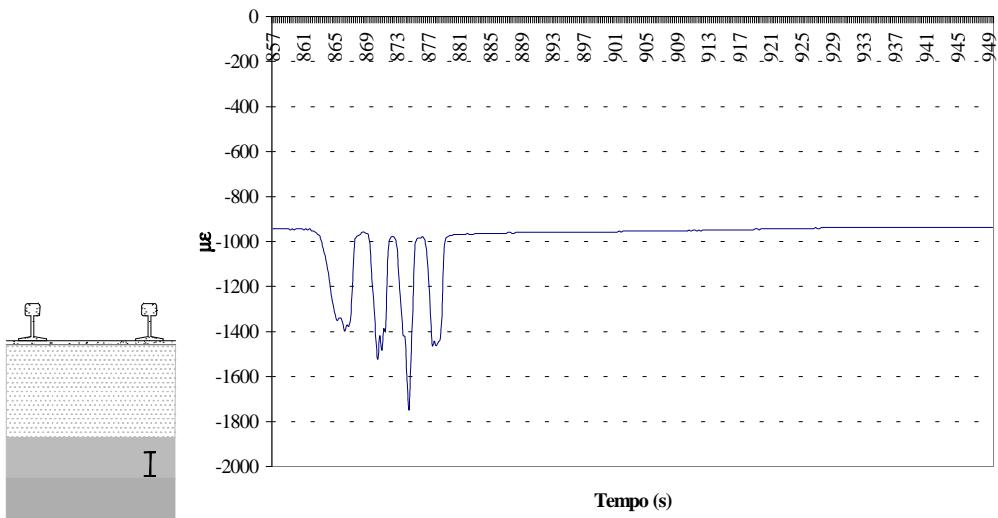


Figura 5.20 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição V2 – seção 6.

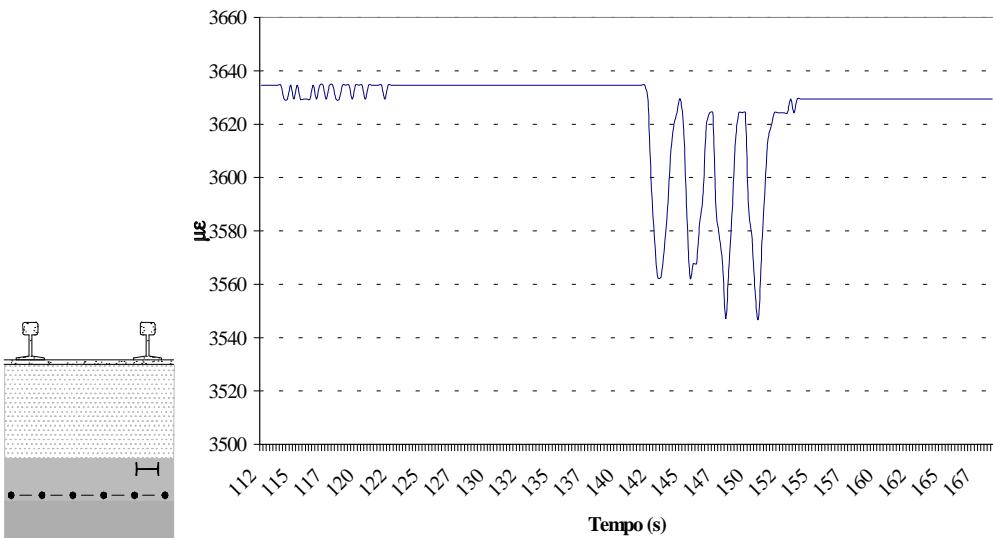


Figura 5.21 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição H1 – seção 2.

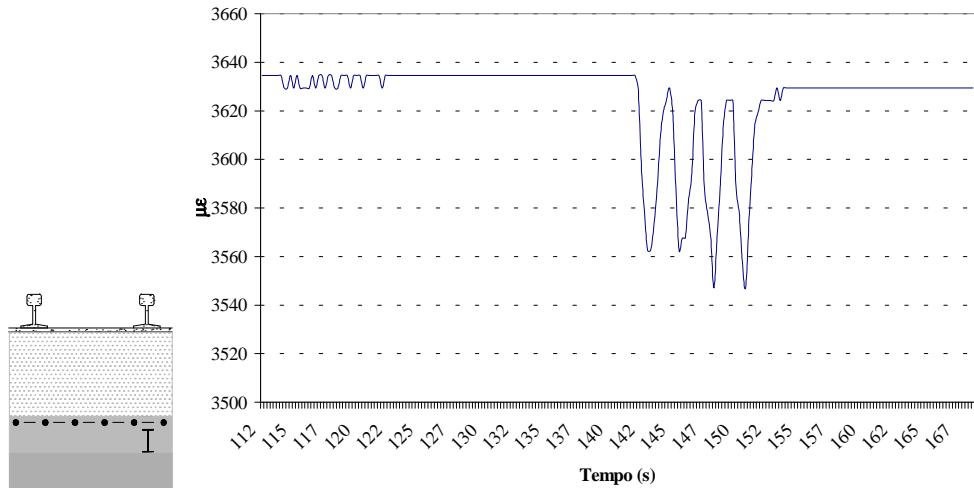


Figura 5.22 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição V2 – seção 3.

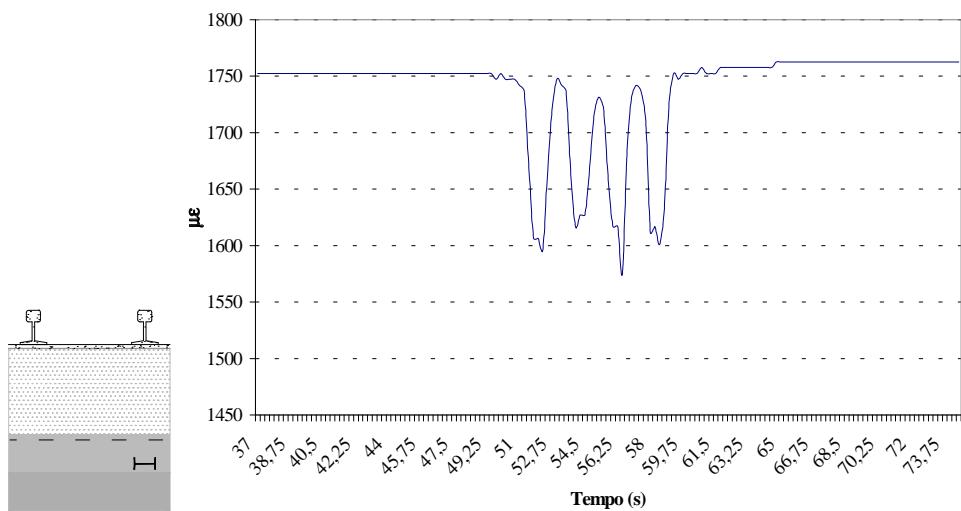


Figura 5.23 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição H2 – seção 4.

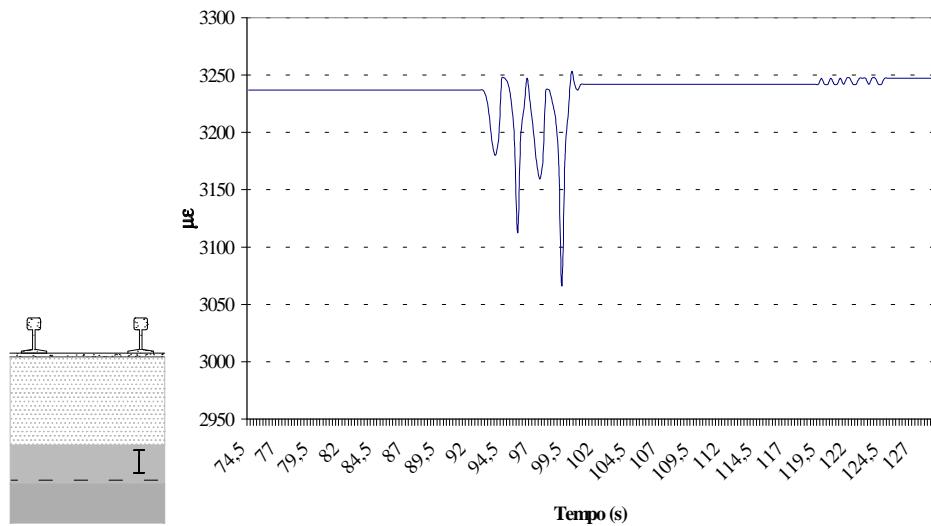


Figura 5.24 – Registro Dinâmico do teste A com duas locomotivas posição V1 – seção 5.

Os resultados dos ensaios foram sistematizados e compilados em conjunto (Figuras 5.25 a 5.28), em termos das deformações medidas para sensores posicionados em pontos homólogos das diferentes seções do trecho experimental analisado.

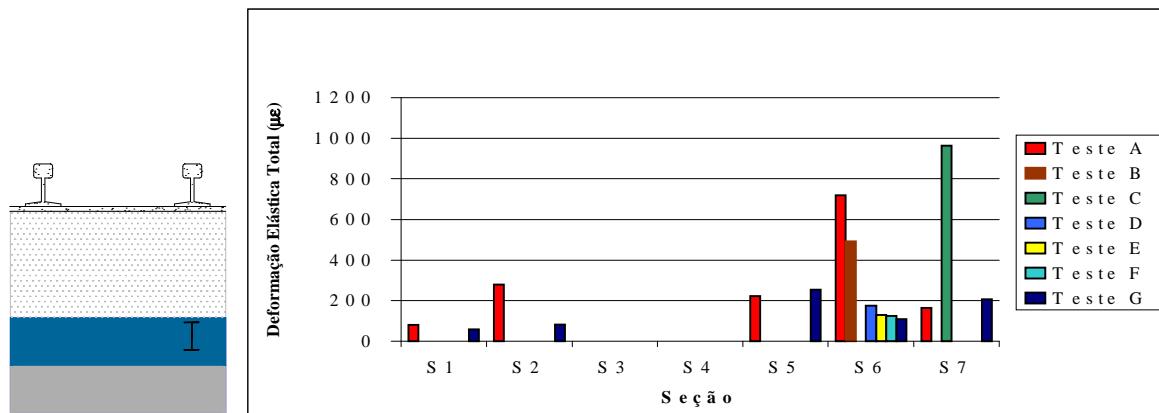


Figura 5.25 – Comparação entre deformações obtidas para os sensores V1 nas seções – teste.

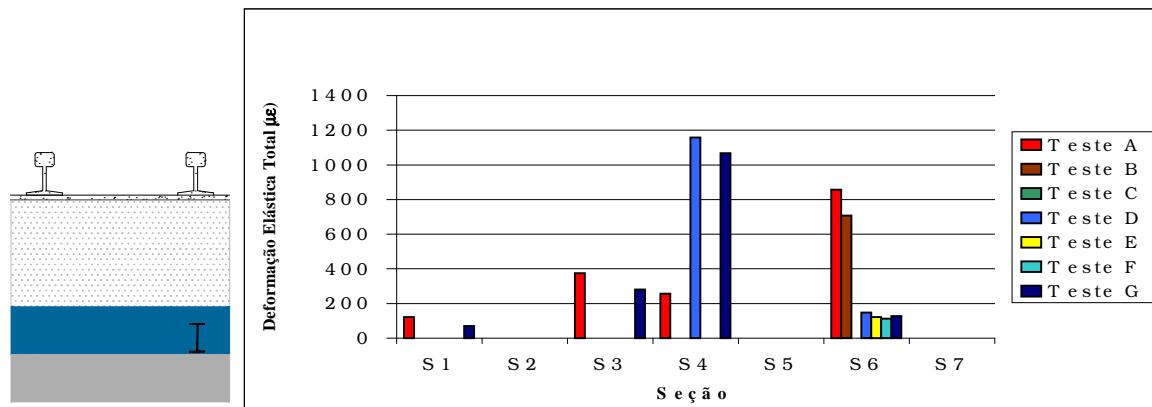


Figura 5.26 – Comparação entre deformações obtidas para os sensores V2 nas seções – teste.

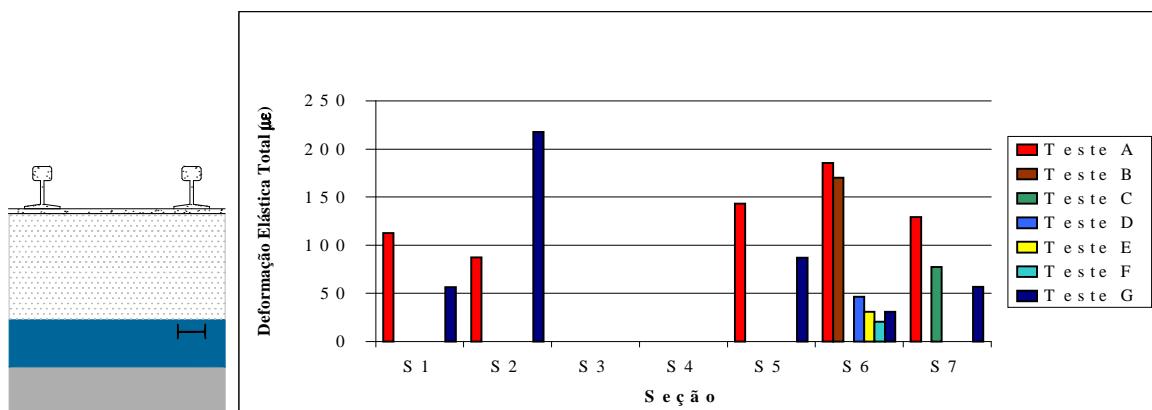


Figura 5.27 – Comparação entre deformações obtidas para os sensores H1 nas seções – teste.

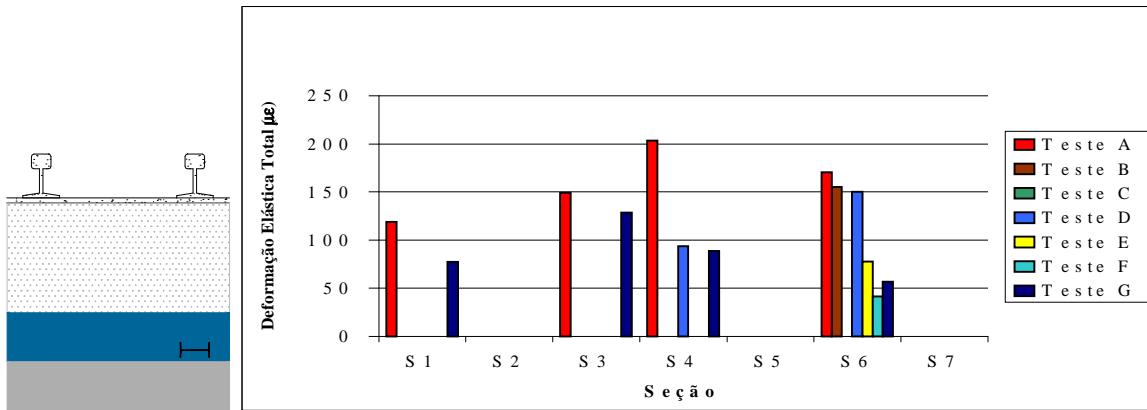


Figura 5.28 – Comparação entre deformações obtidas para os sensores H2 nas seções – teste.

Observa-se que, em todas as seções com MP as deformações na direção vertical foram mais acentuadas que na direção horizontal, enquanto na seção com EL ocorreu equivalência.

No ensaio-teste A (fase inicial de tráfego), a seção 1 (estéril de minério de ferro EL composto de areia com pedregulho) apresentou o melhor desempenho e a seção 6 (mistura de resíduos de minério de ferro MP) o desempenho menos satisfatório, com maiores deformações tanto na direção vertical quanto na horizontal, embora com deformações residuais nulas, fato não constatado na seção 1, que apresentou uma deformação residual pós-carga.

Nos testes seguintes realizados na seção 6, constatou-se uma tendência de melhoria do desempenho estrutural da mistura de pista utilizada na seção 6, com uma redução gradual das deformações sofridas ao longo do tempo, mostrando, assim, um padrão claro de estabilização e consolidação estrutural ao longo do tempo e com o aumento do número de eixos padrões de tráfego. Por exemplo, os valores do ensaio G atestam desempenhos mais equilibrados entre as seções 1 e 6, evidenciando esta tendência de melhoria a longo prazo.

As seções 2, 5, 3 e 4, com mistura de resíduos de minério de ferro e geossintéticos incorporados (geogrelha e geotêxteis), apresentaram melhores desempenhos nesta ordem, evidenciando a influência da presença do reforço. A inclusão dos geossintéticos proporcionou uma redução da deformação elástica da mistura de resíduos de minério de ferro, sendo esta mais significativa na direção vertical que na direção horizontal. As comparações dos desempenhos das seções 2 e 3, tanto no teste A como no teste G, mostraram que a geogrelha foi mais eficiente quando colocada no fundo da camada de sublastro. A introdução da geogrelha no fundo da camada de sublastro implicou em menores deformações horizontais e verticais, em relação à seção 6. De acordo com os resultados dos testes A e G, a presença do geotêxtil foi mais eficiente quando o mesmo foi colocado no fundo da camada de sublastro.

A comparação entre os desempenhos das seções 2, 3, 4 e 5 com geossintéticos (geogrelhas e geotêxteis) nos testes A e G mostraram que, com o aumento do número de eixos-padrão de tráfego, tornou-se mais eficiente estes arranjos estruturais, com uma tendência de redução das deformações ao longo do tempo. Por outro lado, a seção 1 também apresentou reduções das deformações entre os testes A e G, menos expressivas, entretanto, que aquelas observadas na seção com mistura de pista.

Em termos das variações dos parâmetros ambientais, constata-se que, enquanto a magnitude das umidades foi aproximadamente uniforme para todas as seções analisadas (com acréscimo significativo durante as estações chuvosas, época relativa ao ensaio G), os acréscimos de temperaturas na estação seca foram particularmente significativos para o caso das seções reforçadas (Figuras 5.29 e 5.30).

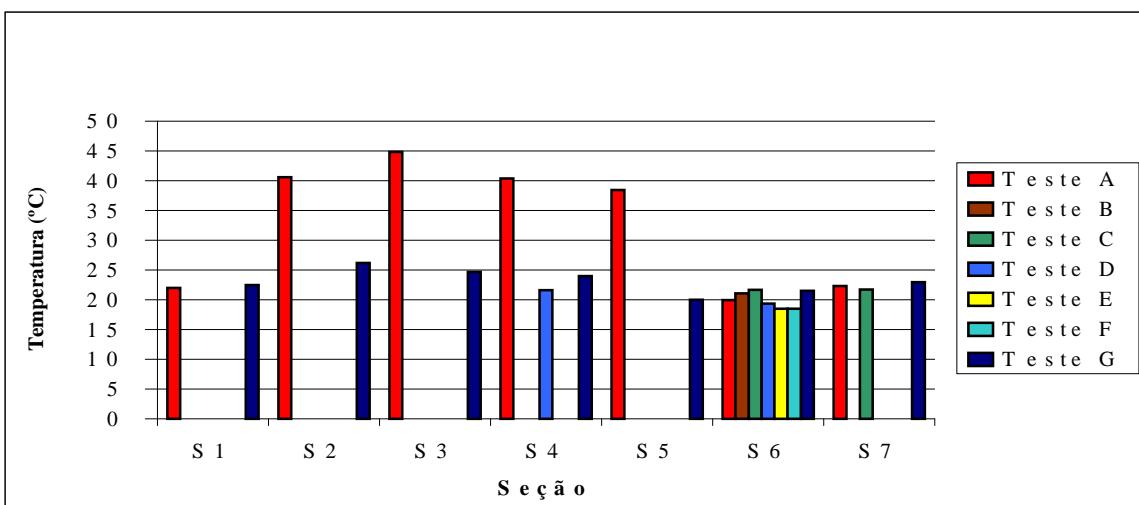


Figura 5.29 – Variações da temperatura ocorridas nas seções durante os testes realizados.

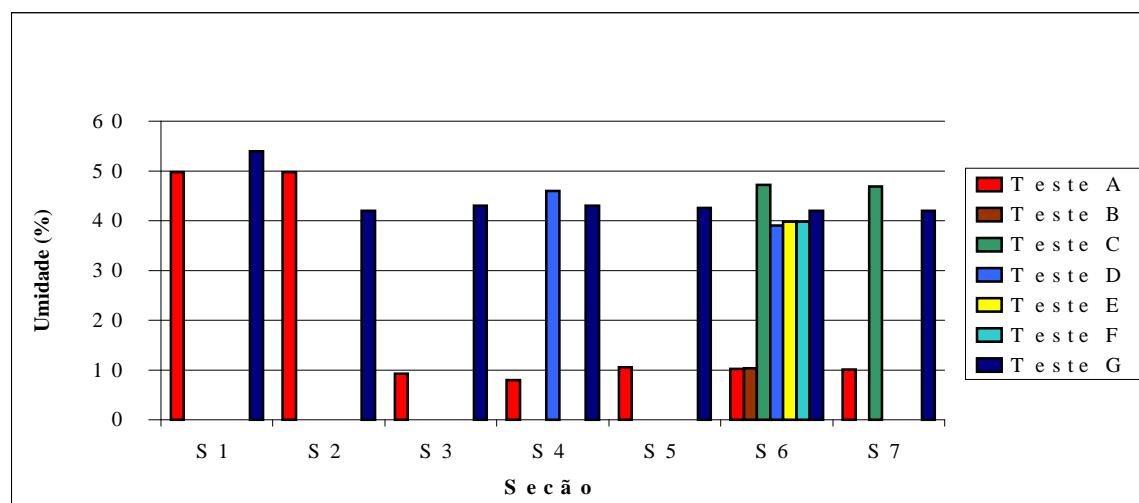


Figura 5.30 – Variações de umidades ocorridas nas seções durante os testes realizados.

Na camada de subleito, foi possível estabelecer uma relação direta do aumento das deformações com o aumento do teor de umidade, enquanto que, na camada de sublastro, esta dependência foi inconclusiva, tanto na seção 1 como na seção 6.

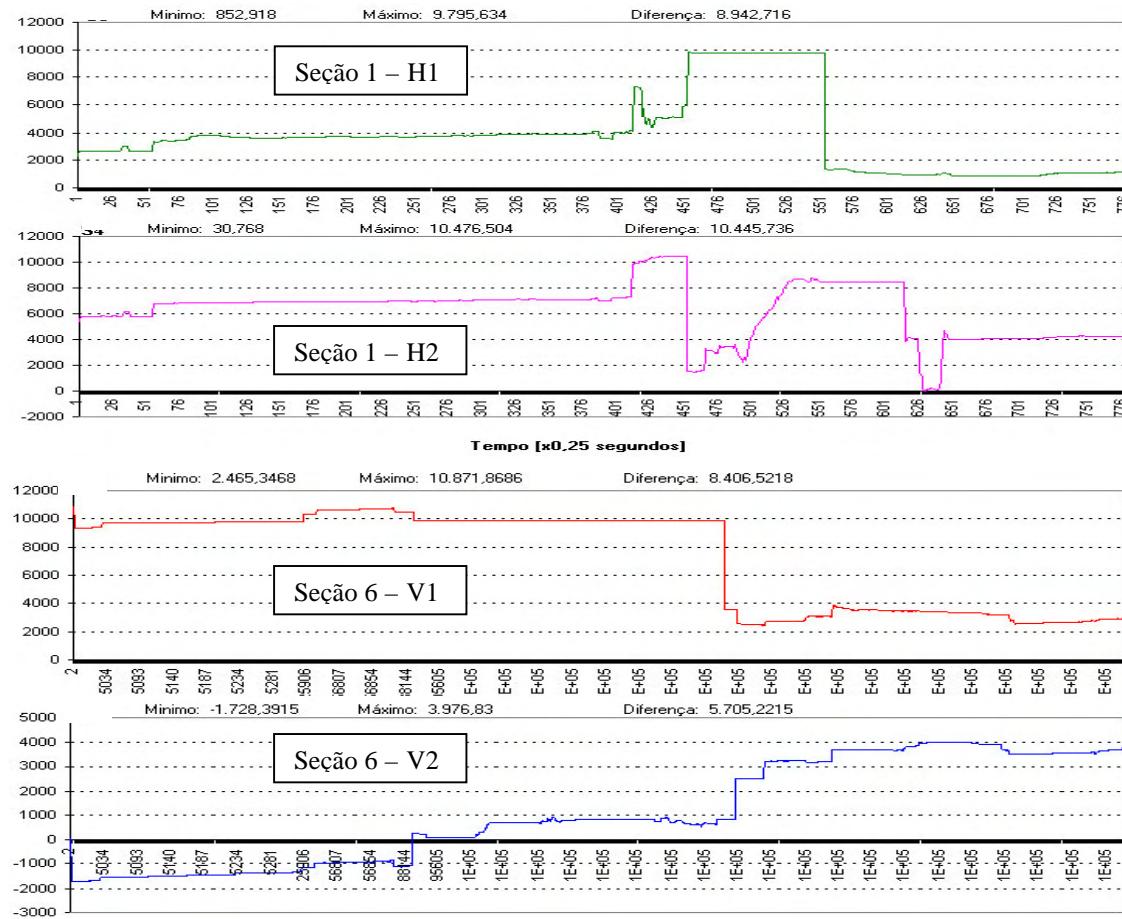
5.6.2.2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS ESTÁTICOS NAS SEÇÕES-TESTE

Para o monitoramento estático, foram realizados ensaios mensais em todas as seções livres de tráfego, com o objetivo de coletar informações relativas às deformações residuais e consolidação da plataforma. A duração dos ensaios variou entre 10 e 60 minutos, de acordo com a estabilização dos parâmetros medidos (ambientais e/ou geotécnicos). O controle dos ensaios encontra-se na Tabela 5.17. No Apêndice B, são apresentados o conjunto de todos os dados gerados durante o monitoramento.

Tabela 5.17 – Tratamento dos dados de campo para os ensaios estáticos.

Data	S e c õ e s							Total
	1	2	3	4	5	6	7	
26/05/2003							1	1
03/06/2003						1		1
04/06/2003		1	1	1	1			4
05/06/2003	1							1
13/06/2003	32							32
04/07/2003	25	1	4	69	40	131		283
22/07/2003	5	8	6	130	8	283		458
27/08/2003	17	60	124	18	15	19	11	306
03/09/2003	88		102	197				401
07/10/2003	331	3	3	40	4	110	5	497
30/10/2003	11	9	20	64	42	27	14	187
11/12/2003	15	16	33	7	53	20	41	185
18/02/2004	40	11	3	3	11	58	5	133
27/02/2004					361	10		373
04/05/2004	13	6	2	2	7	17	9	59
11/06/2004	11	7	19	7	6	41	23	116
30/06/2004	76	28	20	6	14	344	50	555
02/07/2004	95	174		6		6		283
06/07/2004			213		40	153	184	637
07/07/2004	130	3	3	43	2	2	2	199
19/08/2004	61	11	8	13	26	10	5	143
18/09/2004	6	3	20	10	24	34	4	112
30/10/2004	13	21	12	4	4	44	28	130
27/11/2004	11	5	5	14	20	22	7	85
30/12/2004	16	9	11	21	3	16	8	84
27/01/2005	5	1	2	2	1	5	3	21
Total	889	489	506	497	547	1.613	541	5.286

Alguns resultados típicos dos ensaios realizados durante a fase de monitoramento estático estão apresentados nos gráficos da Figura 5.31, em termos da aquisição dos dados brutos de campo e armazenados no dispositivo “*datalogger*”. Estes resultados são ilustrados para as seções 1 e 6 do trecho experimental e para diferentes posições dos sensores resistivos no interior da camada do sublastro, nas posições verticais no topo e na base (V1 e V2) e nas posições horizontais no topo e na base (H1 e H2).



No processo de tratamento dos dados adquiridos, foi implementado um programa específico (em linguagem “Windows Access”), destinado à compilação e sistematização dos dados e apresentação dos mesmos na forma de um arquivo de saída, com exportação direta para uma planilha “Excel”. Neste ambiente, os resultados das medições, expressas em termos dos valores médios obtidos em cada ensaio, ao longo do período de monitoramento, foram representados como gráficos (Figuras 5.32 a 5.37) do tipo: deformações acumuladas (em $\mu\epsilon$) x tempos (dias decorridos).

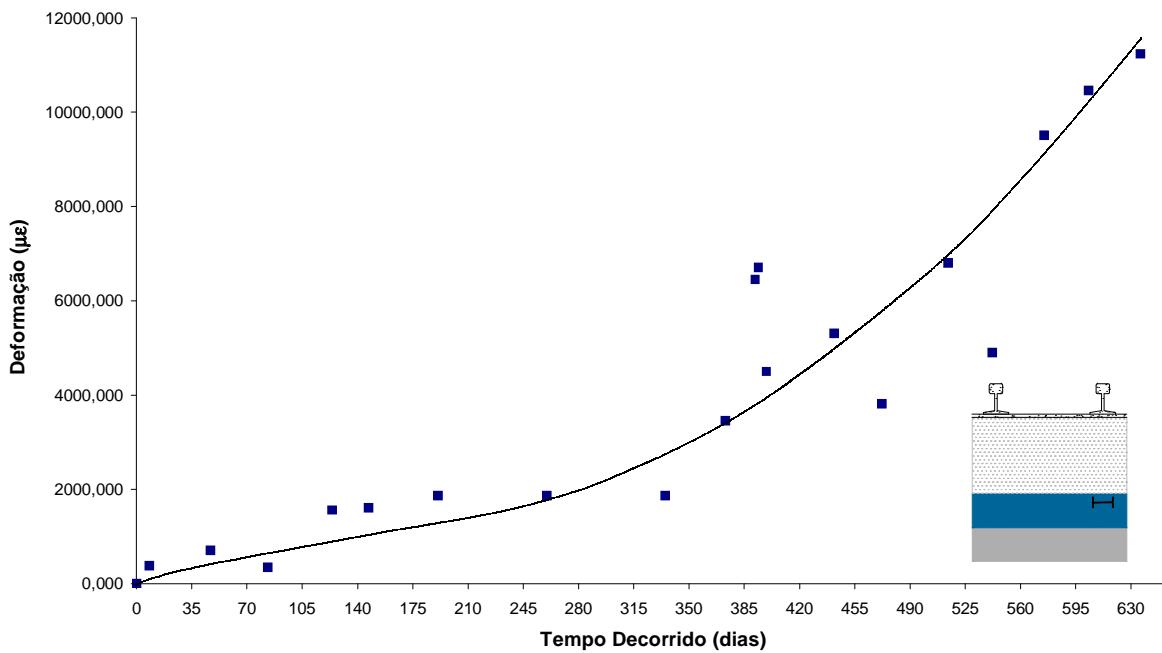


Figura 5.32 – Gráfico Deformação Residual Acumulada x tempo (Seção 1 - Sensor H1).

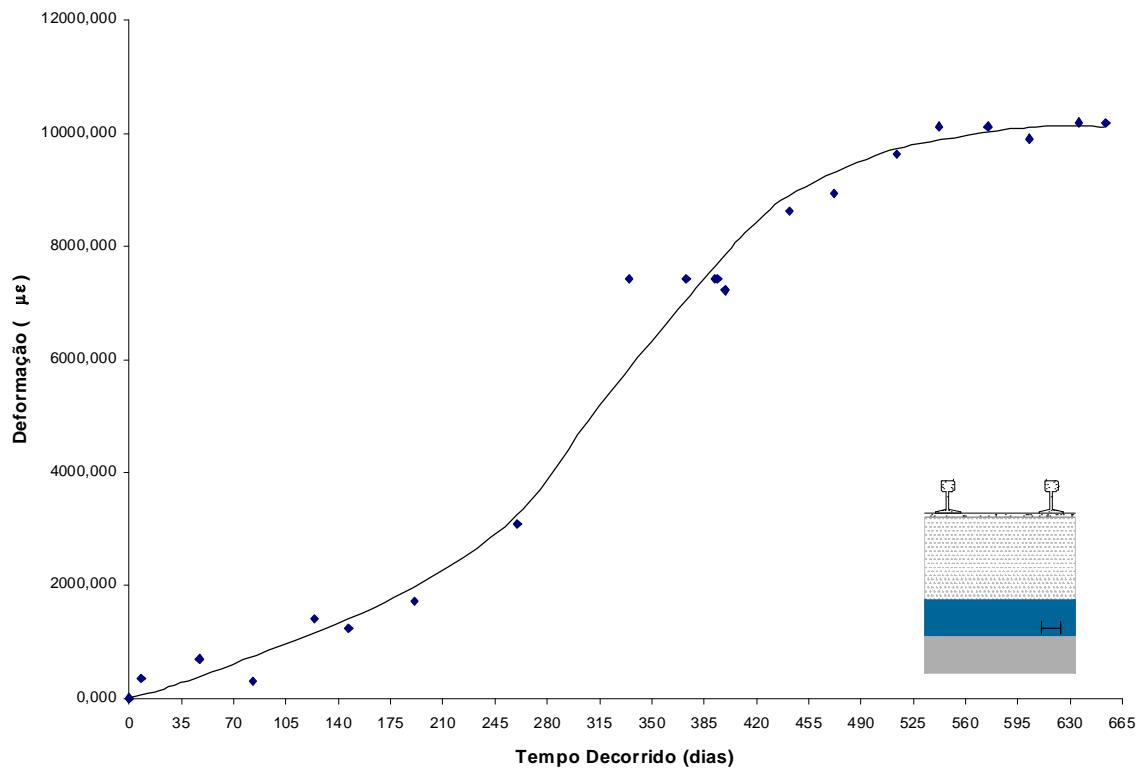


Figura 5.33 – Gráfico Deformação Residual Acumulada x tempo (Seção 1 - Sensor H2).

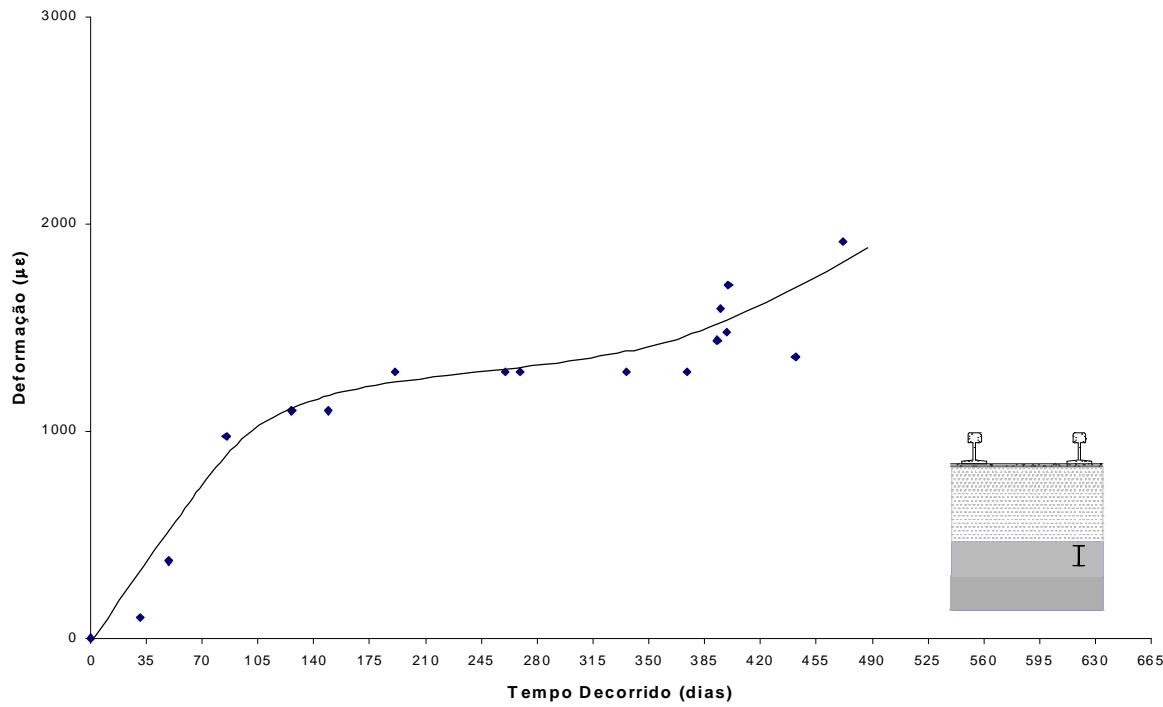


Figura 5.34 – Gráfico Deformação Residual Acumulada x tempo (Seção 6 - Sensor V1).

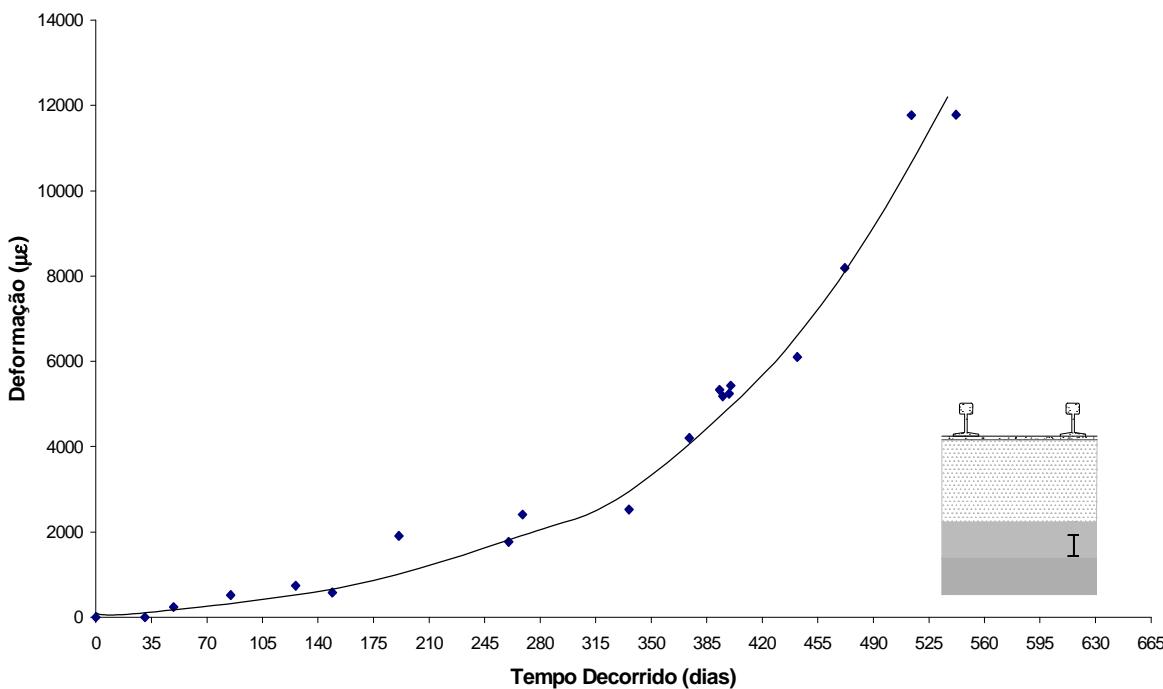


Figura 5.35 – Gráfico Deformação Residual Acumulada x tempo (Seção 6 - Sensor V2).

Plotando-se as deformações residuais acumuladas em função do tempo de medição, para os sensores posicionados na tanto na direção vertical como na horizontal conforme é apresentado nas Figuras 5.36 a 5.39 observa-se uma variação de pequenas e grandes deformações tanto na direção vertical como na horizontal. As interrupções das curvas significam perda do sensor e do processo de aquisição de dados.

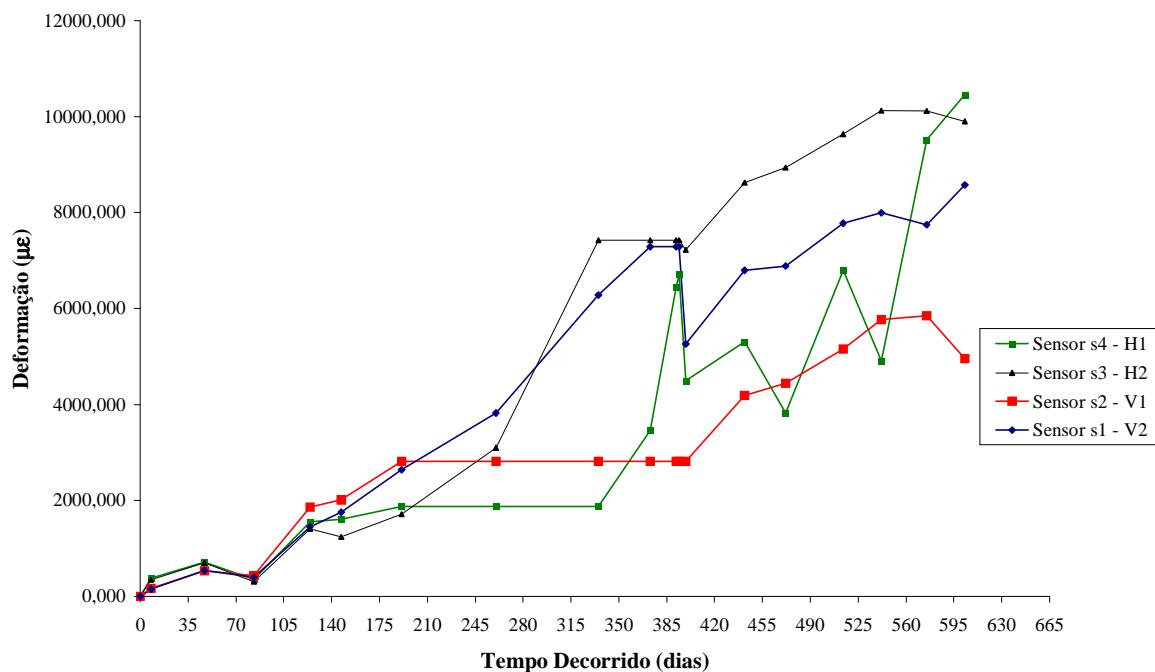


Figura 5.36 – Gráfico Registro de deformação x tempo (Seção 1 – Sensores H1, H2, V1, V2).

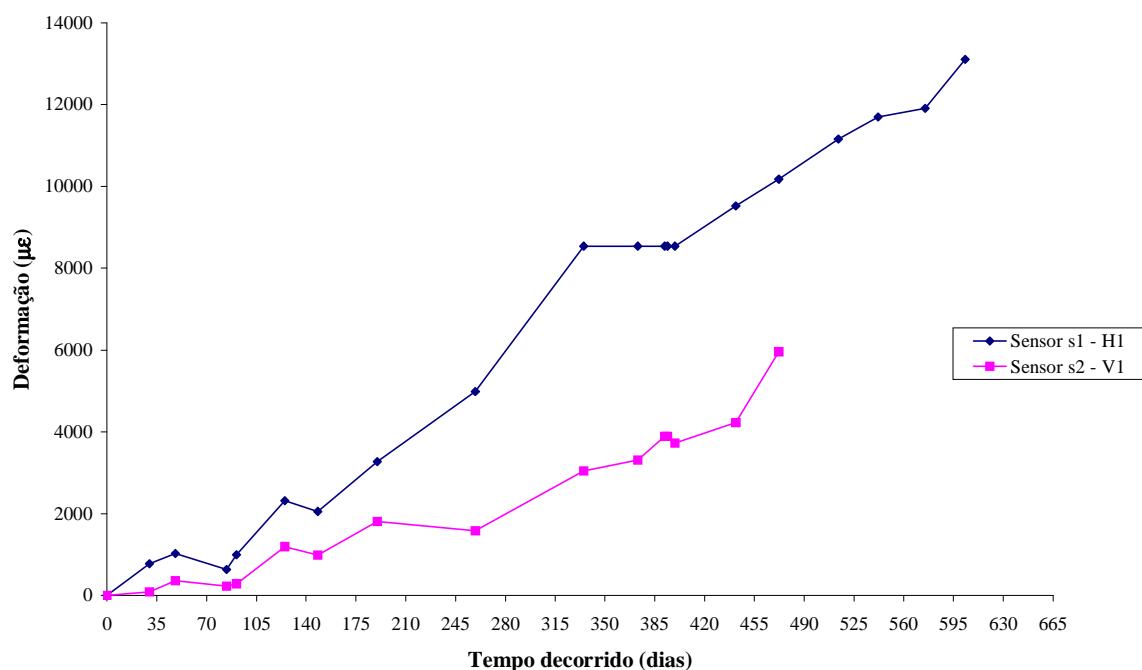


Figura 5.37 – Gráfico Registro de deformação x tempo (Seção 2 – Sensores H1, V1).

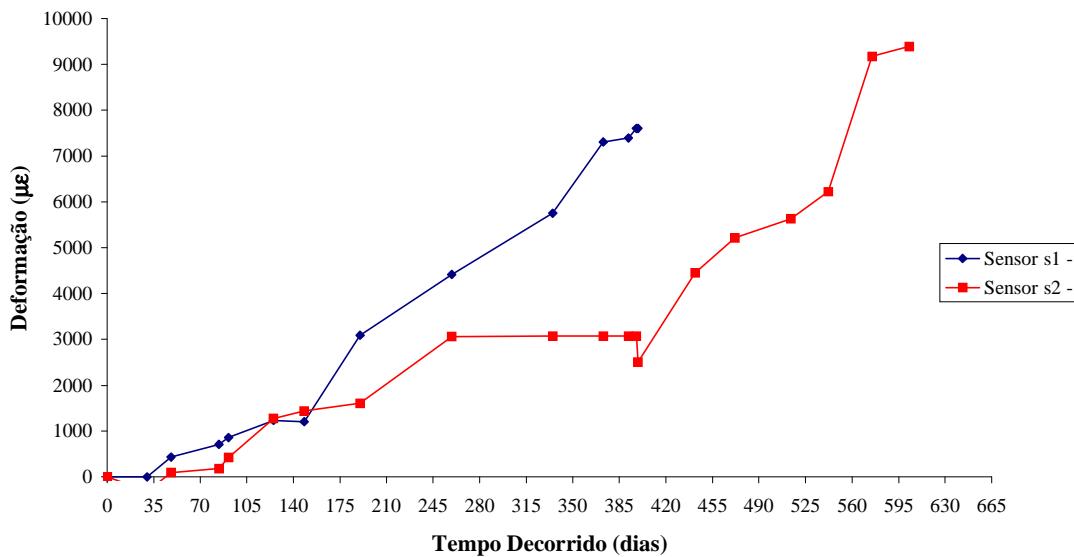


Figura 5.38 – Gráfico Registro de deformação x tempo (Seção 5 – Sensores H1, V1).

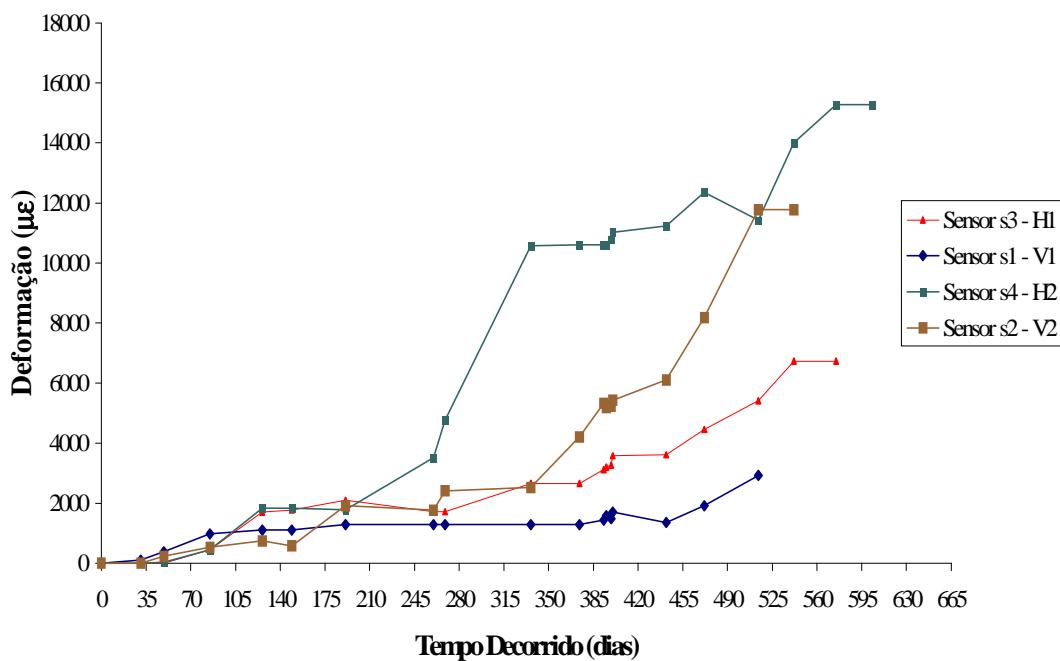


Figura 5.39 – Gráfico Registro de deformação x tempo (Seção 6 – Sensores H1, H2, V1, V2).

As Figuras 5.40 a 5.46 apresentam a síntese final destes resultados tratados, correlacionando-se as deformações residuais acumuladas com a evolução dos ciclos de carregamento (expressos em número de eixos – padrão decorrente do tráfego ferroviário).

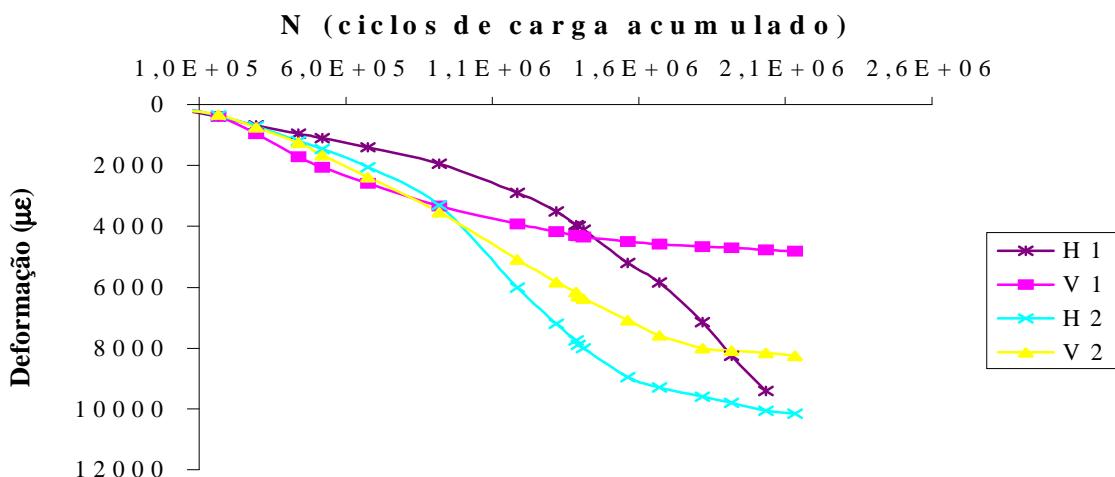


Figura 5.40 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 1.

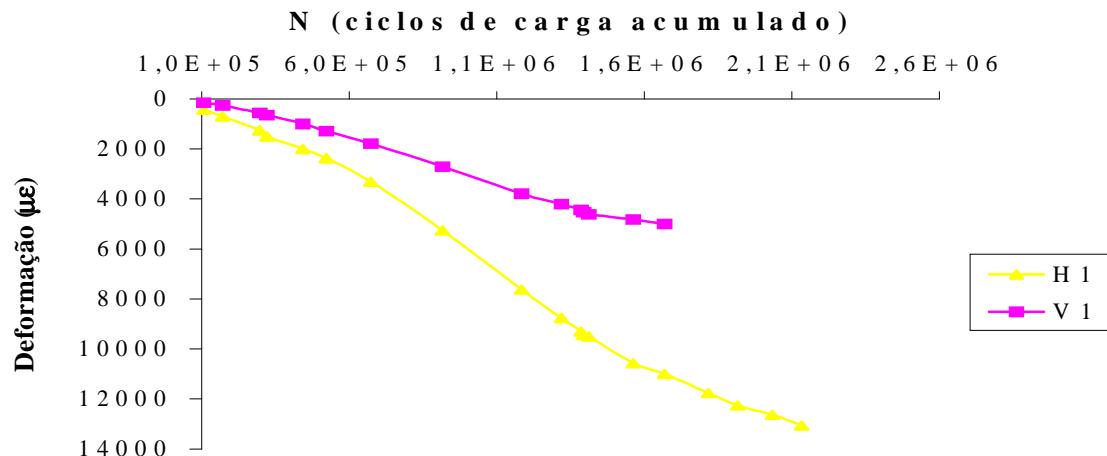


Figura 5.41 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 2.

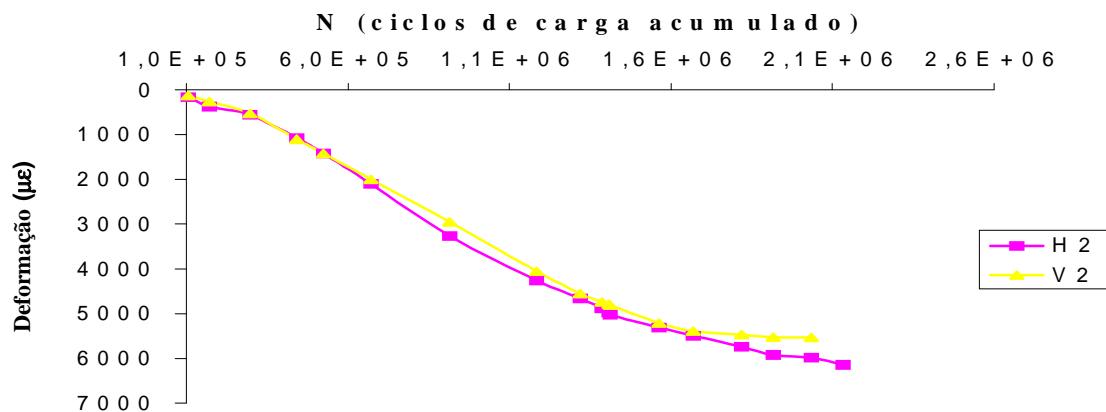


Figura 5.42 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 3.

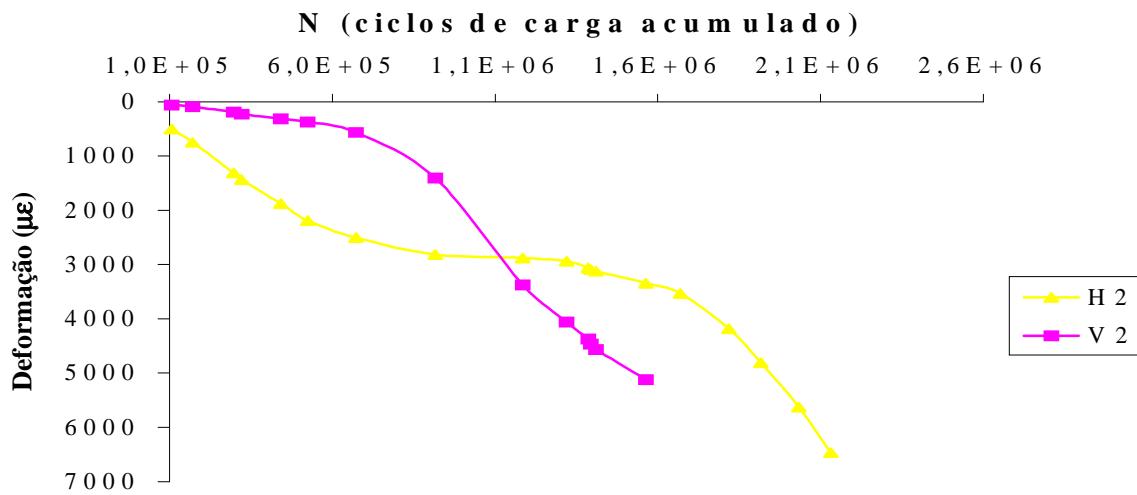


Figura 5.43 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 4.

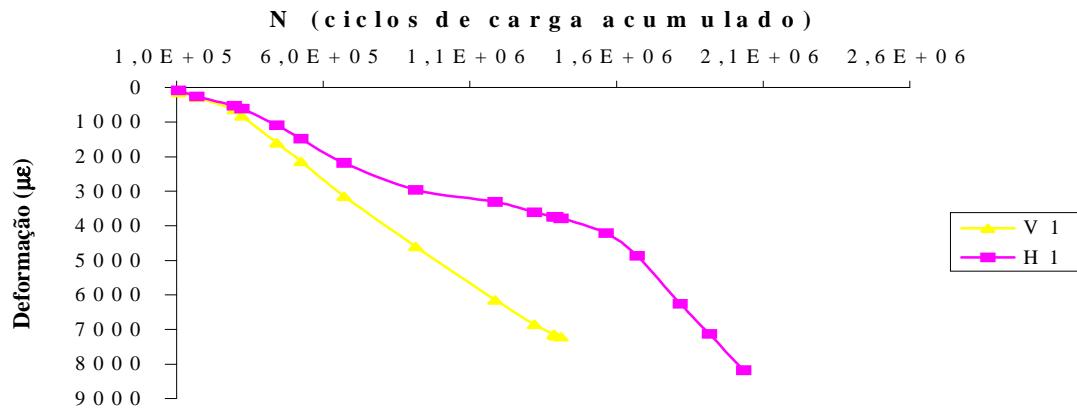


Figura 5.44 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 5.

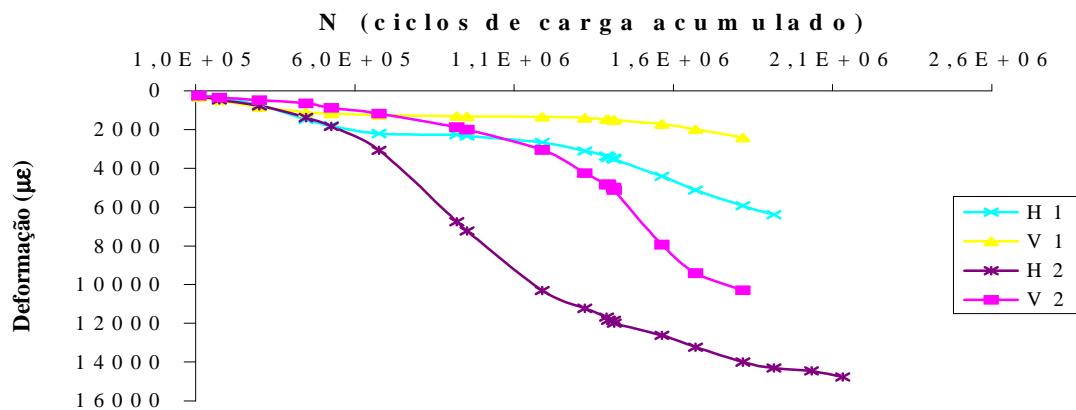


Figura 5.45 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 6.

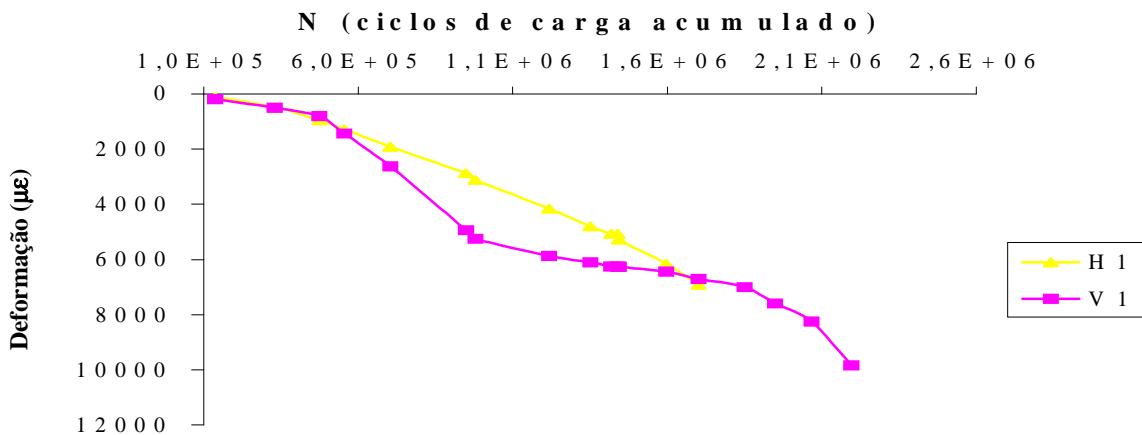


Figura 5.46 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga na Seção 7.

Com base nos resultados plotados nas Figuras 5.40 a 5.46, pode-se afirmar que as seções apresentaram as seguintes particularidades de comportamento:

- Seção 1: até cerca de 1×10^6 de ciclos de carga (cerca de 300 dias de tráfego), as deformações medidas na base da camada de sublastro (sensores H2 e V2) foram reduzidas e sensivelmente equivalentes; após este limite, as deformações horizontais tenderam a ser sistematicamente superiores às deformações verticais, provavelmente devido à combinação de esforços – flexão e compressão impostos pelas cargas dinâmicas de longo tráfego (efeito observado superficialmente pela movimentação contínua do lastro em direção às áreas de acostamento, embora considerando, neste caso, o desconfinamento do material). As deformações horizontais e verticais, medidas no topo da camada, mostraram comportamentos essencialmente opostos, com as deformações verticais variando uniformemente e tendendo a uma estabilização final e com as deformações horizontais ainda crescentes no final do período de monitoramento, sem indicação aparente de uma estabilização a curto prazo. A ordem de grandeza das deformações finais medidas nesta seção foi de $10000 \mu\epsilon$ para $2,3 \times 10^6$ de ciclos de carga (cerca de 660 dias de tráfego);
- Seção 2: as deformações medidas no topo da camada pelo sensor horizontal H1 foram sistematicamente maiores que as deformações verticais correspondentes, medidas pelo sensor V1; a ordem de grandeza das deformações finais medidas foi de $13000 \mu\epsilon$.
- Seção 3: as deformações horizontais e verticais ocorridas na base da camada (medidas pelos sensores H2 e V2) foram essencialmente iguais, com um ordem de grandeza ads deformações finais em torno de $6000 \mu\epsilon$;

- Seção 4: as deformações acumuladas horizontais e verticais, medidas na base da camada (por meio dos sensores H2 e V2), com o geotêxtil posicionado na parte superior do sublastro, mostraram comportamentos erráticos e variações bruscas, tendendo a valores finais da ordem de 6500 $\mu\epsilon$ (com deformações horizontais maiores);
- Seção 5: as deformações medidas no topo da camada pelo sensor horizontal H1 foram sistematicamente maiores que as deformações verticais correspondentes, medidas pelo sensor V1; a ordem de grandeza das deformações finais medidas foi de 8000 $\mu\epsilon$.
- Seção 6: as deformações medidas na base da camada de sublastro (sensores H2 e V2) foram sistematicamente maiores que aquelas medidas no topo da camada (medidas pelos sensores H1 e V1) e as horizontais sempre maiores que as verticais ao longo da camada; as deformações horizontais e verticais, medidas no topo da camada, mostraram comportamentos essencialmente similares, ocorrendo um comportamento também similar para a evolução das deformações horizontais e verticais acumuladas ao longo do tempo, na base da camada de sublastro. A ordem de grandeza das deformações finais medidas nesta seção foi de 14500 $\mu\epsilon$ para $2,3 \times 10^{-6}$ de ciclos de carga (cerca de 660 dias de tráfego);
- Seção 7: as deformações horizontais e verticais medidas no topo da camada de subleito (medidas pelos sensores H1 e V1) foram similares, a não ser em um trecho intermediário, tendendo a valores finais da ordem de 9000 $\mu\epsilon$.

Em termos relativos do comportamento geotécnico e estrutural envolvendo as diferentes seções adotadas, constata-se que:

- Seções 1 e 6: as deformações horizontais tenderam a ser sempre maiores que as deformações verticais ao longo da camada em ambas as seções, com desenvolvimento similar da evolução das mesmas ao longo do tempo; entretanto, a magnitude das deformações no topo do sublastro foi bem inferior para o caso da mistura de pista e, para a base, foram praticamente equivalentes; estes resultados confirmam o bom desempenho da mistura de pista como alternativa do cascalho laterítico utilizado na seção de projeto do ramal ferroviário da EFVM;

- Seções 2 e 3: nota-se claramente a maior eficiência da geogrelha quando posicionada como elemento de reforço no topo da camada, reduzindo sobremaneira as deformações medidas na seção 6 (somente mistura de pista), particularmente em termos da redução das deformações horizontais (da ordem de mais de 50%). Na base da camada, as deformações verticais foram da mesma ordem de grandeza da seção não reforçada, ao passo que as deformações horizontais foram substancialmente maiores (também de mais de 50%); estes resultados evidenciam a diferença da contribuição do reforço dependendo de sua posição de instalação na infra-estrutura da via férrea;
- Seções 4 e 5: os resultados mostram também um bom desempenho do geotêxtil inserido como reforço no topo da camada em relação ao comportamento da seção 6 (somente mistura de pista), apresentando, sob tensões de confinamento, deformações equivalentes às observadas na seção com geogrelha. Porém, as variações da evolução das deformações com o tempo são muito mais bruscas e o efeito do geotêxtil tende a ser menos eficiente que o da geogrelha no controle das deformações horizontais;
- As seções reforçadas com geossintéticos implicaram em um desempenho estrutural da mistura de pista superior ao próprio cascalho laterítico adotado na seção de projeto da via;
- No caso do subleito (Seção 7), o confinamento induziu tensões verticais e horizontais de mesma ordem de grandeza; estas deformações foram particularmente elevadas no trecho devido a problemas de retenção da água superficial e à saturação do material, por deficiência do sistema de drenagem da via, conforme explicitado previamente.

Adicionalmente, os resultados anteriores foram correlacionados para as diferentes seções-teste, considerando as leituras dos sensores das medidas de deformações colocados em posições homólogas no interior da camada de sublastro. Para auxiliar as análises do comportamento geral das seções, relativo à evolução das deformações estáticas ao longo do tempo, foram plotados também os valores das deformações acumuladas em sensores homólogos com o tempo, após 90 dias, 180 dias, 360 dias e 600 dias de operação da via. As Figuras 5.47 a 5.54 apresentam os resultados das medições para o caso dos sensores H1 e V1 e H2 e V2, respectivamente. As discussões destes resultados são apresentadas em seqüência, em função do posicionamento destes sensores no topo ou na base da camada de sublastro.

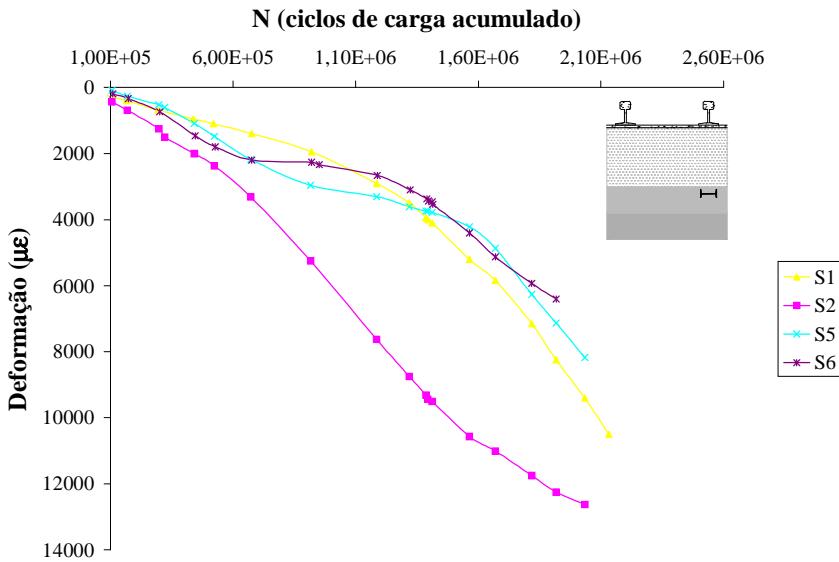


Figura 5.47 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga para o sensor H1 (Seções 1, 2, 5 e 6).

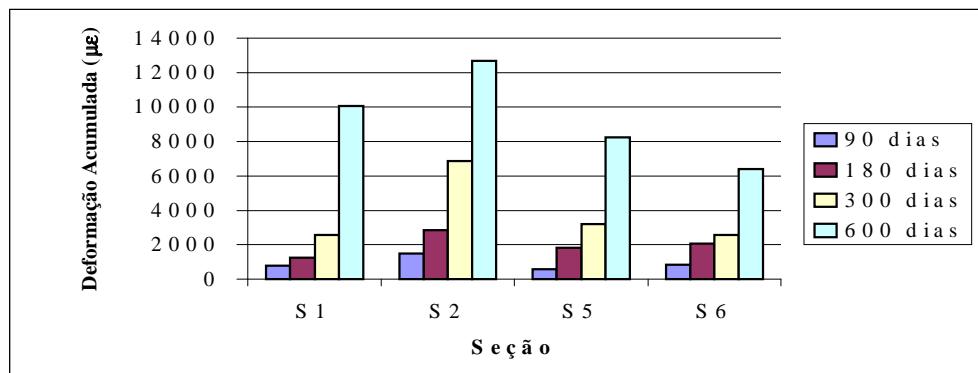


Figura 5.48 – Deformação residual acumulada x tempos para o sensor H1 (Seções 1, 2, 5 e 6).

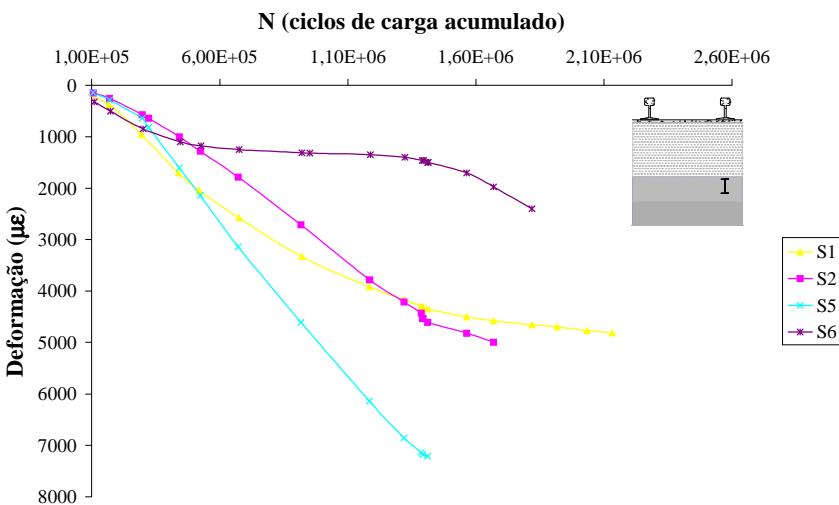


Figura 5.49 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga para o sensor V1 (Seções 1, 2, 5 e 6).

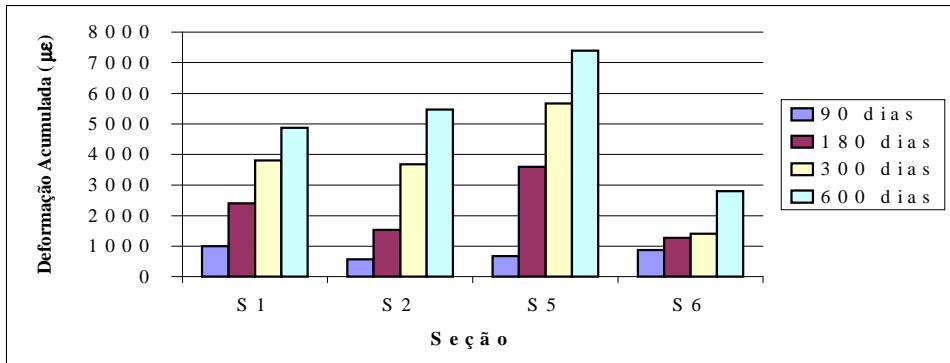


Figura 5.50 – Deformação residual acumulada x tempos para o sensor V1 (Seções 1, 3, 5 e 6).

Em relação às medidas de deformações horizontais, efetuadas no topo da camada (medidas efetuadas pelos sensores H1 e V1), as deformações foram praticamente equivalentes para as seções 1 (cascalho laterítico), 6 (mistura de pista com resíduos de minério de ferro) e 5 (mistura de pista com geotêxtil na base da camada) e substancialmente maiores para a seção 2 (mistura de pista com geogrelha na base da camada), consubstanciando o desempenho prejudicial do reforço, particularmente no caso da geogrelha, quando inserido na zona da interface sublastro – subleito.

Nota-se também uma menor taxa de variação das deformações horizontais e verticais da camada de sublastro na Seção 6 ao longo do tempo em relação às demais seções, inclusive a seção 1 de projeto (Figuras 5.48 e 5.50).

Em termos das deformações verticais da infra-estrutura da via férrea, a seção 6 apresentou um desempenho superior às demais seções (Figura 5.49). Isto ocorreu provavelmente à maior uniformidade e a uma maior angularidade das suas partículas, particularmente da fração do rejeito resultante das fases de cominuição do minério bruto, sendo o pior desempenho estrutural relacionado à seção 2, definida pela presença do geotêxtil na base do sublastro.

Este comportamento é coerente com os módulos de resiliências determinados em laboratório; com efeito, a mistura de resíduos de minério de ferro apresentou maior módulo de resiliência que o estéril laterita, que foram medidos em corpos-de-prova compactados nas mesmas condições de campo (na umidade ótima e sob a energia do Proctor Intermediário).

Por outro lado, os resultados, corroborando os aspectos negativos inerentes à posição do reforço nesta zona da interface sublastro – subleito, mostram que a ação do geotêxtil foi mais efetiva no controle das deformações horizontais e a geogrelha foi mais efetiva no controle das deformações verticais.

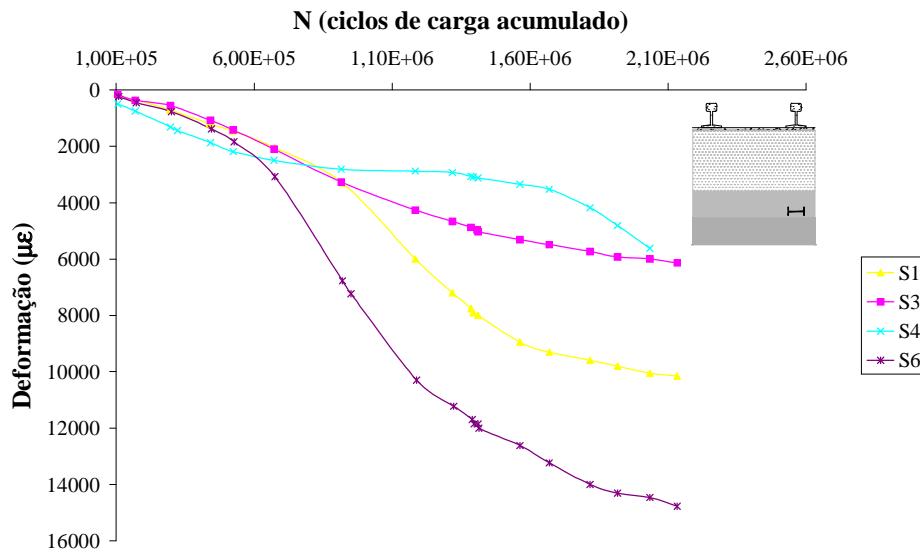


Figura 5.51 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga para o sensor H2 (Seções 1, 3, 4 e 6).

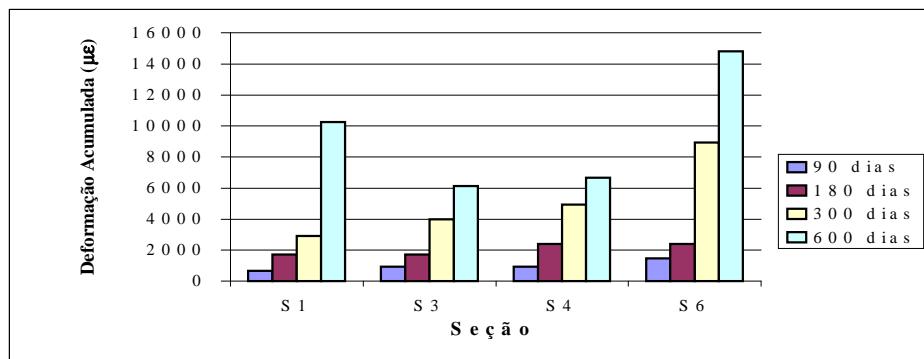


Figura 5.52 – Deformação residual acumulada x tempos para o sensor H2 (Seções 1, 3, 4 e 6).

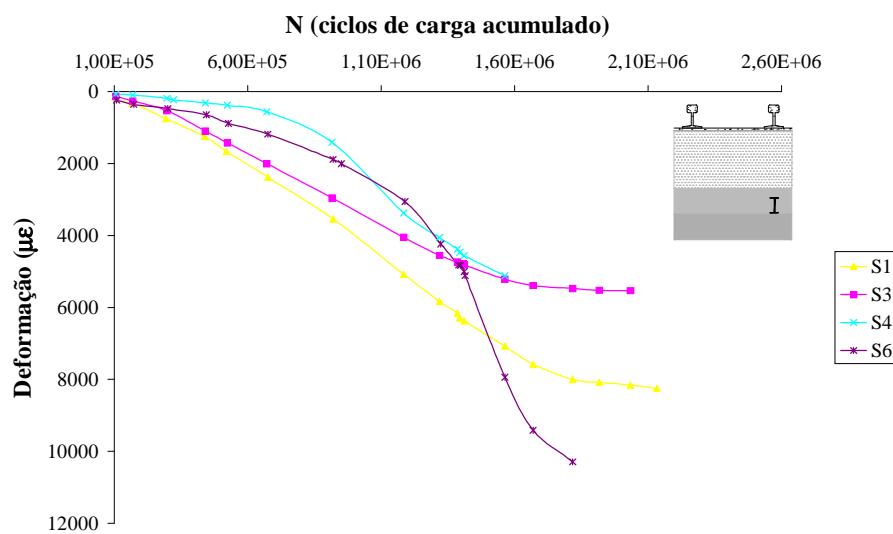


Figura 5.53 – Deformação residual acumulada x número de ciclos de carga para o sensor V2 (Seções 1, 3, 4 e 6).

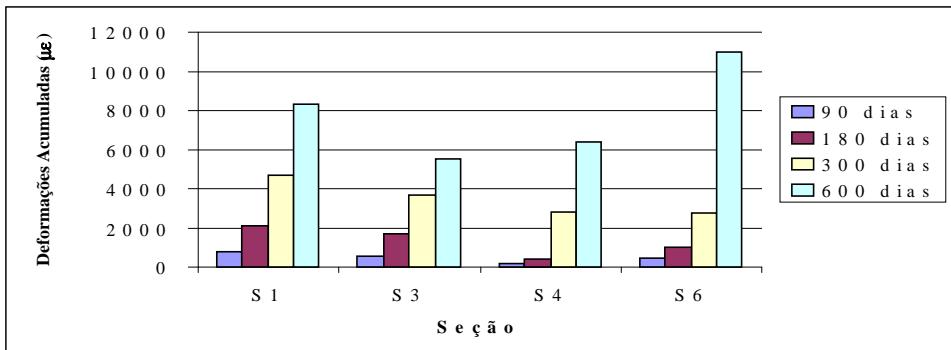
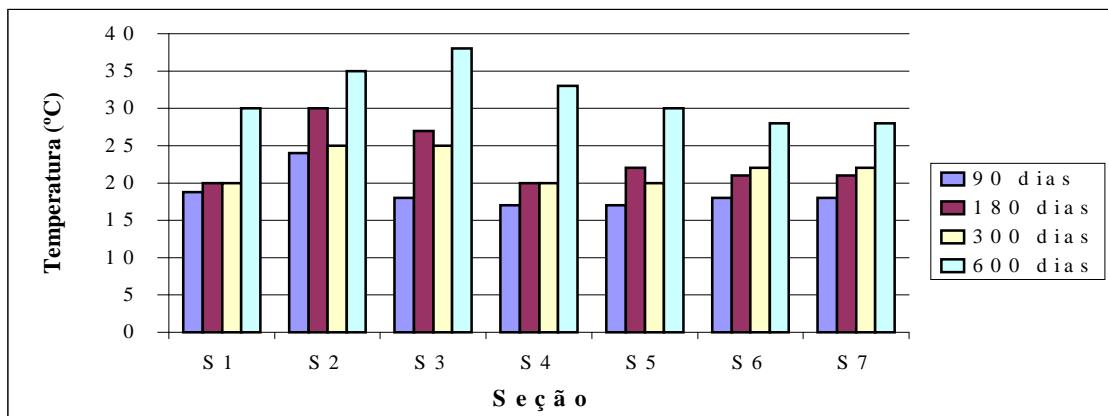


Figura 5.54 – Deformação residual acumulada x tempos para o sensor V2 (Seções 1, 3, 4 e 6).

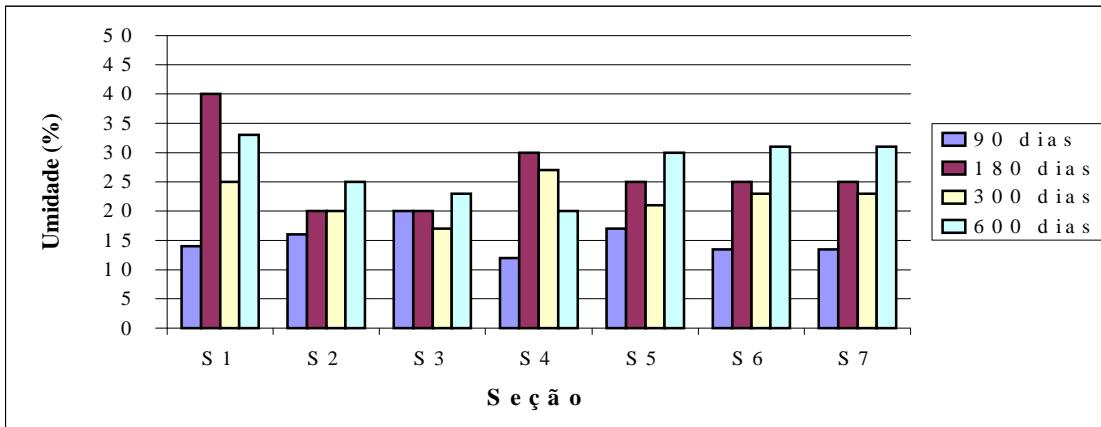
Em relação às medidas de deformações horizontais, efetuadas na base da camada (medidas efetuadas pelos sensores H2 e V2), as deformações foram maiores para o caso da seção 6 com mistura de pista e, ainda mais, sistematicamente maiores que as ocorridas para a Seção 1 com o cascalho laterítico. Nestas condições, o reforço propiciado pelo geossintético (geogrelha ou geotêxtil) atuou decisivamente no sentido de reduzir as deformações resultantes, relativamente às seções não reforçadas (Figura 5.51).

Observações essencialmente similares podem ser feitas relativamente às medidas das deformações verticais (Figura 5.53). Neste caso, porém, o desempenho mais negativo da Seção 6, em relação à Seção 1 de projeto, somente passou a ocorrer a partir de aproximadamente $1,5 \times 10^6$ ciclos de carga. Em quaisquer situações, porém, a mistura de pista tendeu a apresentar maiores taxas de deformação no tempo, no âmbito do período de monitoramento realizado.

Este comportamento negativo da mistura de pista na zona da interface sublastro – subleito pode ser justificado pela condição de aumento da umidade e saturação nas camadas da infra-estrutura férrea durante as estações chuvosas (Figura 5.55).



(a)



(b)

Figura 5.55 – Variações de (a) temperatura e (b) umidades durante os ensaios estáticos.

As cotas das valetas foram fixadas pela cota superior do sublastro e não pela cota superior do subleito. As substituições de material dentro dos cortes não foram acompanhadas de dispositivos de drenagem (drenos profundos) necessários, resultando, assim, na retenção das águas superficiais no subleito e em um aumento de deformações a longo prazo. Assim sendo, devido à maior permeabilidade do estéril laterita e à condição de reforço nas outras seções, esta condição de comprometimento do desempenho estrutural foi mais crítico para a seção 6 com a mistura de pista.

5.6.2.3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS COM CARGAS REAIS

Alguns resultados típicos dos ensaios realizados durante a fase de monitoramento com cargas reais do tráfego normal de trens de minério estão apresentados nos gráficos da Figura 5.56 a 5.59, em termos da aquisição dos dados brutos de campo nas posições verticais no topo e na base (V1 e V2) e nas posições horizontais no topo e na base (H1 e H2).

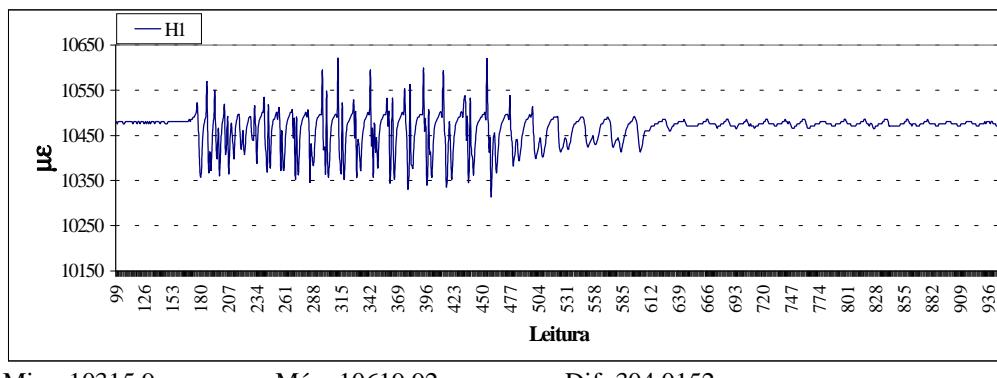
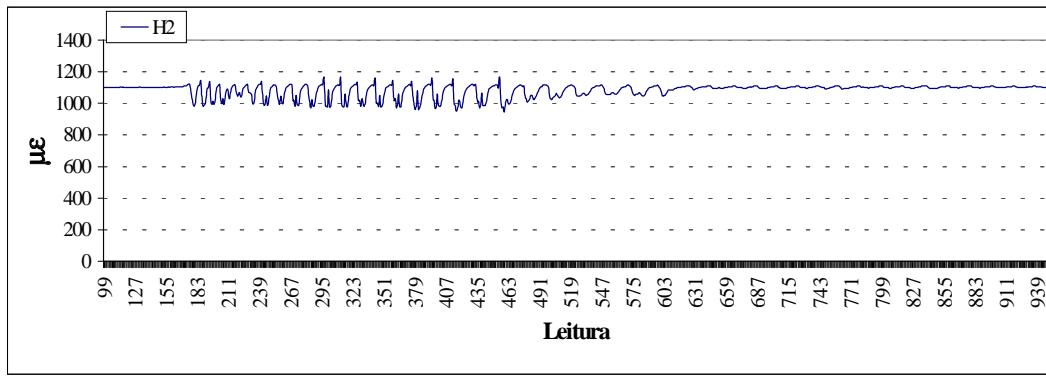


Figura 5.56 – Deformação elástica da seção 6 no sensor H1 sob efeito de trem de minério.

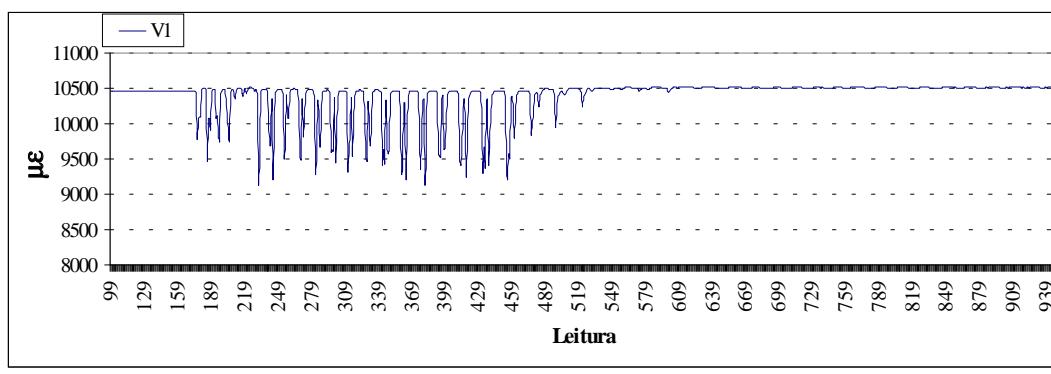


Min.: 946,073

Máx.: 1168,,75

Dif.: 222,3014

Figura 5.57 – Deformação elástica da seção 6 no sensor H2 sob efeito de trem de minério.

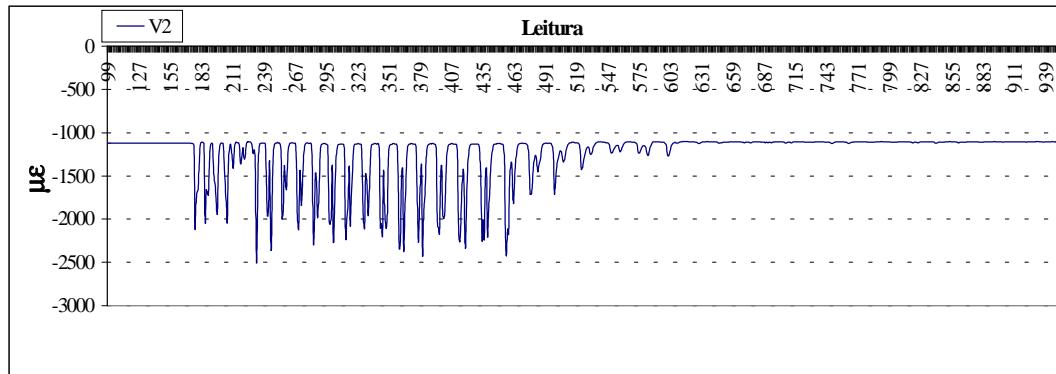


Min.: 9141,46

Máx.: 10519,16

Dif.: 1377,694

Figura 5.58 – Deformação elástica da seção 6 no sensor V1 sob efeito de trem de minério.



Min.: -2483

Máx.: -1101,276

Dif.: 1381,694

Figura 5.59 – Deformação elástica da seção 6 no sensor V1 sob efeito de trem de minério.

Observa-se que, conforme já verificado nos ensaios dinâmicos as deformações na direção vertical foram mais acentuadas que na direção horizontal. Nota-se intensidade de deformações variada o que demonstra vagões com carregamento de cargas e pesos diversos.

5.7 – RETROANÁLISES DOS ENSAIOS

5.7.1 – MÓDULOS RESILIENTES: TRIAXIAL X GEOGAUGE X RETROANÁLISES

Como etapa complementar dos trabalhos, foram feitas retroanálises dos ensaios de campo com a viga Benkelman, objetivando determinar o módulo de elasticidade de cada camada do pavimento ferroviário.

As retroanálises foram implementadas com o emprego do programa computacional RETRAN 5 – L que utiliza o método simplificado. Este programa de retroanálise considera que as camadas do pavimento e o subleito têm comportamento elástico-linear e, em decorrência desta hipótese, os módulos de resiliência são admitidos como sendo constantes ao longo da camada analisada. Esta consideração é restritiva quando se trabalha com materiais de comportamento tipicamente elástico não linear, característico dos resíduos de minério de ferro analisados nesta tese.

Desta forma, os valores dos módulos estimados por meio do Programa RETRAN 5 – L devem ser considerados apenas como indicativos aproximados de capacidade estrutural da via , representando valores médios ao longo de cada camada.

Com o objetivo de minimizar essa discrepância, o solo de subleito foi dividido em três subcamadas. Este procedimento permitiu uma boa concordância entre as deformadas medidas e as calculadas, com erro de ajuste entre as bacias de 3% a 8,23%. Os valores dos módulos elásticos retroanalisisados estão apresentados na Tabela 5.18.

Tabela 5.18 – Valores dos Módulos de Elasticidade obtidos por retroanálises.

Seção	Estaca	Subleito (MPa)	Sublastro (MPa)	R _c (m)
1	15	260,00	160,00	-
6	10LD	60,00	206,00	-
6	1LE	49,50	-	-
6	9LE	71,10	-	-
6	2LE	75,00	-	-
6	Valor Médio	63,90	206,00	111,6

R_c: raio de curvatura da bacia de deformação.

Mota et al. (1994) relataram que as retroanálises, efetuadas a partir da bacia da deformada, mediante a utilização de programas apropriados e de tabelas ou gráficos baseados na teoria da elasticidade, têm sido objeto de vários discussões técnicas (Pereira 1969 e Albernaz 1994, por exemplo). Segundo Núñez (1997), na análise de um pavimento, os módulos das camadas obtidos por retronálises constituem apenas uma parte da avaliação estrutural de pavimentos, devido às dificuldades e limitações destes procedimentos e que os ensaios dinâmicos de laboratório ainda são imprescindíveis para tais abordagens. A baixa representatividade em termos do número das bacias de deformação obtidas foi um fator crítico para se obter resultados pouco conclusivos.

Estes valores foram correlacionados, então, com os valores dos módulos de resiliências estimados em laboratório (ensaios triaxiais dinâmicos) e em campo (aparelho GeoGauge H4140).

Para o subleito, foram correlacionados os valores de M_R obtidos nos ensaios realizados pelo GeoGauge H4140 na seção 7, no ensaio triaxial dinâmico realizado com o solo granular SG e pelo valor médio das retroanálises para a camada de subleito.

Para o sublastro, foram correlacionados os valores de M_R obtidos nos ensaios realizados pelo GeoGauge H4140 nas seções 1 e 6, no ensaio triaxial dinâmico realizado com o estéril laterita EL e a mistura de pista MP e pelo valor médio das retroanálises para a camada de sublastro. Os valores de módulos de resiliências obtidos pelos diferentes critérios estão plotados na Figura 5.60.

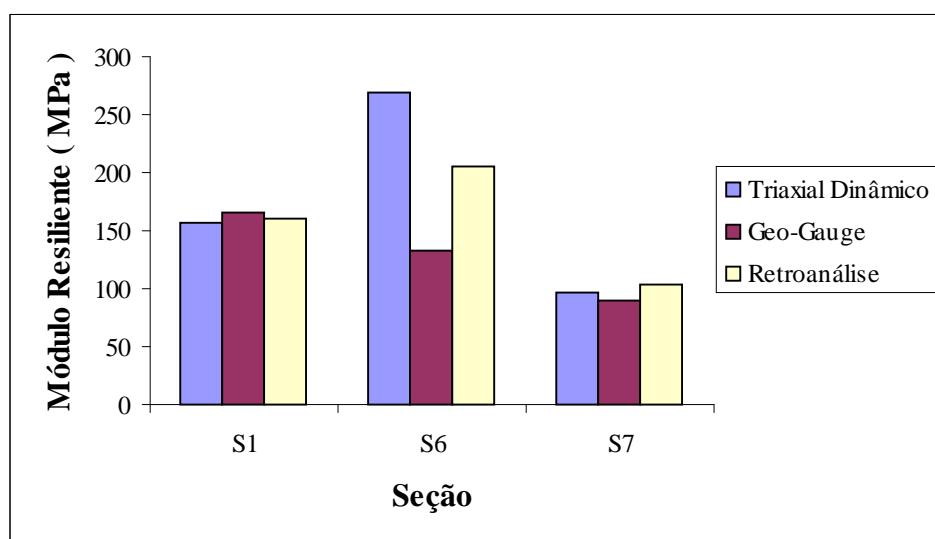


Figura 5.60 – Estimativa dos valores dos módulos de resiliências dos materiais da via férrea: sublastro (Seções 1 e 6) e subleito (Seção 7).

Observa-se uma correlação bem coerente entre os valores dos módulos de resiliência para as seções 1 e 7, que são constituídas por materiais naturais (estéril laterita e solo granular, respectivamente), enquanto que, para a seção 6 em mistura de pista, observa-se uma forte discrepância dos valores estimados pelas diferentes metodologias.

Na seção 6, os valores obtidos em laboratório mostram-se superiores aos valores estimados in situ pelo GeoGauge H4140. Isto se deve às amplas faixas de variação do comportamento estrutural da mistura de pista induzida pela compactação de campo, relativamente às condições bem mais controladas e homogêneas da compactação em laboratório, levando a medidas oscilatórias deste parâmetro em função das características localizadas dos pontos de amostragem da via férrea.

Na seção 7 constata-se que o valor do módulo determinado na pista é ligeiramente inferior aos estimados pelas outras metodologias, permitindo concluir que, no caso do subleito, as condições de compactação no campo reproduziram, de forma bastante próxima, as condições obtidas em laboratório.

5.7.2 – CONTROLE TOPOGRÁFICO X DEFORMAÇÕES ACUMULADAS

Com o objetivo de explicitar as enormes diferenças de ordem de grandeza dos deslocamentos induzidos na superestrutura e na infra-estrutura de um pavimento ferroviário, a Tabela 5.19 apresenta uma comparação direta entre os dados obtidos no controle topográfico mensal da via (incorporando também os deslocamentos ocorridos na superestrutura e na camada de sublastro) e os dados gerados durante o período de monitoramento, para o caso das Seções 1 e 6.

Tabela 5.19 – Deslocamento verticais x Deformações residuais acumuladas nas seções 1 e 6.

Fatores estruturais	Dias Decorridos	Seção – S1	Seção – S6
Deslocamentos verticais pelo controle topográfico (mm)	37	-12	-32
	245	33	-22
	500	103	-12
Deslocamentos verticais pelos sensores estáticos (mm)	37	0,0758	0,0550
	245	0,6680	0,2620
	500	1,6000	2,000

Verifica-se uma grande variação entre os dados coletados nos dois ensaios de naturezas distintas, mostrando os efeitos substanciais das intempéries na movimentação da superestrutura da via. Estes resultados provavelmente estão afetados, em larga escala, pelos serviços de manutenção empreendidos pela equipe técnica da EFVM. Assim, a movimentação geral na camada de trilhos, acessórios de fixação, dormentes e lastro deve ter ocorrido principalmente devido às duas intervenções de manutenção realizadas na via durante o período do monitoramento, incluindo serviços como levantamento da grade, dilatação térmica dos dormentes e trilhos, expansão volumétrica da escória de aciaria e folgas de fixação.

5.8 – DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E ANÁLISES DE CUSTOS

Nos itens seguintes, são enfatizados alguns aspectos e cuidados construtivos que devem ser tomados na execução de pavimentos ferroviários utilizando, como materiais de construção, os materiais alternativos estudados nesta pesquisa (resíduos de minérios de ferro e escória de aciaria), de modo a garantir desempenhos estruturais compatíveis com os materiais convencionalmente utilizados. Especial atenção é necessária à compactação da camada de resíduos de minério de ferro e ao controle de qualidade da construção com o uso de viga Benkelman e com o dispositivo GeoGauge H4140.

Ressalta-se também a necessidade de se implementar, no âmbito da obra ferroviária, um adequado programa de drenagem das águas superficiais e profundas, potencialmente comprometedoras ao desempenho da via.

Nas análises de custos, destacam-se os aspectos positivos da otimização econômica do empreendimento, proporcionada pela utilização de solos locais, situados na própria faixa de domínio da ferrovia, em misturas com resíduos de minério de ferro e com geossintéticos (geotêxteis ou geogrelhas), bem como da utilização de escória de aciaria como lastro em substituição ao produto natural britado.

- RESÍDUOS DE MINÉRIOS DE FERRO COMO MATERIAL DO SUBLEITO**

Os resíduos de minérios de ferro geralmente tenderam a apresentar boa capacidade de suporte, valores elevados de densidade e de CBR, baixa expansão e elevados módulos de resiliência, propriedades estas fortemente afetadas pela presença do ferro. O súbleito, seja por material local ou transportado, deverá ser compactado em condições de umidade ótima e peso

específico aparente seco máximo, de modo a se obter um grau de compactação de, no mínimo, 100% do proctor normal.

Recomenda-se o controle de compactação da camada de regularização, por meio de medidas de deflexões com viga Benkelman e módulos dinâmicos com o aparelho GeoGauge H4140, por permitir um controle em um número maior de pontos do que os controles tradicionais de construção, em tempos e custos menores. Como especificações de controle em campo, recomenda-se que as deflexões na camada de subleito sejam inferiores a 1,28 mm; que os módulos de elasticidade se situem na faixa de 80 a 110 MPa e a rigidez, entre 9 e 13 MN/m.

A faixa de teor de umidade para compactação deverá assegurar um valor mínimo de 12% para o CBR. Dada a natureza arenosa dos resíduos de mineração, devem ser empregados rolos vibratórios lisos e/ou pneumáticos nos trabalhos de compactação.

- **RESÍDUOS DE MINÉRIOS DE FERRO COMO SUBLASTRO**

No caso específico do sublastro de pavimentos ferroviários, recomenda-se o procedimento de mistura, por estabilização granulométrica, de estéreis e rejeitos de minério de ferro, buscando-se um arranjo estrutural adequado. A mistura pode ser executada na pista ou em usinas de solos, sendo o espalhamento feito na forma de camadas intercaladas e sucessivas, usando-se motoniveladoras e grades com discos, para propiciar um melhor entrosamento dos materiais.

A compactação da camada deve ser executada por equipamentos vibratórios autopropulsores tipo rolos de pata curta, lisos ou pneumáticos, para teores de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo, de modo a se obter um grau de compactação de, no mínimo, 100% do proctor intermediário. No controle de compactação da mistura de resíduos de minério de ferro, devem ser usados o método do frasco de areia (método DNER ME 092/94) ou similares (cilindro amostrador, densímetro nuclear, etc).

O controle de qualidade do processo construtivo deve ser feito fazendo-se uso da viga Benkelman e do dispositivo GeoGauge H4140, possibilitando, desta forma, uma análise abrangente do desempenho estrutural do pavimento ferroviário em termos de deflexões e dos módulos dinâmicos da camada de sublastro, nas direções longitudinal e transversal. Como especificações de controle técnico, sugere-se que as deflexões na camada de sublastro sejam

inferiores a 0,97 mm e que os módulos de elasticidade se situem na faixa de 118 a 165 MPa, com a rigidez entre 13 e 19 MN/m. A faixa de teor de umidade para compactação deverá assegurar um valor mínimo de 30% para o CBR.

• ESCÓRIA DE ACIARIA COMO LASTRO

A escória de aciaria, originada na produção do aço como um resíduo sólido, é um excelente material de construção, principalmente quando utilizado como produto britado para lastro de pavimento ferroviário, apresentando, porém, a propriedade de ser muito expansiva quando não estabilizada. Alguns dos principais componentes das escórias de aciaria, como os óxidos de cálcio e magnésio, o silicato de cálcio e o ferro metálico, sofrem transformações químicas, principalmente sob presença de umidade, que provocam a expansibilidade volumétrica da escória socada.

Recomenda-se que a escória de aciaria seja exposta a condições que permitam, ao longo de um determinado tempo, que os mecanismos de hidratação e carbonatação possam transformar de forma completa os seus componentes em espécies químicas estáveis. Fatores como a exposição do material à umidade, alta temperatura, tempo e presença de CO₂, são importantes para se atingir mais eficientemente a estabilização de uma escória de aciaria. Segundo Nascimento (2003), o tempo de hidratação diária para alcançar o resultados de expansibilidade de 2,0%, 1,5% e 1,0% são, respectivamente, de 45, 90 e 180 dias. Sugere-se também que a camada de lastro constituída de escória seja socada por equipamento vibromecanizado, para dotá-la de um ótimo travamento e um elevado poder de confinamento.

As escórias de aciaria são materiais com elevado peso específico, sendo muito duros e resistentes, recomendando-se o cuidado da escolha do tipo e levando-se em consideração os seguintes dados de resistência: o desgaste por rolagem (polimento) determinado pelo ensaio de Abrasão Los Angeles deve ser inferior a 10%, o índice de carregamento pontual (Is₅₀) no plano perpendicular deve ser superior a 8,3 MPa e, no plano paralelo, superior a 7,8 MPa e a resistência à compressão uniaxial (δ_{uc}), no plano perpendicular, deve ser superior a 165,60 MPa e, no plano paralelo, a 156,26 MPa.

Como especificações técnicas de controle, recomenda-se que a camada de lastro com escória apresente deflexões inferiores a 4,08 mm e que os módulos de elasticidade da camada se situem na faixa de 71 a 140 MPa, com a rigidez entre 7 e 16 MN/m.

• DRENAGEM DA ESTRUTURA DO PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Na discussão dos resultados experimentais, salientou-se a precariedade do sistema de drenagem do subleito. Essa deficiência pode ter representado uma parcela de responsabilidade muito grande em termos das deformações observadas na base da camada de sublastro e no subleito, principalmente nos períodos chuvosos. Em um projeto de pavimento ferroviário é imprescindível, portanto, garantir um sistema de drenagem eficiente.

O sistema de drenagem profundo do pavimento ferroviário, destinado a captar e a direcionar as águas de infiltração, deve ser consistente, de forma a impedir o acúmulo de água nas camadas de sublastro e de subleito. Os ombros e as laterais da plataforma devem ser providos de camada drenante ou de drenos subterrâneos profundos longitudinais, com coletores transversais convenientemente espaçados.

Na drenagem profunda, é necessário ainda identificar com clareza a cota e o regime de flutuação da linha freática, de forma a interceptar e retirar eficientemente o fluxo das águas subterrâneas ascendentes. Na drenagem superficial, destaca-se a importância da definição da cota das valetas em posição inferior à cota do subleito, com as paredes laterais sendo vazadas para permitir o livre escoamento das águas.

• ANÁLISE DE CUSTOS

A partir das planilhas de custos integrantes do contrato de execução da obra de implantação do pátio 5 da variante Capitão Eduardo da EFVM, onde foram executadas as seções experimentais objeto desta tese, constatou-se que as alternativas adotadas, mediante a utilização de materiais locais e misturas de resíduos de minério de ferro, possibilitaram efetivas reduções de custos para as distâncias médias de transporte envolvidas. Assim, no caso da mistura de pista, por exemplo, a DMT prevista no projeto foi reduzida de 10 km para 2 km.

Verificou-se também que a alternativa de utilização da escória de aciaria em projetos de lastro de ferrovias proporcionou reduções de custos significativas, principalmente na hipótese da existência de usinas siderúrgicas próximas aos ramais ferroviários, como é o caso do pátio 5 da obra analisada.

Atualmente, as siderúrgicas estão agregando valores de venda ao subproduto escória de aciaria em 50% do valor de aquisição de produto britado. Os comparativos de custos

relativos aos serviços de transporte dos materiais de sublastro e de lastro para o pátio 5 estão apresentados na Tabela 5.20.

Tabela 5.20 – Análises de custos da obra analisada.

Material (tipo)	Aquisição R\$	Propriedades				
		Momento (R\$/m _g ³)	DMT (km)	Seção (m _g ³ /m)	Custo final (R\$/m)	Variação (%)
EL	-	0,47	10	1,215	4,70	-
MP	-	0,47	2	1,215	0,94	- 500
Escória	9,00	0,47	12	0,90	51,84	- 41
Brita	18,00	0,47	15	0,90	126,90	-

Nota-se que os custos de utilização dos solos locais, dos resíduos de minério de ferro e da escória de aciaria apresentam-se realmente como uma alternativa atraente do ponto de vista de viabilidade econômica de projetos ferroviários, além dos benefícios inerentes à mitigação dos danos ambientais.

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES

6.1 – CONCLUSÕES DA PESQUISA

Os trabalhos de pesquisa realizados visaram o entendimento do potencial de utilização de materiais alternativos (resíduos de minério de ferro e escória de aciaria) na concepção e projeto da infra-estrutura de pavimentos ferroviários. Para o desenvolvimento desta pesquisa, foi construído um trecho experimental na Estrada de Ferro Vitória Minas, na região de Barão de Cocais/ MG, instalado no chamado Pátio 5 da Mina de Gongo Soco da CVRD. O trecho foi composto por sete seções-teste, monitoradas por meio de um programa de instrumentação de campo e ensaios de campo e de laboratório. As principais conclusões da pesquisa foram separadas nos seguintes itens

(i) quanto ao contexto geral do trabalho:

- De forma geral, o desempenho das seções-teste do pavimento ferroviário com solos finos e/ou resíduos de minério de ferro da mina de Gongo Soco, associados a geossintéticos e avaliados em trecho experimental em escala real de uso, foi positivo e autoriza o emprego destes materiais na pavimentação ferroviária, com segurança e boa qualidade técnica.
- A instrumentação adotada e os tipos de ensaios específicos executados para a caracterização geotécnica dos materiais mostraram-se satisfatórios para os objetivos da pesquisa. Destaca-se, entretanto, o alto índice de perda de sinal dos sensores na sua confecção, instalação e operação em tráfego, devido à geometria da resina utilizada em forma de carretil; outro fator limitante refere-se aos elevados custos de aquisição dos extensômetros e da unidade de leitura.
- A utilização de resíduos de minério de ferro associados a geossintéticos pode ser considerada uma boa solução alternativa, mas na execução da obra devem ser realizados dispositivos de drenagem adequados para evitar grande variação do teor de umidade do material subleito (solo granular) e sublastro (mistura de pista) ao longo do tempo, pois isso pode prejudicar o seu desempenho.

(ii) quanto ao comportamento geotécnico dos materiais de construção:

- No programa de ensaios geotécnicos convencionais, os solos granulares locais e os resíduos de minério de ferro apresentaram índices classificatórios de GW - areia, SM - areia siltosa e ML – silte, o que viabilizou os procedimentos de estabilização granulométrica e química dos mesmos com resultados excelentes. As misturas com solos de matrizes argilosas e arenosas foram realizadas com resultados eficientes. As adições de cal e cimento foram efetivadas com relativo sucesso. Em termos de granulometria, os solos granulares locais e os resíduos de mineração apresentaram curvas com diferenças físicas que permitiram a conjugação dos mesmos em uma mistura de melhor trabalhabilidade e distribuição granulométrica mais homogênea.
- Nos procedimentos de mistura dos materiais estudados por meio de estabilizações granulométrica e química, foram observados acréscimos significativos em termos de resistência e da estabilidade do material em relação aos materiais componentes da mistura.
- Os resíduos de minério de ferro apresentaram valores elevados de densidade devido principalmente à presença do minério de ferro particularmente nas frações mais finas.
- Os resultados dos ensaios de CBR com amostras de solos granulares e resíduos de minérios de ferro apresentaram-se elevados mostrando que, quando confinados, tais materiais apresentam uma boa capacidade de suporte.
- Observou-se uma significativa dispersão dos resultados de ensaios de CBR nos ramos úmidos e secos das curvas de compactação dos resíduos de mineração, mais acentuada no ramo úmido da curva. Tal fato foi consequência direta do efeito negativo da presença de água intersticial, sendo verificadas que variações de 0,5% na faixa ótima podem induzir variações de 50% nos valores de CBR.
- A caracterização geotécnica dos resíduos de minério de ferro apresentaram comportamento de materiais granulares, com formas dos grãos predominantemente irregulares provavelmente decorrentes dos processos de beneficiamento dos minérios de ferro.
- Nos ensaios de compactação dos resíduos de minério de ferro as curvas de compactação tenderam a se mostrar irregulares, apresentando uma faixa de umidade ótima em vez de um máximo definido, o que pode ser creditado à presença e aos processos de entrosamento entre os grãos dos minerais presentes.

- Nos estudos dos processos de compactação para os resíduos com variação das energias de compactação, da energia Proctor Normal à energia Proctor Modificado, há ganhos de resistência e estabilidade, à semelhança dos solos compactados.
- Conclui-se que, no processo de compactação dos resíduos de minério de ferro, deve-se usar um rolo liso vibratório ou um rolo pneumático autopropulsor com pressões variadas. O controle de compactação foi feito por meio do método do frasco de areia sem dificuldade com relação ao tamanho dos grãos. Constatou-se também uma relativa quebra dos grãos após a compactação.
- Nos estudos das misturas dos materiais, observou-se uma tendência de máximo valor de CBR para as condições de uma mistura em proporções idênticas de rejeito e do solo natural.
- Nos estudos dos índices de consistência dos resíduos de minério de ferro constatou-se a sua condição de não plásticos com baixa compressibilidade. Estes materiais apresentaram curvas granulométricas com enquadramento nas faixas granulométricas com graduação tipo B, C E e F do DNIT.
- Os materiais estudados foram classificados nos sistemas USC e HRB e pela Metodologia MCT Expedita e as classificações estabelecidas pelos três sistemas USC, HRB e MCT apresentaram uma boa concordância
- Foram processadas as curvas características dos resíduos de minério de ferro, verificando-se uma grande influência do teor de umidade na sucção. Nas curvas características transformadas, ocorreram reduções nos valores de succão indicando suscetibilidade à presença de água.
- Os resíduos de minério de ferro apresentam uma ampla faixa de tamanhos, forma e distribuição de poros. Os microporos são maiores e largos, enquanto os mesoporos e os macroporos tendem a apresentar uma forma de fendas ou de placas paralelas ou espaços entre placas paralelas. O diâmetro médio dos poros foi da ordem de 101,54 Å. Os resultados obtidos para densidade real determinados pela técnica B.E.T. apresentaram uma concordância excelente com os valores determinados pela via convencional.
- Em uma análise global observa-se que os módulos dinâmicos determinados na camada de subleito com o aparelho GeoGauge H4140 apresentaram valores altos com uma pequena faixa de variação entre 88,1 a 111,8 MPa, enquanto os valores determinados na camada de sublastro mostraram-se relativamente altos, representando os arranjos

estruturais proporcionados pelo arcabouço sólido de cada seção e os geossintéticos. Por outro lado, os módulos dinâmicos para a camada de lastro apresentaram-se com valores baixos em relação a materiais rochosos. Deve-se destacar que, além do aspecto bastante poroso da escória, foram observados grandes espaços vazios existentes na camada de lastro devido basicamente às características granulométricas da escória que apresentou uma fração grossa predominante.

- Para o controle de qualidade dos serviços de regularização do subleito e execução do sublastro, recomenda-se o uso de levantamentos defletométricos com viga Benkelman. Sugere-se os valores de 140×10^{-2} mm e 80×10^{-2} mm como máximos para as deflexões características das camadas de subleito e sublastro, respectivamente. Entretanto, valores menores podem ser alcançados com mais tempo de rolagem de pista.
- Constatou-se também que os módulos de resiliências dos resíduos de minério de ferro dependeram das densidades e das umidades. Os resíduos de granulometria uniforme têm módulos maiores que os bem graduados e a tensão confinante mostrou grande influência sobre a magnitude dos módulos de resiliências. Do ponto de vista da resiliência, a mistura de pista MP apresenta-se como solo do grupo B com moderada resiliência, com potencial utilização como camada de subleito, reforço e sublastro.
- Os comportamentos estruturais apresentados pelas seções 6 e 1, constituída, por mistura de resíduos de minério de ferro na pista - MP e cascalho de estéril de minério de ferro, respectivamente, foram coerentes com os valores dos módulos de resiliências determinados por ensaios triaxiais dinâmicos. A mistura de resíduos de minério de ferro apresentou uma resiliência melhor que o cascalho laterítico.
- Os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto apresentaram-se elevados, provavelmente devido à influência da presença do ferro nas concreções e na fração mais fina dos resíduos.
- As correlações das envoltórias de resistência obtidas nos ensaios de cisalhamento direto apresentaram-se muito boas, indicando um fator de homogeneidade da matriz dos resíduos de minério de ferro utilizados.
- Nos ensaios de cisalhamento direto em amostras compactadas de resíduos de minério de ferro (na condição de umidade ótima), o comportamento do material apresentou-se dilatante.

- Os ensaios de difratometria de raios-x realizados nos resíduos de minério de ferro identificaram como seus principais minerais constituintes a hematita, ghoetita, quartzo, caulinita e talco.
- A caracterização química dos resíduos de minério de ferro realizada por meio dos ensaios de massa bruta, lixiviação e solubilização caracterizou estes materiais como resíduos de classe II não inerte.
- Os ensaios de tração simples de banda larga, realizados em amostras do geotêxtil virgem, mostraram-se coerentes com os dados técnicos do produto.
- Amostras exumadas de geotêxtil, submetidas a diferentes tipos de danos mecânicos gerados por efeito de compactação durante a construção, vibração de tráfego na camada de lastro, foram ensaiadas para as condições íntegra e com rasgo, apresentando quedas de resistências à tração. A redução de resistência à tração provocada pelo dano gerado pela compactação foi de 11,20%. A faixa de redução da resistência à tração pelo dano provocado pelo lastro foi de 6,90 a 19,46%, em relação aos resultados obtidos para as amostras-padrão virgens.
- A escória de aciaria mostrou-se um excelente material de lastro, apresentando elevados valores de pesos específicos, dureza e resistência. Entretanto, apresentam a propriedade de ser altamente expansiva quando não estabilizadas.
- Parte dos ensaios da escória de aciaria foi realizado de maneira pioneira para este tipo de material, tendo sido obtido o valor do coeficiente experimental C, o qual reproduz as características internas da escória, que apresentou uma boa concordância com os materiais rochosos.
- O índice de anisotropia da escória de aciaria é muito próximo à unidade (1,06), sugerindo a não existência de um plano preferencial de ruptura.
- Embora o controle de deflexões na superestrutura seja procedimento de pequena aplicação no Brasil, verificou-se que uma estrutura constituída com trilhos longos soldados, dormentes de aço, fixação flexível e lastro de escória de aciaria apresentou uma variação de deflexão numa faixa entre 92 e 408×10^{-2} mm.
- O monitoramento topográfico detectou intervenções de manutenção, pequenas variações da cota final e levantamentos verticais razoáveis, demonstrando grande flexibilidade da superestrutura decorrentes do carregamento e, principalmente, da natureza dos componentes da mesma (escória de aciaria, dormentes de aço, trilhos).

(iii) quanto ao desempenho da instrumentação:

- Dada a dificuldade de interpretar os sinais emitidos pelos sensores, foi projetado e desenvolvido um programa de coleta de dados para os ensaios de campo e laboratório. O programa de aquisição permitiu a leitura e o armazenamento do banco de dados gerados pelas leituras dos sensores.
- Para ordenar e filtrar o banco de dados, foi elaborada um programa de tratamento com rotinas computacionais utilizando o software Access da plataforma Windows para a leitura e o armazenamento dos resultados dos ensaios realizados nas seções-teste.

(iv) quanto ao desempenho relativo das seções instrumentadas:

- Ao longo do período de monitoramento, os parâmetros ambientais registrados foram precipitações pluviométricas, temperaturas internas da camada, temperaturas do ar e umidades das camadas. Identificou-se uma grande variação de temperaturas e umidades nas diversas seções, com interferência clara na magnitude das deformações, principalmente nas do subleito.
- Na avaliação das deformações elásticas, a geogrelha e o geotêxtil foram mais eficientes quando colocados nas zonas da interface subleito - sublastro.
- Na avaliação das magnitude das deformações residuais nas seções com utilização de geogrelha e geotêxtil, notou-se uma maior redução das deformações quando os geossintéticos foram colocados entre o lastro e o sublastro.
- As deformações tenderam a ser acentuadas na camada de subleito durante o período de chuvas em função dos aumentos proporcionais de umidades.
- Os módulos obtidos nas retroanálises apresentam coerência com os resultados obtidos em campo e nos ensaios de laboratório.
- Destaca-se que, nos ensaios de controle topográfico, o melhor desempenho estrutural foi o apresentado pela seção 3, ao passo que, nos ensaios com o equipamento GeoGauge H4140, a Seção 3 mostrou melhor desempenho na camada de subleito, a camada 1 na camada de sublastro e a Seção 4 na camada de lastro.

- Observa-se que, nos ensaios de viga Benkelman realizados na camada do subleito e na superestrutura , as menores deflexões foram medidas na seção 3; no sublastro o melhor comportamento ocorreu para a Seção 2.
- Na avaliação dos ensaios de monitoramento dinâmico, as maiores dificuldades encontradas foram devido a grande diversidade das composições ferroviárias em tráfego pelo trecho sendo necessário o uso de locomotivas com velocidades e peso constantes. Constatou-se que no curto espaço de tempo, com $N= 6,31 \times 10^5$, a seção de número 1, com o estéril de minério de ferro EL, apresentou melhor desempenho que a seção 6, com mistura de resíduos de minério de ferro MP. Já no longo prazo com $N=1,40 \times 10^6$ há um equilíbrio de desempenho entre as seções 1 e 6. A inclusão dos geossintéticos tanto geogrelha como geotêxtil proporcionaram redução das deformações da mistura de resíduos de minério de ferro, tanto no curto como no longo prazo, apresentando uma leve tendência de melhoria de eficiência com o aumento do número de eixos-padrão. Em termos das variações ambientais, constata-se que, enquanto a magnitude das umidades foi aproximadamente uniforme para todas as seções analisadas, os acréscimos de temperaturas na estação seca foram mais significativos para as seções 2, 3, 4 e 5 reforçadas com geossintéticos.
- Na avaliação dos ensaios de monitoramento estático foram plotados gráficos com dados totais dos ensaios de campo e pela média dos dados de cada ensaio. Verificou-se que a seção 6 (mistura de resíduos de minério de ferro) apresentou desempenho melhor que a seção 1 (cascalho de estéril de minério de ferro) tanto no curto prazo, com $N=3,18 \times 10^5$, como no longo prazo, com $N=2,12 \times 10^6$. A seção 6 apresenta uma clara tendência de pequenas deformações enquanto a seção 1 a grandes deformações. A influência dos fatores ambientais é mais incisiva na seção 6 que na seção 1. Nota-se que as seções 2, 3, 4 e 5, com geossintéticos, apresentaram desempenho satisfatório adicionando rigidez à camada. No período de chuvas com interferência nos fatores ambientais verifica-se uma redução das deformações na direção horizontal o que pode-se creditar a uma melhor atuação dos geossintéticos na direção horizontal.

6.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Elaboração e adequação de programas computacionais, com incorporação dos princípios da mecânica dos pavimentos aplicada a pavimentos ferroviários, calibrados a partir do banco de dados gerado nesta tese.
- Comparação das deformações medidas nas seções experimentais deste trabalho com as deformações calculadas por meio de modelos analíticos para análise estrutural, levando-se em consideração a inserção e o posicionamento dos reforços na estrutura do pavimento ferroviário.
- Comparação das deformações medidas nas seções experimentais desta tese com o banco de dados gerado pelo veículo de avaliação de via da Estrada de Ferro Vitória Minas.
- Construção de trechos ferroviários experimentais com instrumentação conjunta de extensômetros elétricos, sensores ambientais (temperatura e umidade) e células de pressão inseridas na superestrutura e infra-estrutura da via, para compartilhamento de banco de dados com os registros gerados pelo veículo de avaliação de via.
- Estudo da aplicação do GeoGauge a ferrovias para obtenção de módulos de lastro compatíveis com a flexibilidade necessária aos condicionantes dos índices de conforto ao rolamento (para transporte de passageiros), ciclos de manutenção e módulos de resiliência das camadas de sublastro e subleito.
- Construção de trechos experimentais instrumentados com sensores resistivos, célula de carga e sensores ambientais para estudos de dimensionamento de pavimentos rodoviários de baixo custo (resíduos de minério de ferro) para caminhões fora-de-estrada em plantas de extração e beneficiamento de minérios de ferro.
- Monitoramento com sistema resistivo de longo prazo de lastro de escória de aciaria para estudos de condutibilidade elétrica, com danos na sinalização ferroviária, acarretando custos adicionais de manutenção e de risco de colisão.
- Estudo da vibração ferroviária no contato roda-trilho e suas implicações no espalhamento/desguarnecimento do lastro e nas deformações induzidas no sublastro e subleito.
- Realização de ensaios para determinação do desgaste gerado nos equipamentos de grande porte para a manutenção de lastro de escória de aciaria.

- Ensaios dinâmicos de carregamentos cíclicos em laboratório para estudo de dimensionamento mínimo da espessura de lastro de escória de aciaria para composições de minério e passageiros.
- Estudos de determinação de ciclos de manutenção corretiva, preventiva e preditiva para via de minério com lastro de escória de aciaria, por meio de ensaios de laboratório em plataforma com simulador de ciclos de cargas de freqüência variada.
- Ensaios de medição da expansão volumétrica da escória de aciaria e sua interferência na grade formada por trilhos e dormentes, gerando ondulações no alinhamento dos trilhos e acréscimos de superelevação.
- Estudo da deformação térmica dos dormentes de aço e sua interferência no alinhamento longitudinal e transversal da via, assim como a determinação da sua contribuição no desprendimento das fixações e no aumento do folga entre os dormentes e o lastro.
- Ensaios de tração confinada em amostras de geossintéticos virgens e exumadas do trecho experimental objeto desta tese, utilizando como elemento confinante a mistura de resíduos de minério de ferro coletada na própria pista.
- Simulações numéricas dos ensaios de tração simples em amostras exumadas com danos produzidos pela construção e efeitos do tráfego ferroviário.
- Realização de ensaios em amostras de geogrelhas virgens e exumadas submetidas aos danos do efeito do tráfego ferroviário pesado de uma via de transporte de minério em larga escala.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO (1986). The AASHTO Guide for Design of Pavements Structures. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA.
- ABNT (1969). Determinação da Abrasão Los Angeles dos Agregados – MB170. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 4p.
- ABNT (1974). Determinação da Massa Específica Aparente da Absorção de Água e da Porosidade Aparente do Material de Lastro Padrão – MB893. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 10p.
- ABNT (1981). Limite de Plasticidade – NBR7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3p.
- ABNT (1984). Determinação do Peso Específico dos Grãos – NBR6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- ABNT (1984a). Solo – Análise Granulométrica – NBR7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 13p.
- ABNT (1984b). Solo – Determinação do Limite de Liquidez – NBR6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- ABNT (1986). Preparação das Amostras – NBR6457. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- ABNT (1986a). Solo – Ensaio de Compactação – NBR7182. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 10p.
- ABNT (1986b). Determinação da Massa Específica Aparente, “in situ”, com Emprego de Frasco de Areia – NBR7185. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 7p.
- ABNT (1987). Solo – Índice de Suporte Califórnia – NBR9895. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 14p.
- ABNT (1989). Determinação da Forma do Material – MB894. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2p.
- ABNT (1989). Lastro Padrão – Determinação da Resistência à Compressão Axial – MB892. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 2p.
- ABNT (1990). Determinação do índice de Vazios Máximo – MB3388. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 8p.
- ABNT (1991). Determinação do Índice de Vazios Mínimo – MB3324. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 8p.

ABNT (1991). Lastro Padrão – EB655. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3p.

ABNT (1994). Determinação da Resistência à Compressão Axial. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 4p.

ABNT (1995). Preparação das Amostras de Agregados. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 10p.

ABNT (2000). Determinação da Permeabilidade – NBR14454 e NBR13292. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 25p.

ABNT. (1992). Amostragem e Preparação de Corpos-de-prova de Geotêxteis- NBR 12593. ABNT, São Paulo, 2p.

ABRAMENTO, M. (1995). Durabilidade e Comportamento de Longo Prazo de Geossintéticos - Parte 1 - Propriedades Mecânicas e Hidráulicas, São Paulo - II Simpósio de Aplicações de Geossintéticos, pp 217-226.

ABRÃO, P. C. (1987). Sobre a deposição de rejeitos de mineração no Brasil. I Simpósio sobre barragens de rejeito e disposição de resíduos industriais e de mineração REGEO'87, ABMS/ABGE/CBGB/CE, Rio de Janeiro, RJ, v1 pp 1-10.

AECB (1991). O Papel da Ferrovia na Política Nacional de Transportes. 1º Encontro Nacional Ferroviário, ENFER. Associação de Engenheiros da Central do Brasil, Brasília, DF, 60p.

AGRA, F., LUCENA, F.B. & FERREIRA, H.C. (1992). Aproveitamento de finos na pavimentação urbana utilizando aditivos betuminosos. 26a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Aracaju, SE, 2: 1183-1203.

ALBECK, D. R., MEACHAN, H. C. e PRAUCE, R. H. (1975). The Development of Analytical Models for Railroad Track Dynamics . In: Proceedings of Symposium of Railroad Track Mechanics and Technology, Princeton University, New Jersey Pergamon Press.

ALBERNAZ, C.A.V. (1994). Método simplificado de retroanalálise de módulos de resiliência de pavimentos flexíveis a partir da bacia de deflexão. Dissertação de Mestrado, COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 99p.

ALBERNAZ, C.A.V. (1997). Método Simplificado de Retroanálise de Módulos de Resiliência de Pavimentos Flexíveis a Partir da Bacia de Deflexão. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H. (2004). Análise do comportamento geotécnico de rejeitos em pilhas ou barragens de contenção através de ensaios CPTU. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG, 175 p.

- ALVAREZ Neto, L. (1997). Proposta de um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis para vias de baixo volume de tráfego com a utilização de solos lateríticos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP, 288 p.
- AMORIM, L.V., NEVES, G.A. & FERREIRA, H.C. (1996). Estabilização de solos vermelhos tropicais com cais pozolânicas. 30a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, BA, 1: 301-327.
- AREA (1991). Manual for Railway Engineering. American Railway Engineering Association, VI e VII, Washington, D.C., USA.
- ARRUDA FILHO, A. (1997), “FLUMITRENS – Departamento de Via Permanente”. Seminário de Atualização Tecnológica para Manutenção de Via Permanente, novembro, Rio de Janeiro.
- ASHPIZ, E.S., DIEDERICH, R. and KOSLOWSKI, C. (2002). The use spunhono geotextile in railway track reneval st. Petersburg- Moscow. Proc. 7th Int. Conference on geosynthetics, nice, Frnce, pp.1173-1176.
- ASTM (1991). Standard Test Method for Constant Head Hydraulic Transmissivity (In – Plane Flow) of Geotextiles and Geotextiles Related Products, D 4716. ASTM Standard on Geosynthetics, Philadelphia, USA, pp. 48–51.
- ASTM (1991). Standard Test Method for Water Permeability of Geotextiles by Permittivity of Geotextiles and Geotextiles Related Products, D 4491. ASTM Standard on Geosynthetics, Philadelphia, USA, 5 p..
- ASTM (1995). Determination of the point load strength index of rock – D5731. American society for testing and materials, west conshohocken, PA, USA, 7p.
- ASTM. (1987). Standard Terminology for Geosynthetics- D 4439. American Standard Testing Materials, USA, pp. 15-17.
- ATALAR, C. DAS, B.M., SHIN, E.C. ANOY KIM, D.H. (2001). Settement of georid-reinforced railroad led due cyclic load. Proc. 15th Int. Conf. On Soil Mech. Geotech. Engg. Istanbul, vol.3, pp2045-2048.
- AZAMBUJA, E. (1994). Investigação do Dano Mecânico em Geotêxteis Não-tecidos. Dissertação de Mestrado. UFRGS, Porto Alegre, RS, 142p.
- AZAMBUJA, E. (1999). A Influência do Dano Mecânico na Tensão Admissível dos Geossintéticos em estruturas de solo reforçado. 1º simpósio Sul-Americano de Geossintéticos, Rio de Janeiro, RJ, pp 157-165.
- AZAMBUJA, E. (1997). Determinação da Resistência Admissível dos Geossintéticos empregados como reforço em muros ou taludes íngremes. IGS-Brasil, Porto Alegre, RS, pp E2-E19.
- BARBER, E.S. (1940). Discussion – Highway Research Board, Proc. – vol 20.

- BARROS, C.T. (1978). Bases estabilizadas executadas com solos argilosos laterizados. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP. BARROS, C.T. (1981). Solo-brita com argila laterítica na região da Grande São Paulo. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 636-646.
- BARROS, C.T. (1981). Solo-brita com argila laterítica na região da Grande São Paulo. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 636-646.
- BATHURST, R.J. and RAYMOND, G. P.(1987). Geogrid reinforcement of ballasted track. Transportation Research Record, TRB, Vol.1153, pp.8-14.
- BERNUCCI, L.B. (1995). Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP, 237 p.
- BODI, J., BRITO Filho, J.A. & ALMEIDA, S. (1995). Utilização de entulho de construção civil reciclado na pavimentação urbana. 29a Reunião Anual de Pavimentação, ABPV, Cuiabá, MT, 3: 409-436.
- BONAPARTE, R., AH-LINE, C., CHARRON, R., TISINGER, L. (1988). Survivability and durability of a nonwoven geotextile. Geotechnical Special Publication nº 18. Geosynthetics for soil improvement, ASCE, pp 68-91.
- BOURDEAU, P.L., MISKIN, K.K. & FULLER, J.M. (1990). Behaviour of Geotextile-Reinforced Soil Under Cyclic Loading. Proceedings 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. The Hague, ed. G. den Hoedt. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1: 251.
- BOUSSINESQ, J. (1885). Application des Potentials a l'Etude de l'Equilibre et du Mouvement des solides Elastiques – Gauthier – Villars, Paris, França.
- BRINA, H. L., (1998), Estradas de Ferro 1 – via Permanente. Editora UFMG, Belo Horizonte, MG, 260p.
- BRINA, H.L. (1979), Estradas de Ferro 1 – Via Permanente. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos S.A.308p.
- BROWN, S.F. (1977) “State-of-the-Art Report on Field Instrumentation for Pavement Experiments,” Transportation Research Record, No. 640, pp. 13-28.
- BROWN, S.F., SELIG, E.T. (1991), The Design of Pavement and Rail Track Foundations” Ciclic Loading of Soils: From Theory to Design, Chapter 6,O'Reilly e Brown Editores, Blackie, London, UK, pp 265-305.

BURMISTER, D.M. (1943). The Theory of Stresser and Displacements in Layered Systems and Application to the Design of Airports Runway – Highway Research Board, Proc.

BUSSAMRA, H. R. V. (1997). Estabilização Química de Solos-Realidade de um Novo Conceito em Pavimentação. I Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, ABPV, Rio de Janeiro, RJ, V1:275-295.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R.C; CARDOSO, F.B.F & PEREIRA, J.H.F. (1996). Proposta de uma nova terminologia para ensaios de sedimentação. 30a Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, BA, 2:521-531.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROEIL, S. (2000). Modelo de normalização da curva característica. 32a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Brasília, DF, 1: 96-106.

CAPUZZO, A.M. & QUEIROZ, D.B. (1999). Estabilização de solo para pavimentação rodoviária. Relatório Final de Estágio Supervisionado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 150p.

CARDOSO, F.B.F (2002). Propriedades e comportamento mecânico de solos do Planalto Central brasileiro. Tese de doutorado, Publicação G.TD – 009A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357p.

CARDOSO, F.B.F. (1995). Análise química, mineralógica e micromorfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso. Dissertação de Mestrado, 345, Publicação G.DM-026A/95, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 140p.

CARNEIRO, F.B.L.(1966), “Viga Benkelman - Instrumento Auxiliar do Engenheiro de Conservação” Anais do I Simpósio sobre Pesquisas Ferroviárias - Instituto de Pesquisas Rodoviárias - DNER - Rio de Janeiro, RJ

CASANOVA, F. J. (1992). Fundamentos (mecanismo) da Dosagem Físico-Química do Solo-Cimento. 26º Reunião Anual de Pavimentação, RAPv. ABPv. Aracaju-SE. V1: 87-110.

CASANOVA, F.J. & RODRIGUES, M.G.M. (1993). Um estudo comparativo entre três métodos de dosagem do solo-cimento utilizando solos lateríticos do norte-nordeste. 27a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Teresina, PI, 1: 55-64.

CASANOVA, F.J. (1992). Fundamentos (mecanismos) da dosagem físico-química do solo-cimento. 26a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Aracaju, SE, 1: 87-110.

CASTRO, B. A. C. (2002). Caracterização Geotecnica de Solos da Região Central de Minas Gerais Aplicação em Obras Rodoviária. Dissertação de Mestrado UFRJ 180p.

- CASTRO, N. R. E LAMY, P.(1994). A Reforma e a Modernização do Setor de Transporte Ferroviário de Carga. Instituto de Pesquisas Econômicas Aplicadas, V339, Rio de Janeiro, RJ, 30p.
- CERATTI, J.A., GEHLING, W.Y.Y., BICA, A.V.D. & RODRIGUES, M.R. (1996). Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de um solo típico do Rio Grande do Sul. 30th Reunião Anual de Pavimentação, Salvador, 2: 541-555.
- CERATTI, J. A., NUÑEZ, W. P., GEHLING, W. Y., OLIVEIRA, J. A. (2000) A fullscale study of rutting of thin pavements - Transportation Research Board, 79 thAnnual Meeting, Washington, D. C.
- 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.
- CHRISMER, S. and SELIG, E.T. (1993). Computer model for ballast maintenance planning. Proc. 5th International Heave Haul Railway Conference , Beiging, pp.223-227.
- COLEMAN, D.M. (1985). Synthesis of railroad design methods, track response models, and evaluation methods for military railroads. Miscellaneous Paper GL-85-3, Final Report, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi, March.
- COSTA, C.R.V., LUCENA, F.B., QUEIROZ DE CARVALHO, J.B., LIMA, R.C. & DINIZ A.A. (1986). Estudos de solos lateríticos: estabilização com cal. 21a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, BA, 1: 138 - 158.
- 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.
- CUNHA, J.E.V., LUCENA, F.B. & FERREIRA, H.C. (1992). Solos lateríticos estabilizados com cimento segundo a metodologia modificada da ABCP e do DNER. 26a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Aracajú, SE, 1: 387-413.
- CUNHA, M.G. (1991). Estudo do Comportamento de Estradas Vicinais Reforçadas com Geotêxtil Através de Modelos Físicos. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasil, 130 p.
- CURADO, C.A.C., SILVA, P.R., OLIVEIRA, G.A. & SILVA, O.C. (1998). Solos de comportamento laterítico do Distrito Federal - determinação entre o mini-CBR e o CBR. Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal, Brasília, DF, 18p.
- DIAS, C.R.R. (1995). Estabilização de solos arenosos da planície costeira do Rio Grande do Sul com emprego de cinza volante. 29a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Cuiabá, MT, 2: 208-226.
- DNER. (1960). Manual de Pavimentação vol. 1, Rio de Janeiro, RJ, 180p.

DNER. (1994). Determinação da Massa Aparente *in situ* com Emprego do Frasco de Areia –ME 092/94. MT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Normas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, v.1, 5p.

DNER (1994) Medidas de deflexões no pavimento através da viga Benkelman - ME 24-95. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Normas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, 6p.

DNER (1994) Projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - PRO 175/94. MT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Rio de Janeiro, RJ, 11p.

DNIT (2002). Manual de Pavimentação. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico – IPR/DNER, 320 p. DNIT. Transporte nos Estados (www.dnit.gov.br). Homepage do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Brasília, DF.

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.

EDIL, T.B., & MONTAN, S.E. (1976). Soil water potential and resilient of subgrade soils. Transportation Research Record, USA, vol.705, pp.54-63.

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

ESPÓSITO, T. J. (2000). Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, UnB, Brasília, DF, 363 p.

ESPÓSITO, T. J. & ASSIS, A P. (2002). Liquefaction Potential of Tailings Dams proceeding of the International Congress on Environmental Geotechnics, Rio de Janeiro, RJ, pp. 311-316

FANNIN, R.J. (1986). Geogrid Reinforcement of Granular Layers on Soft Clay-A Study at Model and Full Scale. D. Phil. Thesis, University of Oxford, England, 212 p.

FERNANDES, G., GOMES, R. C., PALMEIRA, E. M. (2004). Caracterização tecnológica de resíduos de mineração de ferro utilizados em sistemas de infra-estrutura viária, 35º RAPv, Rio de Janeiro, RJ, 3: 175-185.

FERNANDES, G., GOMES, R. C., PALMEIRA, E. M. (2002). Caracterização Tecnológica de Resíduos de Mineração de Ferro. 8º Congresso de Engenharia Civil, UFJF, Juiz de Fora, MG, 1: 254-265.

FERNANDES, G., GOMES, R. C., RIBEIRO, L. F. M., PALMEIRA, E. M., PEREIRA, R. A. (2004). Comportamento Geotécnico de Misturas Solo-Resíduos de Minério de Ferro para utilização em pavimentos, 35º RAPv, Rio de Janeiro, RJ, 3: 110-120.

FERNANDES, G., GOMES, R. C., RIBEIRO, L. F. M., PALMEIRA, E. M., PEREIRA, R. A. (2004). Estudos de resíduos de minério de ferro para utilização em pavimentos, ICTR, Curitiba, PR, 4: 305-314.

FERREIRA, M.A.J., NEVES, M.A., SOUZA, F.S.V., BARROS, R.M.V. & SILVA, P.L. (1994). Reciclagem do pavimento da MG-050 como alternativa econômica de restauração. 28a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Belo Horizonte, MG, 1: 684-713.

FOGAÇA, B.C. & CERATTI, J.A.P. (1995). Estudo do comportamento mecânico e de deformabilidade de misturas de cinza volante, cal e areia do litoral do Rio Grande do Sul. 29a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Cuiabá, MT, 2: 647-360.

FOGAÇA, B.C. & CERATTI, J.A.P. (1996). Análise paramétrica de estruturas de pavimento em camadas de solo estabilizado com cal e cinza volante. 30a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, BA, 1: 390-401.

FREDLUNG, D.G. & RAHARDJO, H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wile & Sons, Inc. New York, 517p.

GIROUD, J. P. and PEGGS, I. D. (1990). Geomembrane Construction Quality Assurance. ASCE – Geotechnical Special Publication. Waste Containment System Construction, Regulation and Performance. Edited by Rudolph Bonapare. N o. 26, pp. 190-225.

GÖBEL, C.H. & WEISEMANN, U.C. (1994) Effectiveness of a Reinforced Geogrid in a Railway Subbase under Dynamic Loads. Geotextiles and Geomembranes, 13: 91-99.

GODOY, H., BERNUCCI, L.B. & NOGAMI, J.S. (1996). Diretrizes para a identificação expedita de solos Lateríticos para usos em obras viárias. 30º RAP, ABPV, Salvador, BA, vol.2, pp 556-568.

GOMES, R. C., MARTINS, C. C. (2003). Design of Geotextile-Reinforced Structures with Residual Soils and Mining Residues in Highway Applications in Brazil In: 12th PCSMGE. Cambridge. Massachusetts.

GOMES, R.C. & ALBUQUERQUE FILHO, L.H. (2002). Geotechnical analysis of eroded sediments in a exhausted pit mine using CPTU tests. 4th International Congress on Environmental Geotechnics, 4th ICEG, Rio de Janeiro, RJ, 1: 323-328.

GOMES, R.C. (1992). Ensaios de Tração em Materiais Têxteis e Plásticos. Relatório de Geossintéticos em Geotecnia – Geossintéticos'1999, 157-165.

- GOMES, R.C. (1993). Interação Solo-reforço Mecanismos de Ruptura em solos Reforçados. Geossintéticos em Estruturas de Solo Reforçado. III Simpósio Brasileiro de Geossintéticos Sobre Aplicações.
- GONÇALVES, F.J.P. (2000). Estudo do Desempenho de Mistura Asfálticas Convencionais e Modificadas por Polímeros. Exame de Qualificação, PPGEC, UFRGS, Porto Alegre, RS, 569p.
- GONÇALVES, F. J. P., & CERATTI, J. A P. (2002) Instrumentação de Pavimentos Flexíveis. In: XII Panamerican Traffic & Transport Engineering Conference. Quito.
- GONÇALVES, J.V., MAZONI, S.A. & SCHMIDT, L.A. (1986). Solo estabilizado com cinza volante e cal - uma experiência no Rio Grande do Sul. 21a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, BA, 1: 476-500.
- GOODMAN, R.E.(1989). Introduction to Rock Mechanics. Jhon Wiley & Sons, 2nd ed., New York, USA, 534p.
- GUARÇONI, D.S., MATTOS, A.B.G. & GONÇALVES, N.R. (1988). Estabilização de solos com betume - técnicas de execução. 23a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Florianópolis, SC, 1: 447-483.
- HAY, W. (1982). Railroad Engineering. 2nd, Ed. John Wiley & Sons. New York, USA 758P.
- HEAD, K.H. (1980). Manual of Soil Laboratory Testing. Pentech, London, uk, vol. 1, 1240p.
- HEAD, K.H. (1986). Manual of soil laboratory testing. Pentech Press, London, UK, 1, 2 e 3, 1240 p.
- HERRIN, M. & MITCHELL, H. (1961). Soil lime mixtures. Highway Research Board, 262: 20-32.
- HUANG, Y.H., LIN, C. and DENG, X. (1984). Kentrack, a computer program for hot mix asphalt and conventional ballast railway trackbeds. Research Report RR-84-1, The Asphalt Institute, College Park, Maryland, April.
- HUANG, Y. H. (1993), "Pavements Analysis and Design" Prentice –Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.
- HUGO, F.; DE FORTIER S. A. AND WARREN, P. (1999) TRB Circular E-C004: Report on APT data survey. TRB, National Research Council, Washington D.C.
- IBGE (1994). Atlas Nacional do Brasil. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística, Brasília, DF, 263p.
- INDRARATNA, B., SALIM, W., IONERCU, D. & CHRISTIE, D. (2001). Stress-strain and degradation behavior of railway ballast under static and dynamic loading, based

on large-scale triaxial testing. Proc. 15th Int. Conf. on Soil Mech. and Geotech. Engg, Istanbul, vol. 3, pp.2093-2096.

IONESCU, D., INDRARATNA, B. and CHRISTIE, H.D. (1998). Behaviour of railway ballast under dynamic loads. Proc. 13th Southeast Asian Geotechnical Conference Taipei, pp.69-74.

JEFFS, T. (1989). Towards ballast life cycle costing. Proc. 4th International Heavy Haul Railway Conference, Brisbane, pp.439-445.

KOERNER, R. & KOERNER, G. R. (1990). The Installation Survivability of Geotextiles and Geogrids. Geotextiles and Geomembranes and Related Products. Balkena, Rotherdam, 597-602.

KOERNER, R. (1994). Designing With Geosynthetics. Third Edition. Prentice Hall Inc., New Jersey, USA, 783 p.

LEEVES, G. G. (1992). Standards for Track Components. In: Proceedings of the Conference Cost-Effective Maintenance of Railway Track. Institution of Civil Engineering, Thomas Telford, London, GB, pp27-36.

LIMA, D.C. (1981). Algumas considerações relativas a aspectos da estabilização dos solos, em particular estabilização solo-cal. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos - USP, São Carlos, SP, 171p.

LIMA, D.C., BUENO, B.S. & SILVA, C.H.C. (1993). Estabilização de solos II - técnicas e aplicações a solos da microrregião de Viçosa. Universidade Federal de Viçosa - Imprensa Universitária, Viçosa, MG, 32p.

LOPES, L.G.R. (1992). Aplicação de geotêxteis à pavimentação rodoviária. Seminário sobre aplicação de geossintéticos em geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 301-330.

LOPES, M.C. (2000). Deposição hidráulica de rejeitos granulares e a influência nos seus parâmetros de resistência. Tese de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasil, 158 p.

LOWELL, S. and SHIELDS, J. E. (1984). Powder surface area and porosity. 2nd Ed. Chapman and hall, New York, USA, 234p.

LUCENA, F.B., QUEIROZ DE CARVALHOS, J.B., DINIZ, A.A., COSTA, C.R.V. & LIMA, R.C. (1986). Estudo dos solos lateríticos: propriedades de solos lateríticos estabilizados com cimento. 21a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, BA, 1:159-175.

MACDONALD, R. & ZHANG, W. (1997) Construction, instrumentation and load testing of the Danish Road Testing machine for the international pavement subgrade performance study. TRR 1596 pp. 7-14. TRB, Washington, D.C.

MARINHO, F.A . M. (1994). Medição de sucção com o método do papel filtro. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, vol.2: p. 515-522.

MARONI, L.G. & MONTEZ, F.T. (1995). O geotêxtil não tecido como elemento retardador da propagação de trincas em recapeamentos asfálticos: evolução tecnológica sul-americana. 29a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Cuiabá, MT, 1: 194-214.

MARSAL, R.J. (1967), "Large Scale Testing of Rockfill Materials", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Volume 93, No SM2, Paper 5128, March, pp. 27-43.

MARTÍNEZ, G.S.S. (2003). Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Lateríticos de Formação Barreiras. Tese de doutorado, EE, UFRGS, Porto Alegre, RS, 293p.

MAYRINK, G. (2002). História da Vale. Editora Takano, São Paulo, SP, 304p.

MEDINA, J. & PREUSSLER, E.S.(1980). Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. Solos e rochas – Revista Brasileira de Geotecnia, CPPE – UFRJ, vol.3, n°1, 3-26p.

MEDINA, J. (1997). Mecânica dos Pavimentos. Editora UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 380p.

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.

MEDINA. J., MOTTA, L. & CASTRO, F.J.C. O (1986). Avaliação de um trecho experimental de solo-cal na RJ-116. 21a Reunião Anual de Pavimentação, ABPV, Salvador, BA, 2: 303-317.

METCALF, J. B. (1996) NCHRP Synthesis of Highway Practice 235: Application of full-scale accelerated pavement testing. TRB, National Research Council, Washington D.C.

MONTARDO, J.P. (1999) Comportamento mecânico de compósitos de solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes. Dissertação de Mestrado. Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RG,131 p. MONTEIRO, S.A. (1996).

MOTTA, L. (1979) Um ano de medições de temperatura do painel experimental da COPPE - Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço, Rio de Janeiro.

MOTTA, L.M.G., MACEDO, J.A.G., ALBERNAZ, C.V., MEDINA, J.(1994). Análise Estrutural através de Ensaios de Laboratório e Campo - um caso estudado. 12º Encontro do Asfalto, Rio de Janeiro, RJ.

- NANCEY, A., IMBERT, B. and ROBNET, A. (2002). Thick and abrasion resistance geotextile for use under the ballast in railways structure. Proc. 7th Int. Conf. on Geosynthetics, Nice, France, pp.1183-1189.
- NASCIMENTO, M.T. (2002) . Avaliação do Dano Mecânico em Geossintéticos em Obras de Disposição de Resíduos. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Publicação.
- NASCIMENTO, J.P. (2003). Estudo da Expansibilidade em escória de aciaria para uso em pavimentação rodoviária. Dissertação de mestrado, UFMG, Belo Horizonte, MG, 81p.
- NÓBREGA, M.T. (1995). Características e mecanismos de estabilização de solos tropicais com cal e cimento em pista experimental. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 247 p.
- NOGAMI, J. S. & DOUGLAS, F. V. (1995). Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. São Paulo / SP. 240p.
- NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. (1985). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, 1: 30-41.
- NOGAMI, J.S. e VILLIBOR, D.F. (1980). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos.
- NOGAMI, J.S.& VILLIBOR, D.F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. Vilibor, São Paulo, SP, 213 p.
- NOGAMI, J.S., CORREA, F.C. & VILLIBOR, D.F. (1980). Perspectivas de aplicação do solo-cal em rodovias, exemplos de pistas experimentais. 4a Reunião Aberta da Indústria de Cal, Associação Brasileira dos Produtores de Cal, São Paulo, SP, 212-234.
- NOGAMI, J.S., COZZOLINO, V.M.N. & VILLIBOR, D.F. (1996). Meaning of Coefficients and Index of MCT Soil Classification for Tropical Soils. Proc. 12a Intern. Conf. Soil Mech. And Found. Eng., vol. 1, 547/550, Blakema, Rotterdam.
- NOGAMI, J.S., COZZOLINO, V.M.N., VILLIBOR, D.F., QUEIROZ, C.A.V. & GUIMARÃES, J.E.P. (1985). Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils – Progress Report 1982-1985. Committee on Tropical Soils of the ISSMFE, ABMS, São Paulo, SP.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F., SÓRIA, M.H.A. & FABBRI, G.T.P. (1993). Pavimentação com solo lateríticos. Solos do Interior de São Paulo, São Carlos, SP, 1: 315-335.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F., FORTES, F.Q. (1994). Defeitos de Pavimentos de baixo custo e sua conservação. 28^a RAP, ABPV, Belo Horizonte, MG, p. 1099-1026.

- NOURELDIN, A.S. (1993). A new scenario for backcalculation of layer moduli of flexible pavements. *Transportation Research Record*, 1384, 23-28.
- NÚNEZ, W.P.(1997). Análise Experimental de Pavimentos Rodoviários Delgados com Basaltos Alterados. Tese de doutorado, Escola de engenharia, UFRGS, Porto Alegre, RS, 271p.
- ODEMARK, N. (1949). Investigations a to the Elastic Properties of soils and Design of Pavements According to the Theory os Elasticity.
- OLIVEIRA, J.A. (2000). Materiais alternativos de pavimentação a necessidade de aplica-los. II Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, GEOSUL'2000, Porto Alegre, RS, 165-172.
- PALMEIRA, E. M. (1987). The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests, University of Oxford, Reino Unido, 238p.
- PALMEIRA, E. M. (1992). Tipos e Evolução nos Últimos Anos. Seminário sobre aplicações de Geossintéticos em Geotecnia Geossintéticos' 92, UnB. Brasília. p. 1-20.
- PALMEIRA, E. M. (1993). Curso de Estabilização e Reforço de solos: Introdução à Utilização de Geossintéticos. Publicação G. AP-002B/93, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Brasília. 60p.
- PALMEIRA, E. M. (1999). Solo Reforçado. Huesker Ltda, São Paulo. 16 p.
- PALMEIRA, E.M. (1981). Utilização de Geotêxteis como Reforço de Aterros sobre Solos Moles. Dissertação de Mestrado, UFRJ, Rio de Janeiro, 282 p.
- PALMEIRA, E.M. (1992). Geossintéticos: Tipos e Evolução nos Últimos Anos. I Simpósio Pesquisa. Publicação G. RP 004A/92. Universidade de Brasília. 18p.
- PALMEIRA, E.M. (1998). Previsão e Desempenho de Geossintéticos em Obras Geotécnicas. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Vol. 4, Pós Congresso, 153-167.
- PALOCCI, A., CAMAPUM de CARVALHO, J. & CASTRO, S.S. (1999). Influencia de la Microestructura en el Comportamiento de Suelos Compactados. 11th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Foz do Iguaçu, PR, vol. 1, pp 315-321.
- PANDOLPHO, J.R. & GUIMARÃES, D.G. (1995). Durabilidade de Geotêxteis de Poliéster Expostos ao Intemperismo. II Simpósio Brasileiro Sobre Aplicações de Geossintéticos em
- PARANHOS, H.S. (1998). Caracterização geotécnica dos principais grupos de solos do mapa pedológico do Distrito Federal (esc. 1:100.000): estudo na área de dinamização urbana, entre Samambaia e Gama. Dissertação de mestrado, Departamento de

Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 118p.

PARREIRA, A.B. & OLIVEIRA, J.A.O. (1995). Estudo do desempenho de misturas de solo e fosfogesso com vistas a sua utilização em obras rodoviárias. 29a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Cuiabá, MT, 2: 228-238.

PAULSON, J. N. (1990). Summary and evaluation of construction related damage to geotextiles in reforcing applications. Fourth International Conference on Geotextile, Goemembranes and relateded Products, The Hague, 1990. Proceeding. Rotterdam, A A . Balkema, v.2, pp 615-619.

PENA, E.Q.(2002). Caracterização dos parâmetros intrínsecos de porosidade e de superfície específica de Pellet Feed de minérios de ferro da quadrilátero ferrífero empregando o método de adsorção de nitrogênio. Dissertação de mestrado, programa de pós graduação em engenharia de materiais, UFOP, Ouro Preto, MG, 78p.

PEREIRA, D.; BALBO, J.; SEVERI, A; RODOLFO, M. E SOUZA, A. (2000). Pista experimental instrumentada com whitetoping ultradelgado. 32a Reunião Anual de Pavimentação, pp 892 – 903, Brasília, DF.

PEREIRA. E.L. (2001). Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático. Relatório de Iniciação Científica. Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG, 55 p.

PESSOA,F.H.C. (2004). Análises de solos para as obras de engenharia rodoviária de URUCU-AM. Dissertação de mestrado UnB, Brasília, DF, 150p.

PINTO, S. e PREUSSLER, E. (2002). Pavimentação rodoviária – conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Editora copiarte, 2^a edição, Rio de Janeiro, RJ, 260p.

PINTO, S., NARDI, J. E MARCON, A.(1977) Misturas do Tipo Areia-Cal-Cinzas Volantes. Pista Experimental de Santa Catarina, 13a Reunião Anual de Pavimentação, Curitiba/PR.

PITA, A. L. (1976). Estudio de la Deformabilidad del Sistema Balasto-Plataforma en Una via ferrea, bajo la Accion de Cargas Verticales. Tesis M. Sc, Asociacion de Investigacion del Transporte (AIT), Madrid, Espanã.

PRESOTTI, E.S. (2002). Influênciia do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG, 153 p.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. (1988). Propriedade e comportamento de solos lateríticos estabilizados com cal. 23a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Florianópolis, SC, 1: 689-706.

QUEIROZ DE CARVALHO, J.B. (1987). Análise da microestrutura de solos lateríticos do Brasil. 22a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Maceió, AL, 1: 373-382.

RABOCKAI, T. (1979). Física-Química de superfícies. Secretaria Geral da OEA, Washington, D.C., 128p.

RAYMOND, G.P. and BATHURST, R.J. (1990). Test results on exhumed railway track geotextiles. Proc. 4th Int. Conf. on Geotextiles, Geomenbranes and Related Products, pp.197-202.

RAYMOND, G.P. (2002). Reinforced Ballast Behaviour Subjected to Repeated Load. . Geotextiles and Geomembranes, 13: 91-99.

REDDY, D.V., NAVARRETE, F. and LAI, P. (1999). Durability, Creep and Creep-Rupture, of Backfill Geogrid Reinforcement for Retaining Walls. III Simpósio Brasileiro Sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia – Geossintéticos'1999, 107-114.

RESENDE, E.B., COSTA, F.L. & GALLETI, R.M. (2002). Análise do uso de materiais alternativos em pavimentos. Projeto Final de Estágio Supervisionado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 138p.

REZENDE, L. R. (1999). Técnicas alternativas para a construção de bases de pavimentos rodoviários. Dissertação de mestrado, G.DM-055A/99, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 169p.

REZENDE, L. R. (2003). Estudo de Comportamento de Materiais Alternativos Utilizados em Estruturas de Pavimentos Flexíveis. Tese de Doutorado. FT-UnB Brasília. 369 p.

REZENDE, L.R. & CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2002). The use of quarry waste in pavement construction. Resource, Conservation and Recycling (accepted 9 july 2002; available online 21 December 2002), Elsevier (www.elsevier.com), USA, 15p.

RIBEIRO, L.F.M. (2000). Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeitos. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, UnB, Brasília, DF, 235 p.

RIBEIRO, L.F.M., PRESOTTI, E.S. & PEREIRA, E.L. (2003). Influência do teor de ferro nos parâmetros de resistência de um rejeito de minério de ferro. V Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, REGEO'2003, Porto Alegre, RS.

RIVES, F.O., PITA, A.L. e PUENTE, M.J.M. (1977), Tratado de Ferrocarriles I – Via. Madrid, Editorial Rueda.

ROBNETT, Q.L., THOMPSON, M.R., KNUTSON, R.M., and TAYABJI, S.D.(1975). Development of a structural model and materials evaluation procedures. Ballast and Foundation Materials Reserach Program, University of Illinois, report to FRA of US/DOT, Report No. DOT-FR-30338, May.

RODRIGUES, R. M. (1994). Um Modelo para Análise Estrutural de Vias Permanentes Ferroviária sobre Lastro X COBRAMSEF. Foz do Iguaçu-PR. v3-755-762.

- RODRIGUES, R.M. (2003). Comunicação Pessoal. Divisão de Engenharia de Infra Estrutura Aeronáutica, Departamento de Geotecnica, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, São Paulo.
- ROHDE, L. (2002). Escória de Aciaria Elétrica em Camadas Granulares de Pavimentos- Estudo Laboratório. Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre, RS, 105 p.
- ROUQUEROL, F.; ROUQUEROL, J. and SING, K. (1999). Adsorption by powders porous solids. Principles, methodology and applications, academic press, London, UK, 467p.
- SALIM, MD.W., (2004). Deformation and degradation aspects of ballast and the role of geosynthetics in track stabilisation. Phd Thesis, faculty of engineering, university of wollongong.
- SANTANA, H. & GONTIJO, P.R.A. (1987). Os Materiais Lateríticos na Pavimentação de Baixo Custo no Brasil. ABPv – 22^a Reunião Anual de Pavimentação, Maceió, 2: 850-899.
- SANTOS, A.G. (2004). Influência do teor de ferro na condutividade hidráulica de um rejeito de minério de ferro. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, Ouro Preto, MG, 195 p.
- SANTOS NETO, P.M. (1994). Mecânica dos solos. Departamento de engenharia civil e ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 80p.
- SELIG, E.T.(1975). Soil strain measurement using inductance coil method, ASTM-STP584. Performance Monitoring for Geotechnical Construction, August, pp141-158.
- SELIG, E.T., YOO, T.S., ADEGOKE, C.W. and STEWART, H.E.(1979). Status report- ballast experiments, intermediate (175 mgt) substructure stress strain data, Interim Report No.FRA/TTC/Dr-10(IR), Prepared for Fast Program, Transportation Test Center, Pueblo, Colorado, submitted September.
- SELIG, E. T. E WATERS, J. M. (1994). Track Geotechnology and Substructure Management. Thomas Telford Services Ltd. London, GB 750p.
- SELIG, E.T. e LI, D. (1994), Track Modulus: Its Meaning and Factors Influencing It. In: Transportation Research Record 1470, Transportation Research Board, Washington, DC, pp. 47-54, 320p.
- SENÇO, W. (1997). Manual de técnicas de pavimentação. Editora PINI LTDA, São Paulo, SP, 747p.
- SETTI, J. B. (2000). História do Trem. Tratado de Estradas de Ferro-Material Rodante, Reflexus Estúdio de Produção Gráfica LTDA, Rio de Janeiro, RJ, 350P.

SHAHU, J.T., RAO, N.S.V. e YUDHBIR. (1999). Parametric Study of silent Response of Tracks with a Sub-lallast Layer. Canadian Geotechnical Journal, vol. 36, pp 1137-1150.

SHENTON, M.J. (1975). Deformation of Railway Ballast Under repeated loading conditions. Railroad Track Mechanics and Tecnology, ker ed., Proc of Symposium held at Princeton Univ., pp. 387-404.

SHENTON, M.J.(1985). Ballast Deformation and track Deterioration. Track Technology, Proc. Of a conf. organized by the Int. of Civil Engineers and held at the Univ. of Nottinghan, pp. 242-252.

SIGURDSSON, O. (1993). Geosynthetic Stabilization of Unpaved Roads on Soft Ground: a Field Evaluation. MSc. Thesis, University of British Columbia, Canada, 149 p.

SILVA, E.A. (1988). Estudo de bases estabilizadas granulometricamente com ou sem mistura de argilas A-7-6 e escória de Aciária. 23a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Florianópolis, SC, 3: 1697-1723.

SILVA, E.A. (1994). Uso de escória de Aciária em pavimentação viária. 28a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Belo Horizonte, MG, 1: 262-283.

SILVA, C.A.R. (1999). Controle Deflectométrico na Execução de Camadas de Pavimento. 3º SINAPRE, Belém, PA, 18p.

SILVA, L. F. M. (2002). Fundamentos Teóricos-Experimentais da Mecânica dos Pavimentos Ferroviários e Esboço de um Sistema de Gerência Aplicado à Manutenção de Via Permanente. Tese de doutorado. UFRJ-COPPE. Rio de Janeiro. 240 p.

SILVA, P. D. (2001) Estudo do reforço de concreto de cimento portland (whitetopping) na pista circular experimental do Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

SILVEIRA, L. C. S. (1986). Influência da cal na plasticidade de solos vermelhos tropicais. 21a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, BA, 1: 215-223.

SOARES, L. & MENDES, K.S. (1999). O aproveitamento de finos de pedreiras. Relatório técnico, Departamento de Engenharia de Minas da Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 17p.

SPADA, J. L. G. (2003). Uma Abordagem de Mecânica dos Pavimentos Aplicada ao Entendimento do Mecanismo de Comportamento Tensão Deformação da Via Férrea. Tese de doutorado. UFRJ-COPPE. RJ. 333 p.

STEWART, H.E. (1986). Permanent Strains from Cyclic Variable amplitude loadings. J. of Geotechnical Engineering, ASCE, vol. 112, nº 6, pp.646-660.

STOPATTO, S. (1987). Via Permanente Ferroviária - Conceito e Aplicações. Ed. UsP.

São Paulo, SP. 321p.

TABATABAEE, N., AL-QADI, I.L., AND SEBAALY, P. (1992) "Field Evaluation of Pavement Instrumentation Methods," Journal of Testing and Evaluation, Vol. 20, pp. 144 - 151.

TABATABAEE, N., AND SEBAALY, P. (1990) "State-of-the-Art: Pavement Instrumentation," Transportation Research Record, No. 1260, pp. 246-255.

TEIXEIRA, R. N. (2002). A Vale do Rio Doce. Editora E.G.B., Rio de Janeiro, RJ, 130p.

THOMASI, L., LIMA, D.C. & BUENO, B.S. (1993). Estabilização de um solo fino da microregião de Viçosa com cal e cimento. 27a Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Teresina, PI, 1: 11-31.

TURRER, A.D., QUEIROZ, D.S.B e LADEIRA, W.G. (2001). Comparação dos Métodos de Determinação de Densidade de Sólidos via Picnômetro a AR e Picnômetro a Hélio. ABM, 56º Congresso Anual da ABM International, Belo Horizonte, MG, p. 909-914.

ULLIDTZ, P. (1987) *Pavement Analysis*. Elsevier, Amsterdam.

VALE, C.C.L. (1999). Considerações geotécnicas na recuperação de uma área degradada por mineração de calcário. Dissertação de mestrado, G.DM-062A/99, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 106p.

VAN DEUSEN, D.A., NEWCOMB, D.E., AND LABUZ, J.F. (1992) A Review of Instrumentation Technology for the Minnesota Road Research Project. Department of Civil and Mineral Engineering, University of Minnesota, Minneapolis, MN.

VARGAS, M. (1994). A engenharia de solos e fundações no Brasil. Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP, 147-180. 357.

VERTEMATTI, J.C.(2004). Manual Brasileiro de Geossintéticos. Abint Edgard Blücher, São Paulo, SP, 413p.

VIDAL, D. (1992). Geossintéticos: Terminologia e normalização de gessintéticos. Seminário sobre aplicações de geossintéticos em geotecnia, GEOSSINTÉTICOS'92, UnB, Brasília, DF, pp 21-34.

VIDAL, D. (1997). Geomembranas-Propriedades e especificações. Curso sobre: Aplicação de geossintéticos em geotecnia e meio-ambiente. IGS – Brasil, Porto Alegre, RS, Brasil, pp 3-34.

WIMAN, L. G. (2001) Accelerated load testing of pavements HVS-NORDIC tests in Sweden. VTI Report 477A, 93 p.

WINTERKORN, F. (1975). Soil stabilization. Foundation engineering handbook.

Winterkorn F. & Fang, H. (eds), Van Nostrand Reinhold Company, New York, USA, pp. 323-330.

YODER, E.J. & WITCZAK, M.W. (1975) Principles of Pavement Design. Second Edition, John Wiley & Sons, New York, p. 268.

YOO, T.S., CHEN, H.M. e SELIG, E.T. (1978). "Railroad Ballast Density Measurement", Geotechnical Testing Journal, ASTM, GTJODJ, Vol. 1, March, pp. 41-54.

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.

ZIMMERMAN, J.R. (1988). Norfolk-Southern 48-month field and laboratory geotextile tests. (personal communication).

APÊNDICE A - CALIBRAÇÃO DOS SENSORES

Numa etapa preliminar aos ensaios de campo, foram efetuadas séries de calibrações dos sensores (foram utilizados três sensores distintos, com repetição de 3 ensaios para cada sensor), em presença de ar e confinado em estéril laterita EL, na mistura de pista MP e na mistura de resíduos em laboratório MLE. Os testes em laboratório foram realizados no sentido de quantificar as respostas dos “strain gages” encapsulados em epóxi inseridos na camada. As curvas de calibração estão ilustradas nas Figuras A.1 a A.13.

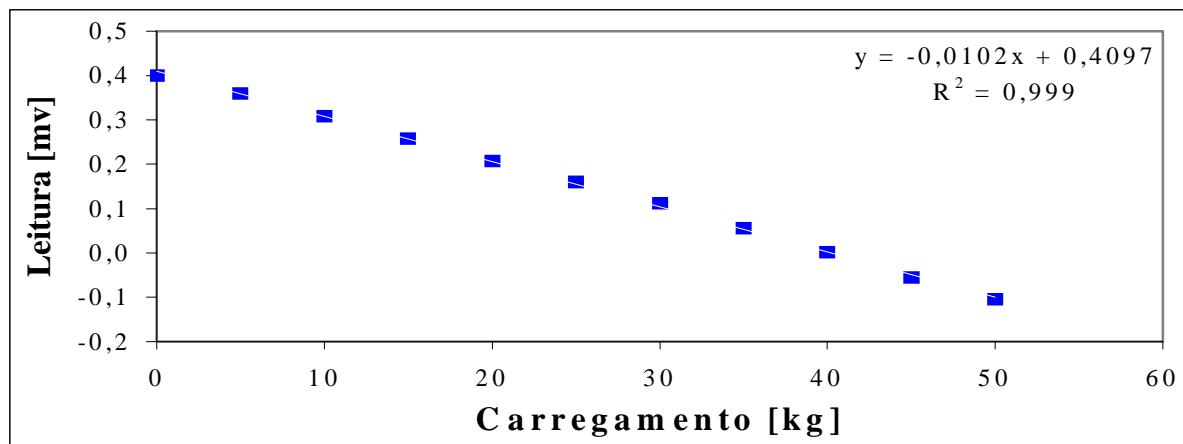


Figura A.1 – Curva de calibração dos sensores no ar com carregamento na posição vertical.

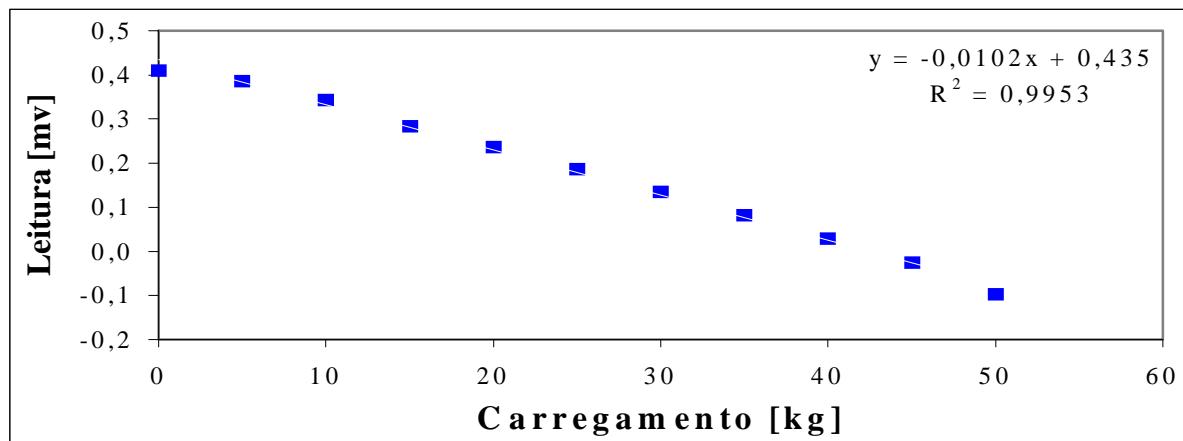


Figura A.2 – Curva de calibração dos sensores no ar com descarregamento na posição vertical .

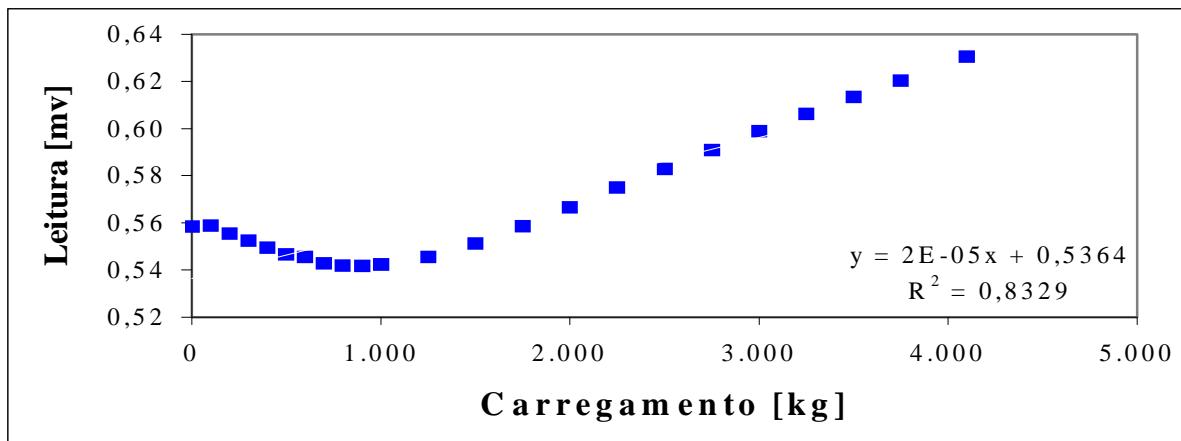


Figura A.3– Curva de calibração dos sensores no material estéril laterita EL com carregamento na posição Horizontal.

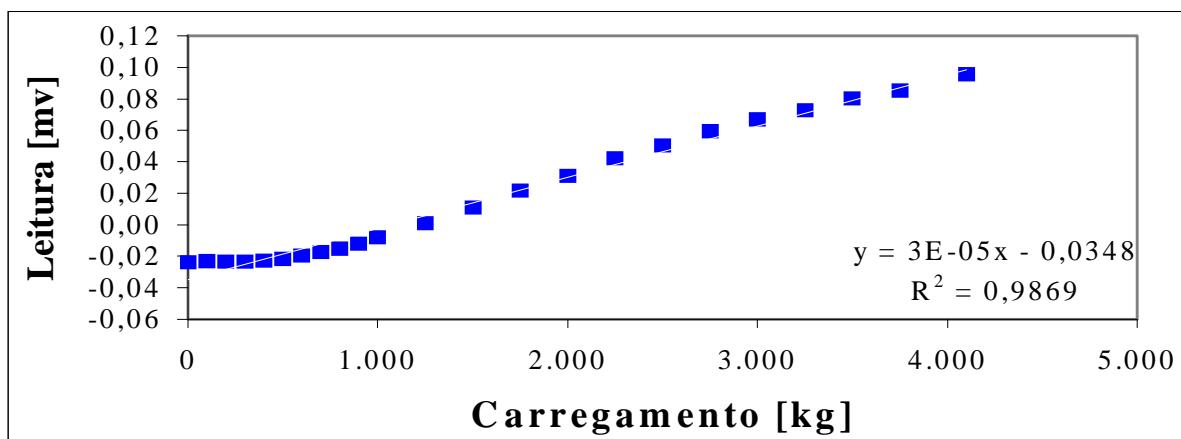


Figura A.4– Curva de calibração dos sensores no material estéril laterita EL com descarregamento na posição Horizontal.

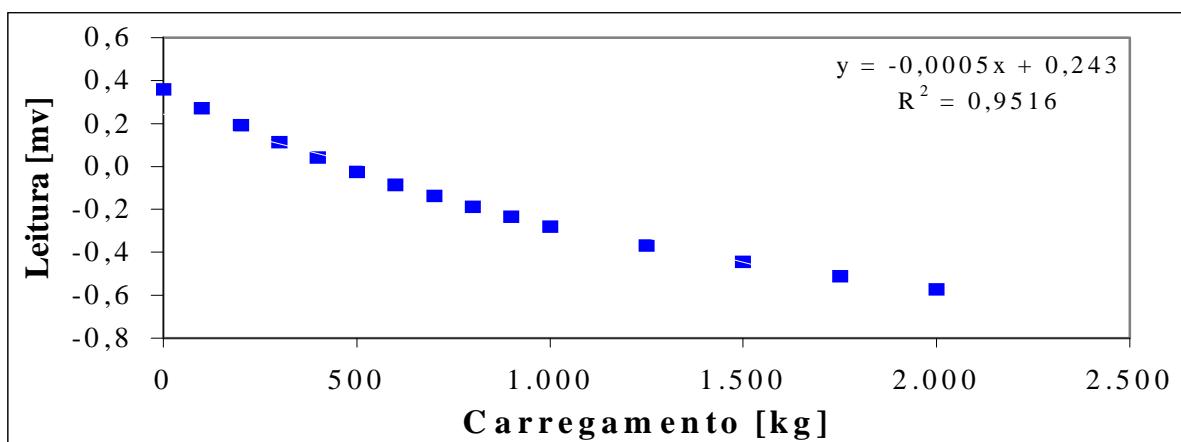


Figura A.5– Curva de calibração dos sensores no material estéril laterita EL com carregamento na posição vertical.

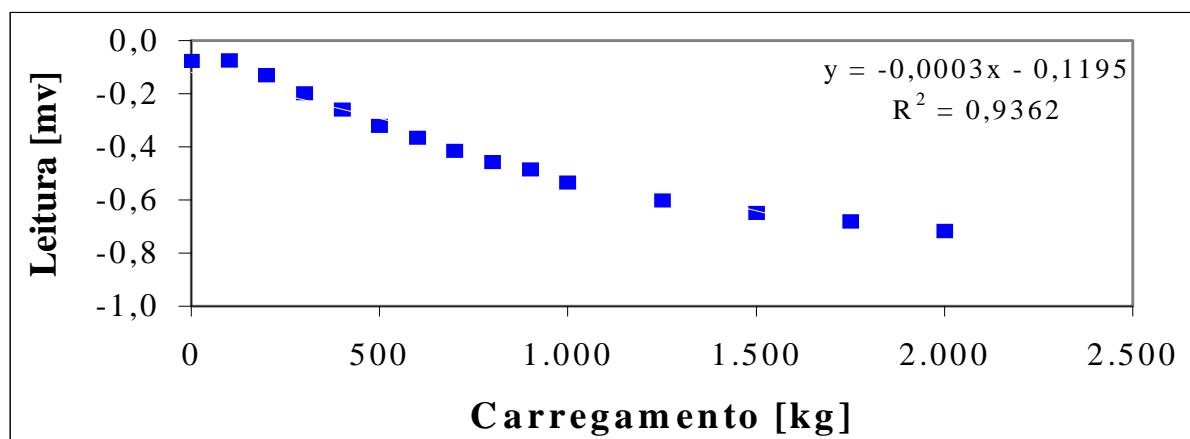


Figura A.6– Curva de calibração dos sensores no material estéril laterita EL com descarregamento na posição vertical.

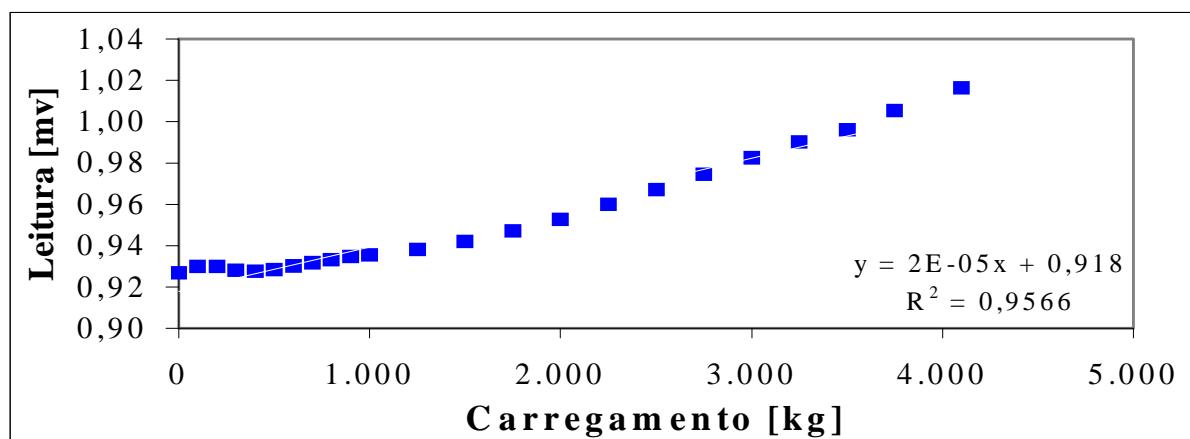


Figura A.7– Curva de calibração dos sensores no mistura de pista MP com carregamento na posição Horizontal.

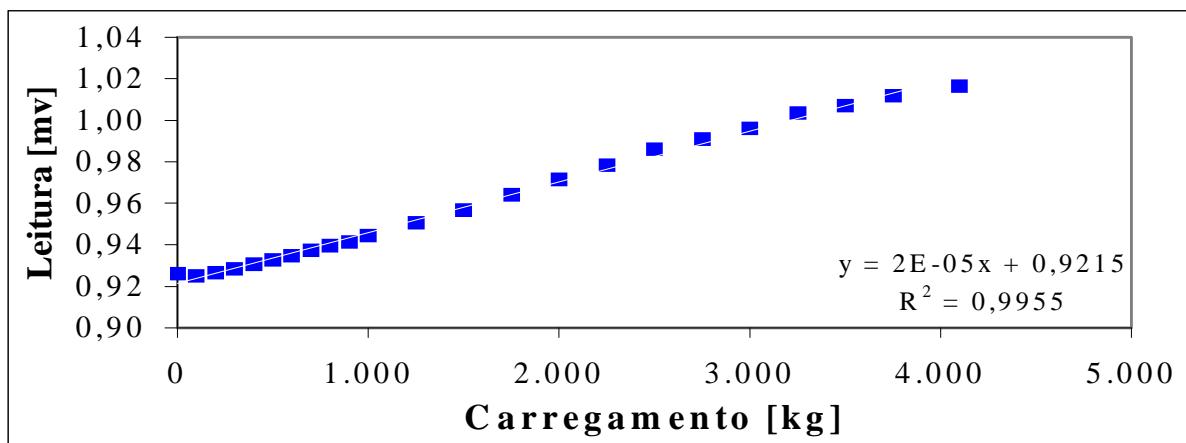


Figura A.8– Curva de calibração dos sensores no mistura de pista MP com descarregamento na posição Horizontal.

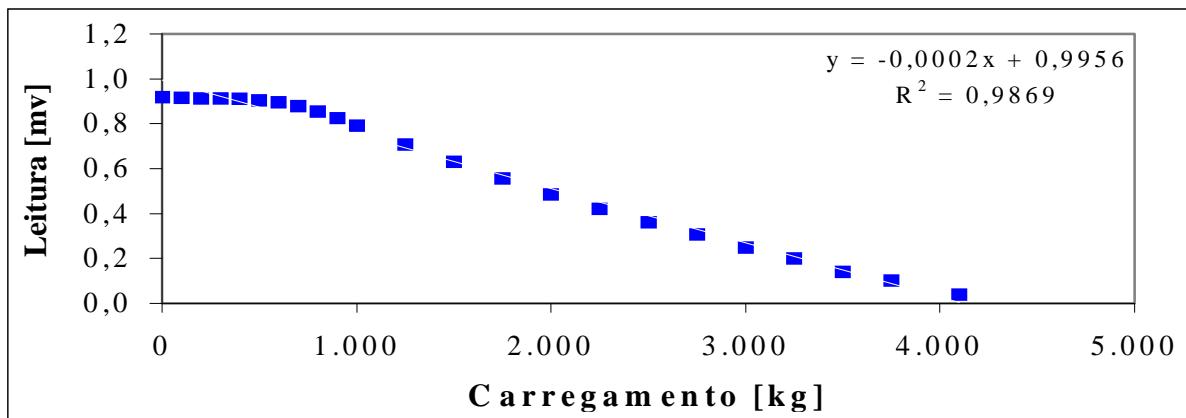


Figura A.9– Curva de calibração dos sensores no mistura de pista MP com carregamento na posição vertical.

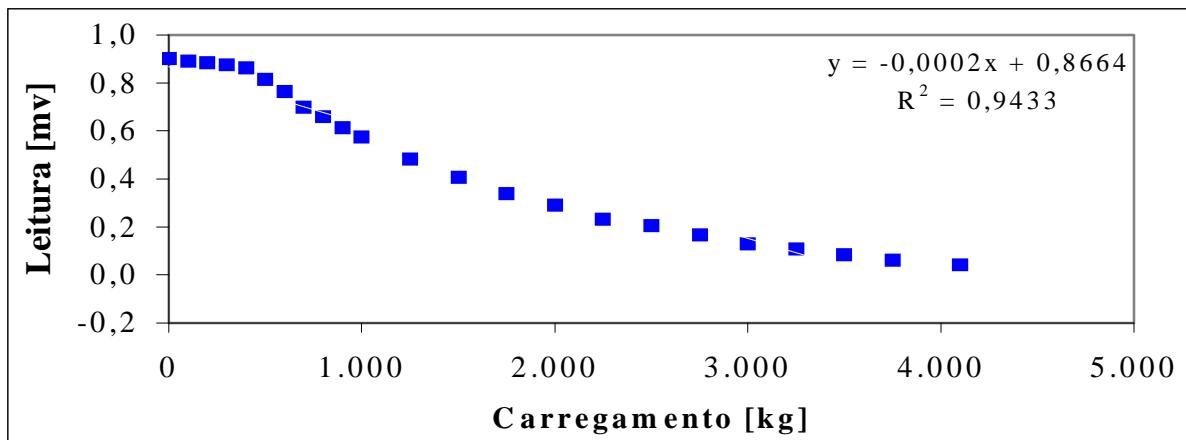


Figura A.10– Curva de calibração dos sensores no mistura de pista MP com descarregamento na posição vertical.

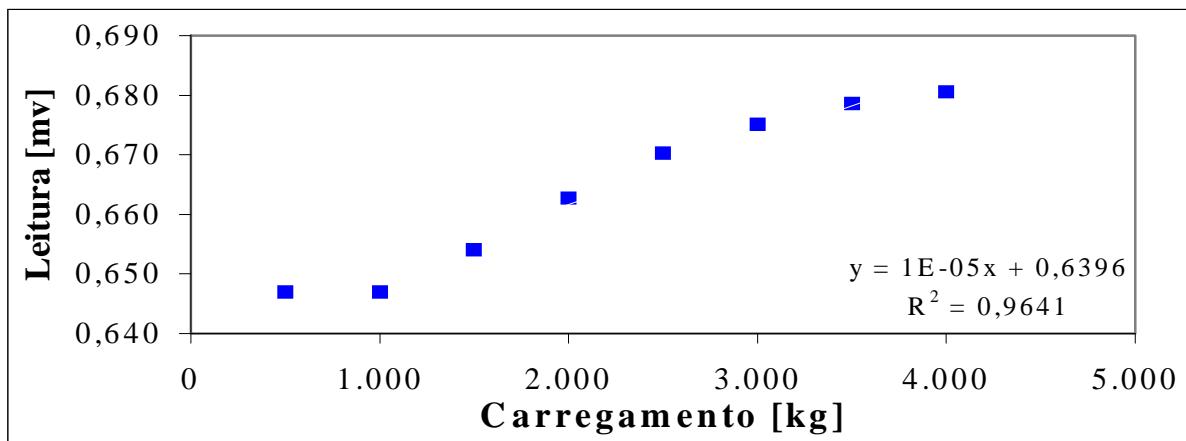


Figura A.11– Curva de calibração dos sensores no mistura de laboratório MLE com carregamento na posição Horizontal.

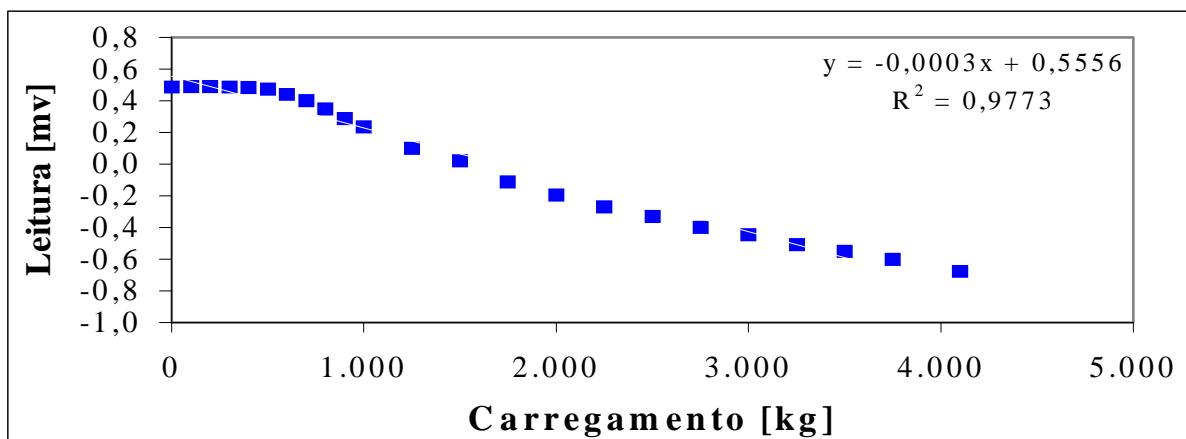


Figura A.12– Curva de calibração dos sensores no mistura de laboratório MLE com carregamento na posição vertical.

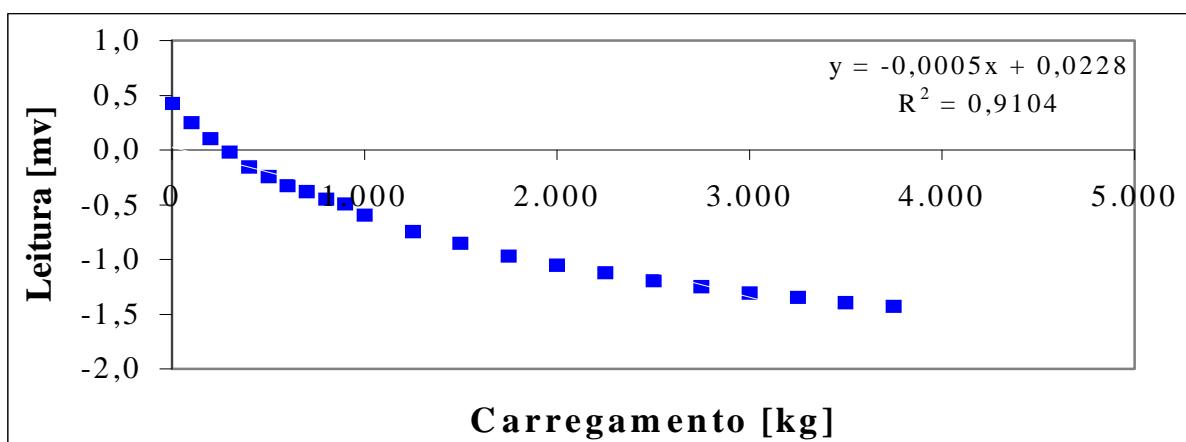


Figura A.13– Curva de calibração dos sensores no mistura de laboratório MLE com descarregamento na posição vertical.

APÊNDICE B – BANCO DE DADOS DA INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

Neste apêndice são apresentados os bancos de dados gerados em cada seção experimental. Nas Tabelas B.1 a B.7 encontram-se os bancos de dados das seções experimentais.

Tabela B.1 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S1.

Data	Dias Decorridos	Sensor 1	S1 acumulado	S2	S2 acumulado	S3	S3 acumulado	S4	S4 acumulado
05/06/03	0	-596,8409	0,0000	9521,2697	0,0000	2344,9559	0,0000	5424,9112	0,0000
13/06/03	8	-442,6378	154,2031	9693,0452	171,7755	2692,6686	347,7127	5802,0115	377,1003
22/07/03	47	-58,3783	538,4626	10049,9422	528,6724	3043,6250	698,6691	6138,2160	713,3048
27/08/03	83	-197,9077	398,9332	9958,2340	436,9643	2653,6240	308,6681	5775,0329	350,1217
07/10/03	124	852,9006	1449,7415	11377,3192	1856,0494	3751,6055	1406,6496	6978,9601	1554,0489
30/10/03	147	1155,4613	1752,3021	11532,0618	2010,7921	3581,3157	1236,3599	7035,6160	1610,7048
11/12/03	191	2038,8010	2635,6419	12332,6284	2811,3586	4060,2343	1715,2784	7297,8277	1872,9165
18/02/04	260	3223,7346	3820,5755	12332,6284	2811,3586	5438,7738	3093,8179	7297,8277	1872,9165
04/05/04	335	5682,2294	6279,0703	12332,6284	2811,3586	9771,7762	7426,8203	7297,8277	1872,9165
11/06/04	373	6689,2920	7286,1329	12332,6284	2811,3586	9771,7762	7426,8203	8879,8695	3454,9583
30/06/04	392	6689,2920	7286,1329	12332,6284	2811,3586	9771,7762	7426,8203	11876,9034	6451,9922
02/07/04	394	6689,2920	7286,1329	12332,6284	2811,3586	9771,7762	7426,8203	12131,1982	6706,2870
07/07/04	399	4662,7404	5259,5813	12332,6284	2811,3586	9565,5397	7220,5838	9924,1132	4499,2020
19/08/04	442	6203,1388	6799,9797	13714,0021	4192,7323	10964,3904	8619,4345	10734,1956	5309,2844
18/09/04	472	6284,3456	6881,1865	13962,7127	4441,4430	11276,9293	8931,9734	9241,4712	3816,5600
30/10/04	514	7177,2205	7774,0614	14679,3546	5158,0848	11976,6932	9631,7373	12224,6523	6799,7411
27/11/04	542	7393,8739	7990,7148	15285,5679	5764,2981	12469,6830	10124,7272	10327,3641	4902,4529
30/12/04	575	7145,1902	7742,0311	15367,6266	5846,3569	12465,3068	10120,3510	14937,9314	9513,0202
27/01/05	603	7980,7291	8577,5700	14472,4425	4951,1727	12247,8774	9902,9215	15882,5731	10457,6619

Tabela B.2 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S2.

Data	Dias decorridos	S1	S2	S1	S1 acumulado	S2	S2 acumulado
04/06/03	0	1297,0238	3680,8878	1297,0238	0,0000	3680,8878	0,0000
04/07/03	30	2068,2467	3766,4658	2068,2467	771,2228	3766,4658	85,5779
22/07/03	48	2319,7860	4037,8686	2319,7860	1022,7622	4037,8686	356,9808
27/08/03	84	1927,4573	3905,7783	1927,4573	630,4334	3905,7783	224,8904
03/09/03	91	2291,8037	3961,4724	2291,8037	994,7799	3961,4724	280,5845
07/10/03	125	3619,1232	4874,1238	3619,1232	2322,0994	4874,1238	1193,2360
30/10/03	148	3347,2320	4660,4525	3347,2320	2050,2082	4660,4525	979,5647
11/12/03	190	4569,8499	5491,1644	4569,8499	3272,8261	5491,1644	1810,2765
18/02/04	259	6280,6556	5260,6798	6280,6556	4983,6317	5260,6798	1579,7919
04/05/04	335	9841,2048	6728,0532	9841,2048	8544,1810	6728,0532	3047,1654
11/06/04	373	9839,4912	6993,8876	9841,2048	8544,1810	6993,8876	3312,9997
30/06/04	392	5783,4000	7568,5045	9841,2048	8544,1810	7568,5045	3887,6166
02/07/04	394	2783,3296	7918,0010	9841,2048	8544,1810	7568,5045	3887,6166
07/07/04	399	-1684,4688	7754,3664	9841,2048	8544,1810	7404,8699	3723,9821
19/08/04	442	-707,5610	8259,9835	10818,1126	9521,0887	7910,4870	4229,5992
18/09/04	472	-51,4080	9991,8674	11474,2656	10177,2418	9642,3709	5961,4831
30/10/04	514	938,0736	10009,8859	12463,7472	11166,7234	9642,3710	5961,4832
27/11/04	542	1468,2125	9986,3384	12993,8861	11696,8622	9642,3710	5961,4832
30/12/04	575	1681,0416	9993,5952	13206,7152	11909,6914	9642,3710	5961,4832
27/01/05	603	2878,8480	9993,5952	14404,5216	13107,4978	9642,3710	5961,4832

Tabela B.3 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S3.

Data	Dias Decorridos	S1	S2	S1	S1 acumulado	S2	S2 acumulado
04/06/03	0	5699,5365	4005,1440	5699,5365	0,0000	4005,1440	0,0000
04/07/03	30	5672,4008	4005,1440	5672,4008	-27,1357	4005,1440	0,0000
22/07/03	48	5919,4051	4005,1440	5919,4051	219,8686	4005,1440	0,0000
27/08/03	84	5921,2006	4927,0927	5921,2006	221,6642	4927,0927	921,9487
07/10/03	125	7886,7419	7083,6480	7886,7419	2187,2054	4927,0927	921,9487
30/10/03	148	7270,2749	6488,0244	7270,2749	1570,7384	4927,0927	921,9487
11/12/03	190	7234,7581	8022,1440	7234,7581	1535,2217	6461,2123	2456,0683
18/02/04	259	8420,7581	8390,5536	8420,7581	2721,2217	6829,6219	2824,4779
04/05/04	335	9134,8092	8957,5200	9134,8092	3435,2727	6829,6220	2824,4780
11/06/04	373	9239,8638	8957,5200	9239,8638	3540,3274	6829,6220	2824,4780
30/06/04	392	9938,4428	8957,5200	9938,4428	4238,9063	6829,6220	2824,4780
06/07/04	398	10205,7204	7705,9034	10205,7204	4506,1839	6829,6220	2824,4780
07/07/04	399	9932,3547	581,7240	9932,3547	4232,8182	6829,6220	2824,4780
19/08/04	442	11132,1518	2294,7210	11132,1518	5432,6153	8542,6190	4537,4750
18/09/04	472	11156,9392	2902,4424	11156,9392	5457,4027	9150,3404	5145,1964
30/10/04	514	11156,9392	3172,8840	11156,9392	5457,4027	9420,7820	5415,6380
27/11/04	542	11156,9392	3954,6936	11156,9392	5457,4027	10202,5916	6197,4476
30/12/04	575	11156,9392	3835,7280	11156,9392	5457,4027	10083,6260	6078,4820
27/01/05	603	11156,9392	3544,3980	11156,9392	5457,4027	9792,2960	5787,1520

Tabela B.4 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S4.

Data	Dias decorridos	S1	S2	S1	S1 acumulado	S2	S acumulado
04/06/03	0	-15,6468	9798,7978	-465,9269	0,0000	9254,9880	0,0000
04/07/03	30	-96,4886	9618,8043	-96,4886	369,4383	9618,8043	363,8163
22/07/03	48	344,8314	10062,3563	344,8314	810,7583	10062,3563	807,3683
27/08/03	84	-465,9269	9254,9875	-465,9269	0,0000	9254,9875	-0,0005
03/09/03	91	-107,1755	9448,7227	-107,1755	358,7515	9448,7227	193,7347
07/10/03	125	1987,1436	6071,2718	1987,1436	2453,0705	9448,7227	193,7347
30/10/03	148	1184,6746	7153,5468	1184,6746	1650,6016	9448,7227	193,7347
11/12/03	190	2064,6325	8846,1268	2064,6325	2530,5594	11141,3027	1886,3147
18/02/04	259	2334,8503	1516,5414	2334,8503	2800,7772	11141,3027	1886,3147
04/05/04	335	2021,0450	1516,5414	2021,0450	2486,9719	11141,3027	1886,3147
11/06/04	373	1067,7078	3426,2602	2021,0450	2486,9719	11141,3027	1886,3147
30/06/04	392	1681,1617	5383,6369	1681,1617	2147,0887	11141,3027	1886,3147
02/07/04	394	811,8951	5002,3739	1681,1617	2147,0887	11141,3027	1886,3147
07/07/04	399	1316,8784	5649,7134	1316,8784	1782,8053	11788,6422	2533,6542
19/08/04	442	1470,3980	8895,3932	1470,3980	1936,3249	15034,3219	5779,3339
18/09/04	472	1751,6488	7191,0615	1751,6488	2217,5758	15034,3200	5779,3320
30/10/04	514	2740,7978	6765,7150	2740,7978	3206,7247	15034,3200	5779,3320
27/11/04	542	4095,7362	6765,7150	4095,7362	4561,6631	15034,3200	5779,3320
30/12/04	575	4851,2531	6765,7150	4851,2531	5317,1800	15034,3200	5779,3320
27/01/05	603	5956,2152	6765,7150	5956,2152	6422,1421	15034,3200	5779,3320

Tabela B.5 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S5.

Data	Dias decorridos	S1	S2	S1	S1 acumulado	S2	S2 acumulado
04/06/03	0	2850,6518	5665,6769	2007,0532	0,0000	5665,6769	0,0000
04/07/03	30	2007,0532	5348,8899	2007,0532	0,0000	5348,8899	-316,7870
22/07/03	48	2440,4760	5762,1287	2440,4760	433,4228	5762,1287	96,4518
27/08/03	84	2722,4406	5850,8096	2722,4406	715,3874	5850,8096	185,1327
03/09/03	91	2867,4228	6094,8993	2867,4228	860,3696	6094,8993	429,2224
07/10/03	125	3240,6109	6941,1971	3240,6109	1233,5577	6941,1971	1275,5202
30/10/03	148	3216,7896	7105,7013	3216,7896	1209,7364	7105,7013	1440,0244
11/12/03	190	5094,2107	7269,3250	5094,2107	3087,1575	7269,3250	1603,6481
18/02/04	259	3480,2165	8731,5460	6429,0429	4421,9897	8731,5460	3065,8691
04/05/04	335	7763,8751	8740,8616	7763,8751	5756,8219	8740,8616	3075,1847
11/06/04	373	9315,5175	8740,8616	9315,5175	7308,4643	8740,8616	3075,1847
30/06/04	392	7981,7747	8740,8616	7981,7747	5974,7215	8740,8616	3075,1847
06/07/04	398	9609,5035	4612,2647	9609,5035	7602,4503	8740,8616	3075,1847
07/07/04	399	9208,6605	4047,6440	9208,6605	7201,6073	8176,2409	2510,5640
19/08/04	442	9208,6605	5993,8238	9208,6605	7201,6073	10122,4206	4456,7438
18/09/04	472	9208,6605	6756,9610	9208,6605	7201,6073	10885,5579	5219,8810
30/10/04	514	9208,6605	7171,7591	9208,6605	7201,6073	11300,3560	5634,6791
27/11/04	542	9208,6605	7764,8158	9208,6605	7201,6073	11893,4127	6227,7358
30/12/04	575	9208,6605	10711,7397	9208,6605	7201,6073	14840,3366	9174,6597
27/01/05	603	9208,6605	10728,8184	9208,6605	7201,6073	14857,4153	9191,7384

Tabela B.6 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S6.

Data	Dias decorridos	S1	S1 acumulado	S2	S2 acumulado	S3	S3 acumulado	S4	S4 acumulado
03/06/03	0	9378,0290	0,0000	-1691,9372	0,0000	8720,8500	0,0000	-720,0000	0,0000
04/07/03	31	9478,0290	100,0000	-1691,9372	0,0000	8720,8500	0,0000	-720,0000	0,0000
22/07/03	49	9752,6951	374,6661	-1457,0900	234,8472	8720,8500	0,0000	-694,0502	25,9498
27/08/03	85	10352,0577	974,0287	-1171,3133	520,6239	9174,1536	453,3036	-280,2576	439,7424
07/10/03	126	10476,7648	1098,7357	-954,7173	737,2199	10417,1815	1696,3316	1109,6741	1829,6741
30/10/03	149	10476,7648	1098,7357	-1117,5157	574,4216	10480,4135	1759,5635	1106,5287	1826,5287
11/12/03	191	10665,7796	1287,7505	220,2552	1912,1924	10810,5744	2089,7244	1066,5297	1786,5297
18/02/04	260	10665,7796	1287,7505	77,9279	1769,8652	10443,8372	1722,9872	2789,2854	3509,2854
27/02/04	269	10665,7796	1287,7505	710,7676	2402,7048	10443,8372	1722,9872	4043,1703	4763,1703
04/05/04	336	10665,7796	1287,7505	836,1540	2528,0912	11371,4225	2650,5725	9857,2881	10577,2881
11/06/04	374	10665,7796	1287,7505	2511,6952	4203,6324	11371,4225	2650,5725	9884,7711	10604,7711
30/06/04	393	10817,7689	1439,7398	3643,6638	5335,6010	11845,4874	3124,6374	9884,7711	10604,7711
02/07/04	395	10969,7582	1591,7291	3494,1720	5186,1092	11928,5187	3207,6687	9884,7711	10604,7711
06/07/04	399	10855,6105	1477,5814	3546,1567	5238,0939	11994,7108	3273,8608	10056,8950	10776,8950
07/07/04	400	11085,4292	1707,4002	3742,2990	5434,2362	12307,9005	3587,0505	10308,6947	11028,6947
19/08/04	442	10734,7906	1356,7616	4407,1434	6099,0806	12340,7779	3619,9279	10513,4188	11233,4188
18/09/04	472	11294,1245	1916,0955	6495,0391	8186,9764	13177,4314	4456,5814	11637,7894	12357,7894
30/10/04	514	12294,1245	2916,0955	10080,1980	11772,1352	14135,5409	5414,6909	10705,9468	11425,9468
27/11/04	542	12294,1200	2916,0910	10089,9315	11781,8687	15456,5714	6735,7214	13291,6693	14011,6693
30/12/04	575	12294,1200	2916,0910	10089,9315	11781,8687	15456,5714	6735,7214	14553,1005	15273,1005
27/01/05	603	12294,1200	2916,0910	10089,9315	11781,8687	15456,5714	6735,7214	14553,1005	15273,1005

Tabela B.7 – Banco de dados das deformações acumuladas na seção S7.

Data	Dias decorridos	S1	S1 acumulado	S2	S2 acumulado
26/05/03	0	325,4913	0,0000	4759,3312	0,0000
04/07/03	39	748,8995	423,4083	4759,3312	0,0000
27/08/03	93	742,5908	417,0995	5096,8057	337,4745
07/10/03	134	2376,1967	2050,7054	5100,0840	340,7528
30/10/03	157	2134,3283	1808,8370	6417,4217	1658,0905
11/12/03	199	2192,1781	1866,6869	6555,2225	1795,8913
18/02/04	268	3019,5563	2694,0650	10241,3808	5482,0496
27/02/04	277	3150,1903	2824,6991	10814,2387	6054,9075
04/05/04	344	4192,6808	3867,1895	10823,5116	6064,1804
11/06/04	382	4490,1375	4164,6463	10823,5116	6064,1804
30/06/04	401	5336,7870	5011,2957	10823,5116	6064,1804
06/07/04	407	5608,4626	5282,9714	10823,5116	6064,1804
07/07/04	408	5468,0406	5142,5493	9080,8989	4321,5677
19/08/04	451	5785,0734	5459,5821	8785,1971	4025,8658
18/09/04	481	8001,9792	7676,4879	10957,3692	6198,0380
30/10/04	523	8002,2373	7676,7460	10121,5221	5362,1909
27/11/04	551	8002,2373	7676,7460	11234,2677	6474,9365
30/12/04	584	8002,2373	7676,7460	13175,7770	8416,4457
27/01/05	621	8002,2373	7676,7460	14127,7497	9368,4185

APÊNDICE C – DIFRATROMETRIA DE RAIOS-X

Neste apêndice são apresentados os difratogramas do complemento dos materiais estudados. As Figuras de C.1 a C.5 apresentam os valores obtidos.

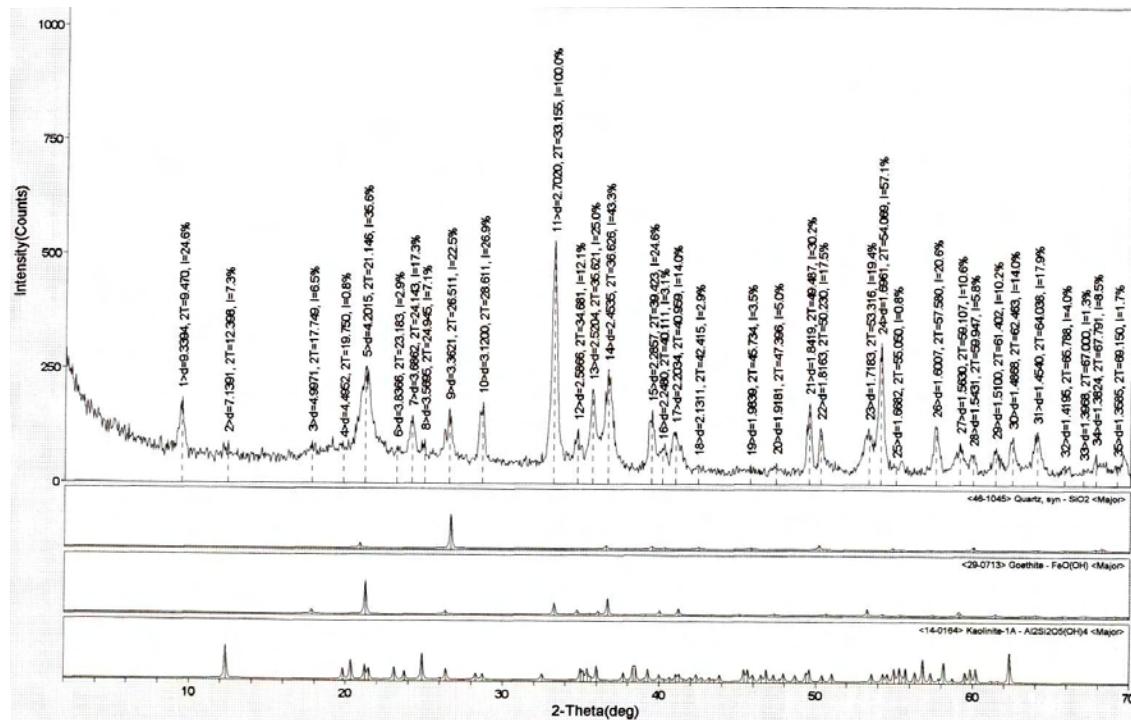


Figura C.1 – Difratograma obtido para a mistura MR25.

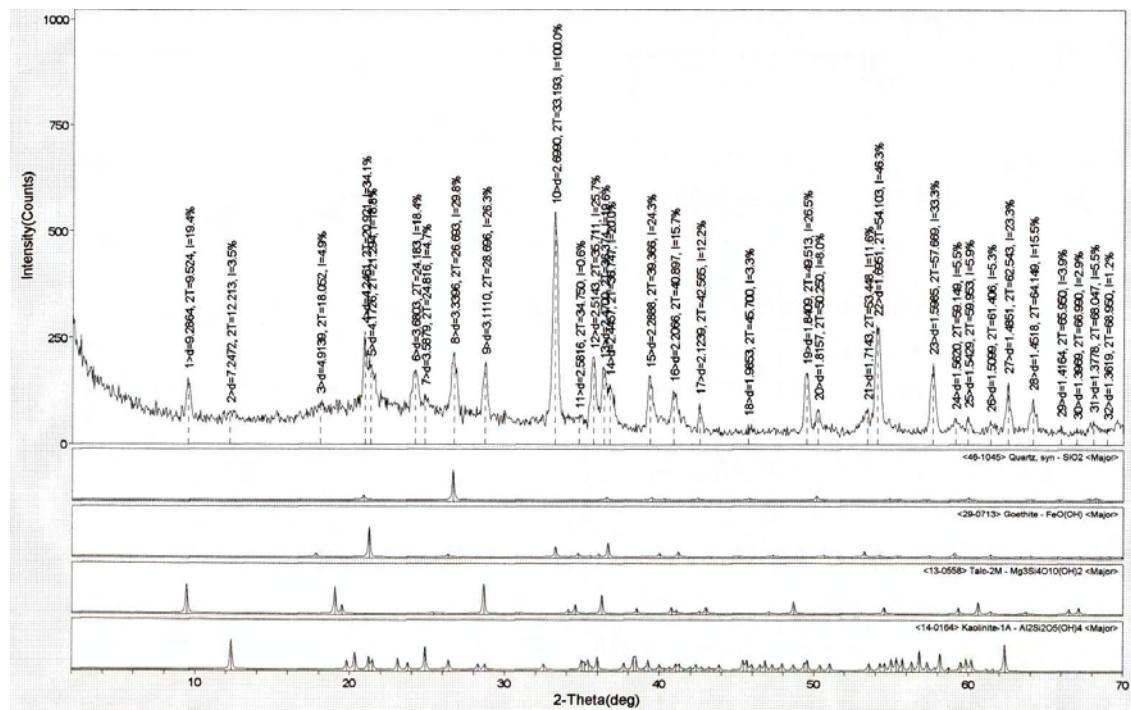


Figura C.2 – Difratograma obtido para a mistura MR50.

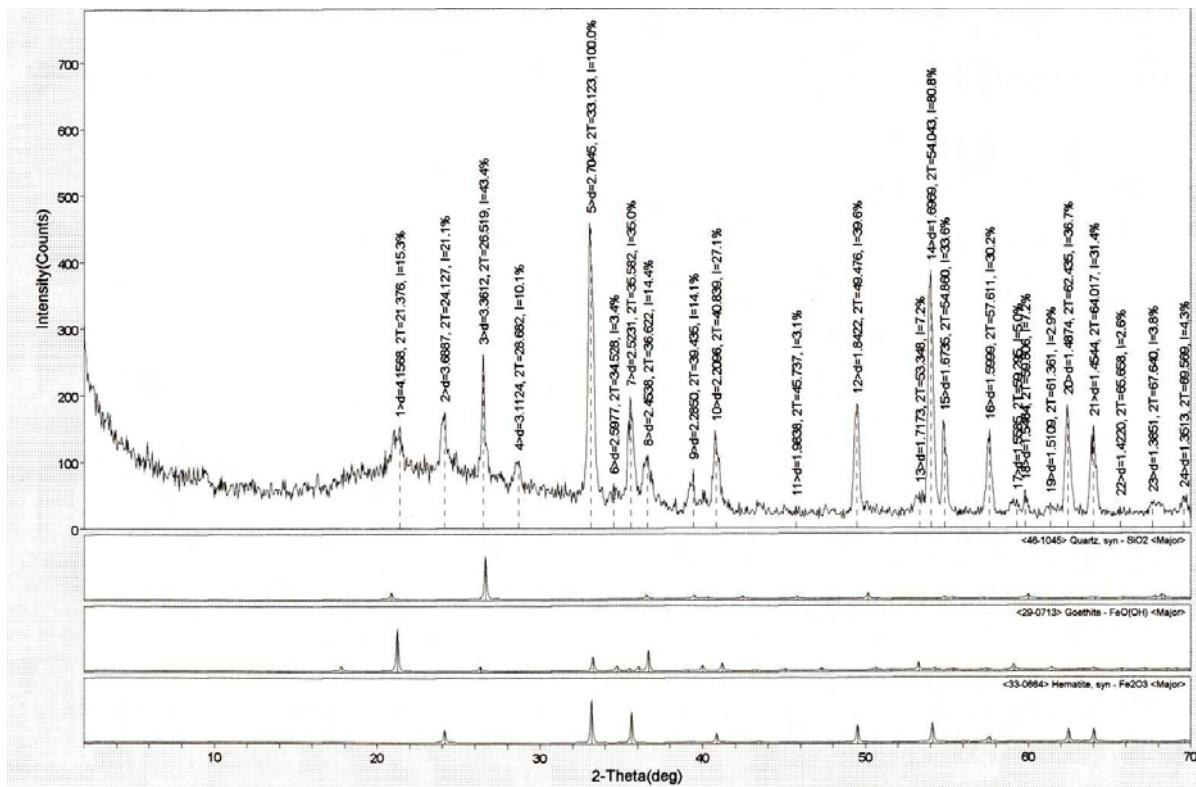


Figura C 3 – Difratograma obtido para a mistura MR275.

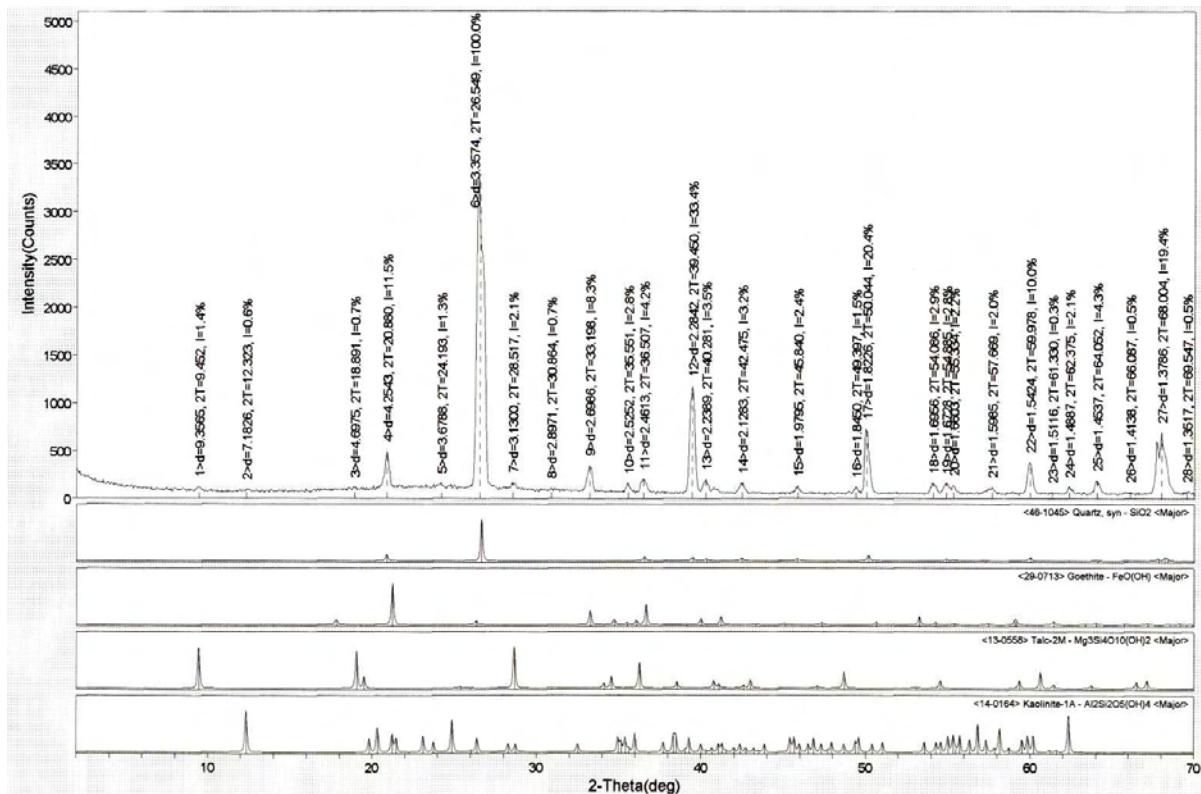


Figura C.4 – Difratograma obtido para o estéril de itabirito silicoso.

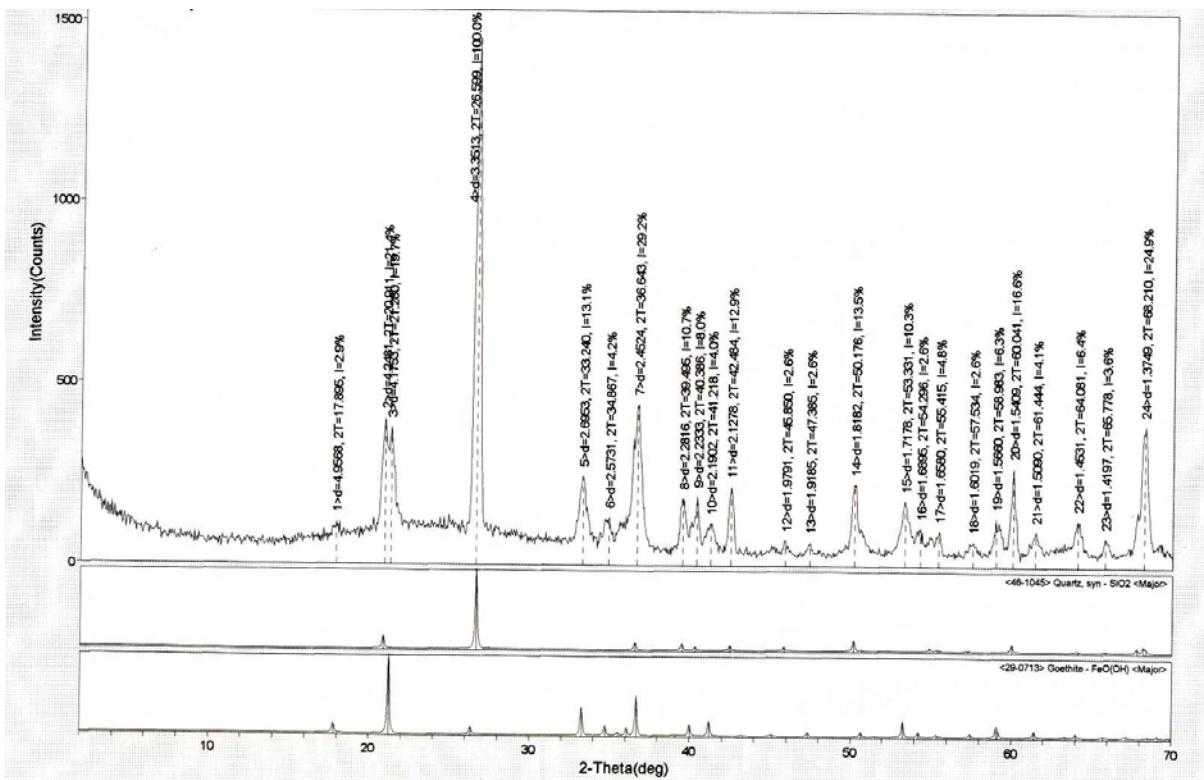


Figura C.5 – Difratograma obtido para o estéril de itabirito dolomítico.

APÊNDICE D – MÓDULO RESILIENTE

No apêndice D são relatados o complemento da determinação dos módulos resilientes para os materiais estudados. Os valores estão representados nas Tabelas D.1 a D.6.

Tabela D.1 – Ensaios do módulo resiliente do estéril laterita - EL.

Ensaios 1: $w = 12,2\%$; $\gamma_s = 2,495 \text{ g/cm}^3$				Ensaios 2: $w = 10,8\%$; $\gamma_s = 2,452 \text{ g/cm}^3$			
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)
0,021	0,021	57	0,06828	0,021	0,021	99,5	0,04181
0,021	0,042	93,3	0,08339	0,021	0,042	139,5	0,05963
0,021	0,063	83,1	0,1404	0,021	0,063	116,7	0,10698
0,035	0,035	106,6	0,06083	0,035	0,035	329	0,02108
0,035	0,07	86,7	0,14953	0,035	0,07	121,7	0,11396
0,035	0,105	88,1	0,22089	0,035	0,105	117,1	0,17761
0,053	0,053	100,9	0,09733	0,053	0,053	221,3	0,04744
0,053	0,105	93,7	0,20763	0,053	0,105	142,6	0,14586
0,053	0,158	105,9	0,27656	0,053	0,158	137,7	0,22735
0,07	0,07	105,1	0,1234	0,07	0,07	216,3	0,0641
0,07	0,14	106,3	0,24399	0,07	0,14	155,3	0,17853
0,07	0,21	120,2	0,32369	0,07	0,21	159,7	0,26055
0,105	0,105	143,9	0,1352	0,105	0,105	232,8	0,08934
0,105	0,21	146,5	0,26568	0,105	0,21	208,2	0,19977
0,105	0,315	156,6	0,37284	0,105	0,315	220,9	0,28243
0,14	0,14	155,8	0,16656	0,14	0,14	258,9	0,1071
0,14	0,28	172,4	0,30091	0,14	0,28	248,1	0,22355
0,14	0,36	182,5	0,36562	0,14	0,36	261,6	0,27265

Tabela D.2 – Ensaios do módulo resiliente do solos granular – SG.

Ensaios 1: $w = 23,5\%$; $\gamma_s = 1,655 \text{ g/cm}^3$				Ensaios 2: $w = 24,6\%$; $\gamma_s = 1,7 \text{ g/cm}^3$			
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)
0,021	0,021	97,3	0,04309	0,021	0,021	208,2	0,02021
0,021	0,042	70,4	0,11415	0,021	0,042	100,1	0,08404
0,021	0,063	66,4	0,18452	0,021	0,063	79,1	0,15962
0,035	0,035	90,3	0,07743	0,035	0,035		0,04078
0,035	0,07	75,3	0,18574	0,035	0,07	84,1	0,1667
0,035	0,105	75,4	0,27949	0,035	0,105	71,7	0,29315
0,053	0,053	130,6	0,08103	0,053	0,053	118	0,08996
0,053	0,105	94,8	0,22118	0,053	0,105	86,9	0,2421
0,053	0,158	99	0,31858	0,053	0,158	82,3	0,38451
0,07	0,07	129,6	0,17789	0,07	0,07	125,2	0,11198
0,07	0,14	110,3	0,25354	0,07	0,14	91	0,30812
0,07	0,21	113,7	0,36871	0,07	0,21	91,9	0,45756
0,105	0,105	163,6	0,12815	0,105	0,105	134,9	0,15588
0,105	0,21	146,7	0,28503	0,105	0,21	114	0,36883
0,105	0,315	157,5	0,39444	0,105	0,315	116,5	0,54173
0,14	0,14	183,3	0,15281	0,14	0,14	146,2	0,19181
0,14	0,28	184,2	0,3035	0,14	0,28	136,4	0,41128
0,14	0,36	189	0,38028	0,14	0,36	139,3	0,51759

Tabela D.3 – Ensaios do módulo resiliente da mistura de pista – MP.

Ensaios 1: $w = 6,5\%$; $\gamma_s = 2,78\text{g/cm}^3$				Ensaios 2: $w = 9,5\%$; $\gamma_s = 2,78\text{g/cm}^3$			
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)
0,021	0,021	303,1	0,01449	0,021	0,021	245,3	0,01712
0,021	0,042	233,4	0,03627	0,021	0,042	128,9	0,06513
0,021	0,063	170,8	0,07432	0,021	0,063	106,9	0,11775
0,035	0,035	306,1	0,02404	0,035	0,035	183,8	0,03806
0,035	0,07	286,5	0,04829	0,035	0,07	123,2	0,11361
0,035	0,105	186,4	0,11419	0,035	0,105	114,9	0,18275
0,053	0,053	396,5	0,62643	0,053	0,053	189	0,05604
0,053	0,105	235,3	0,08991	0,053	0,105	158,1	0,13277
0,053	0,158	219,2	0,14529	0,053	0,158	150,4	0,21003
0,07	0,07	417,4	0,03379	0,07	0,07	188,6	0,07418
0,07	0,14	246,9	0,11422	0,07	0,14	164,4	0,17022
0,07	0,21	249,6	0,16951	0,07	0,21	167,9	0,24997
0,105	0,105	468,9	0,04514	0,105	0,105	242,7	0,08647
0,105	0,21	316,4	0,13372	0,105	0,21	215,9	0,19437
0,105	0,315	309,9	0,20484	0,105	0,315	223	0,28238
0,14	0,14	395,5	0,07133	0,14	0,14	285,6	0,09799
0,14	0,28	434	0,16593	0,14	0,28	254,8	0,21965
0,14	0,36	352,6	0,2057	0,14	0,36	264,2	0,27241

Tabela D.4 – Ensaio do módulo resiliente do estéril de itabirito silicoso – EIS.

Ensaio1: $w = 5,6\%$; $\gamma_s = 1,95\text{g/cm}^3$			
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)
0,021	0,0021	164,9	0,02432
0,021	0,0042	118,5	0,06784
0,021	0,0063	136,7	0,08681
0,035	0,0035	165,1	0,04056
0,035	0,007	171,7	0,07803
0,035	0,0105	145,7	0,13794
0,053	0,0053	244,6	0,04148
0,053	0,0105	189,6	0,104
0,053	0,0158	174,1	0,17374
0,07	0,007	217,9	0,06147
0,07	0,014	198,6	0,13494
0,07	0,021	190	0,21157
0,105	0,0105	231,1	0,08696
0,105	0,021	231,8	0,16834
0,105	0,0315	227,9	0,26456
0,14	0,014	287,7	0,69314
0,14	0,028	279,7	0,19154
0,14	0,036	280	0,29411

Tabela D.5 – Ensaios do módulo resiliente do rejeito de minério de ferro – RF.

Ensaio 1: $w = 10,86\%$; $\gamma_s = 2,96\text{g/cm}^3$				Ensaio 2: $w = 7,4\%$; $\gamma_s = 2,845 \text{ g/cm}^3$			
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)
0,021	0,021	94,8	0,04469	0,021	0,021		0,011
0,021	0,042	102,2	0,08107	0,021	0,042	173,4	0,04801
0,021	0,063	117,1	0,10612	0,021	0,063	153	0,08163
0,035	0,035	172,9	0,03495	0,035	0,035		0,0181
0,035	0,07	160,1	0,08629	0,035	0,07	191,4	0,07248
0,035	0,105	142,4	0,1455	0,035	0,105	166,3	0,12511
0,053	0,053	231,6	0,04816	0,053	0,053	299	0,03513
0,053	0,105	210,4	0,69845	0,053	0,105	207,2	0,10046
0,053	0,158	183,9	0,16949	0,053	0,158	186	0,16835
0,07	0,07	292,6	0,0472	0,07	0,07	290,2	0,04781
0,07	0,14	215,1	0,12839	0,07	0,14	222,1	0,12495
0,07	0,21	194,2	0,21331	0,07	0,21	202,4	0,20567
0,105	0,105	320,7	0,0646	0,105	0,105	306,2	0,06796
0,105	0,21	266,2	0,15566	0,105	0,21	260,4	0,15982
0,105	0,315	250	0,29861	0,105	0,315	236,4	0,26405
0,14	0,14	365,5	0,07556	0,14	0,14	329,6	0,08418
0,14	0,28	295,9	0,18669	0,14	0,28	287	0,19335
0,14	0,36	289,1	0,2456	0,14	0,36	276,1	0,25847

Tabela D.6 – Ensaios do módulo resiliente do estéril de itabirito dolomítico – EID.

Ensaios 1: $w = 10,1\%$; $\gamma_s = 1,83 \text{ g/cm}^3$				Ensaios 2: $w = 20,1\%$; $\gamma_s = 1,83 \text{ g/cm}^3$			
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Mr (MPa)	Deformação Resiliente (mm)
0,021	0,021	63		0,021	0,021	63	0,06775
0,021	0,042			0,035	0,035	65,8	0,10706
0,021	0,063			0,053	0,053	67,6	0,4528
0,035	0,035	116	0,0603	0,07	0,07	74,1	0,1402
0,035	0,07	107,5	0,13027	0,105	0,105	85,9	0,24616
0,035	0,105	94,3	0,22258	0,14	0,14	86,5	0,32596
0,053	0,053	136,9	0,0774	0,21	0,21	86,2	0,49056
0,053	0,105	121	0,17368				
0,053	0,158	114,6	0,27578				
0,07	0,07	168,9	0,0829				
0,07	0,14	135	0,20746				
0,07	0,21	134,7	0,31174				
0,105	0,105	189,5	0,1108				
0,105	0,21	171,9	0,24136				
0,105	0,315	167,4	0,37632				
0,14	0,14	227,9	0,12285				
0,14	0,28	203,9	0,27967				
0,14	0,36	204,3	0,35236				